

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

DIPARTIMENTO DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI

TESI DI LAUREA

in

Progetto in zona sismica LS

**PROGETTAZIONE SISMICA DI STRUTTURE A PARETI
PORTANTI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO**

CANDIDATO:

Nicola Guarini

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing.

Tomaso Trombetti

CORRELATORE:

Dott. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico 2009/10

Sessione II

INTRODUZIONE	7
---------------------------	---

CAPITOLO 1 ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DI STRUTTURE A SETTI

1.1 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo <i>Reinforced Concrete Structures</i>	8
1.1.1 Analisi del comportamento delle slender walls.....	8
1.1.2 Analisi del comportamento delle squat walls.....	10
1.1.3 Analisi del comportamento delle coupled walls.....	11
1.2 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo <i>Tall Building Structures-Analysis and Design</i>	14
1.2.1 “Proportionate” e “Nonproportionate” systems.....	14
1.2.2 Analisi tensionale delle pareti.....	16
1.2.3 Analisi delle coupled walls.....	19
1.3 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo <i>Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures</i>	31
1.3.1 Analisi del comportamento delle slender walls e delle coupled walls.....	31
1.3.2 Analisi del comportamento delle squat walls.....	37
1.4 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo <i>Reinforced Concrete-Mechanics and Design</i>	38
1.4.1 Analisi del comportamento delle shear walls.....	38
1.4.2 Analisi del comportamento delle coupled walls.....	40

CAPITOLO 2 ANALISI DELLA CAPACITA' RESISTENTE DI STRUTTURE A SETTI

2.1 Analisi della capacità resistente di strutture a setti secondo il testo <i>Reinforced Concrete Structures</i>	45
2.1.1 Analisi della capacità resistente delle slender walls.....	45
2.1.2 Analisi della capacità resistente delle squat walls.....	49
2.1.3 Analisi della capacità resistente delle coupled walls.....	52
2.2 Analisi della capacità resistente di strutture a setti secondo il testo <i>Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures</i>	57
2.2.1 Analisi della capacità resistente delle slender walls e delle coupled walls.....	57
2.2.2 Resistenza flessionale.....	58

2.2.3 Duttività e instabilità.....	61
2.2.4 Resistenza al taglio.....	65
2.2.5 Resistenza a taglio delle travi di accoppiamento.....	67
2.2.6 Analisi della capacità resistente a flessione delle squat walls.....	69
2.2.7 Analisi della capacità resistente a taglio delle squat walls.....	70
2.3 Analisi della capacità resistente di strutture a setti secondo il testo <i>Reinforced Concrete-Mechanics and Design</i>	78
2.3.1 Analisi della resistenza flessionale delle shear walls.....	78
2.3.2 Analisi della resistenza a taglio delle shear walls.....	85
2.3.3 Analisi della capacità resistente delle coupled walls.....	88

CAPITOLO 3 CONFRONTO TRA I DIVERSI TESTI

3.1 Confronto tra i diversi testi	90
---	----

CAPITOLO 4 PRINCIPALI INDICAZIONI NORMATIVE

4.1 Indicazioni fornite dalle Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).....	92
4.1.1 Indicazioni riguardanti le tipologie strutturali e le sollecitazioni di calcolo. (NTC 08) ...	93
4.1.2 Indicazioni riguardanti le verifiche da effettuare per le pareti in conglomerato cementizio armato (NTC 08).....	96
4.1.3 Indicazioni riguardanti i dettagli costruttivi da adottare nella realizzazione di pareti in conglomerato cementizio armato (NTC 08).....	99
4.2 Indicazioni fornite dall'Eurocodice 8.....	101
4.2.1 Indicazioni riguardanti le tipologie strutturali e le sollecitazioni di calcolo (Eurocodice 8).....	101
4.2.2 Indicazioni riguardanti le verifiche da effettuare per le pareti in conglomerato cementizio armato (Eurocodice 8).....	109
4.2.3 Indicazioni riguardanti i dettagli costruttivi da adottare nella realizzazione di pareti in conglomerato cementizio armato (Eurocodice 8).....	113
4.3 Confronto tra le due normative.....	120

CAPITOLO 5 PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO CON NUCLEO DI CONTROVENTAMENTO

5.1 Introduzione.....	121
5.2 Descrizione della struttura.....	121
5.3 Analisi dei carichi.....	123
5.4 Materiali utilizzati.....	126
5.4.1 Caratteristiche del calcestruzzo.....	126
5.4.2 Caratteristiche dell'acciaio.....	127
5.5 Combinazione delle azioni per analisi statica.....	127
5.6 Combinazione delle azioni per analisi sismica.....	129
5.6.1 Azione sismica.....	129
5.7 Modellazione della struttura.....	145
5.8 Assegnazione dei carichi sulle travi principali.....	146
5.9 Analisi sismica dell'edificio.....	156
5.10 Sollecitazioni di progetto.....	163
5.10.1 Sollecitazioni di progetto per la parete piena.....	165
5.10.2 Aspetti teorici riguardanti il calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete piena.....	171
5.10.2.1 Determinazione dell'asse neutro e del momento in condizioni di primo snervamento.....	175
5.10.2.2 Determinazione dell'asse neutro e del momento in condizioni di snervamento sostanziale.....	178
5.10.2.3 Determinazione dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.....	181
5.10.3 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete "piena" ..	184
5.10.4 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza a taglio per la parete piena.....	193
5.10.5 Sollecitazioni di progetto per la parete accoppiata.....	206
5.10.6 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete accoppiata.....	212
5.10.7 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza a taglio per la parete accoppiata ..	232
5.10.8 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza per le travi di accoppiamento.....	246
5.10.8.1 Calcolo delle armature a flessione e del momento ultimo per la trave di accoppiamento.....	249
5.10.8.2 Calcolo delle armature a taglio per la trave di accoppiamento.....	254
5.11 Conclusioni.....	261

CAPITOLO 6 PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO A PARETI PORTANTI

6.1 Introduzione.....	265
6.2 Descrizione della struttura.....	265
6.3 Analisi dei carichi e materiali utilizzati.....	268
6.4 Azione sismica.....	269
6.5 Modellazione della struttura.....	272
6.6 Assegnazione dei carichi sulle pareti perimetrali.....	273
6.7 Analisi sismica dell'edificio.....	283
6.8 Sollecitazioni di progetto.....	289
6.8.1 Sollecitazioni di progetto per la parete analizzata.....	291
6.9 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete analizzata.....	301
6.10 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza a taglio per la parete analizzata.....	334
6.11 Calcolo delle armature per le travi di accoppiamento.....	348
6.12 Conclusioni.....	372
Bibliografia.....	376

INTRODUZIONE

Il seguente lavoro si può suddividere in due parti. Nella prima parte sono state raccolte una serie di informazioni presenti nella letteratura tecnica e nelle diverse normative riguardanti le strutture realizzate con setti in cemento armato, quindi prendendo in esame due diverse tipologie strutturali, una definita in letteratura *slender wall* e l'altra definita *squat wall*, si è visto come i diversi testi e le diverse normative trattano tre problematiche inerenti a queste tipologie strutturali. Per prima cosa sono state raccolte informazioni riguardanti il comportamento globale di queste strutture e quindi come è possibile ricavare le sollecitazioni di progetto, in secondo luogo si è visto come i diversi autori valutano la capacità ultima di una sezione, quindi sforzo normale, momento flettente e taglio, per ultimo sono stati individuati i dettagli costruttivi, proposti in letteratura, da utilizzare in modo da ottenere un comportamento ottimale della struttura. Sono state analizzate le informazioni presenti in diversi testi che trattano l'argomento e in più si sono consultate le diverse indicazioni fornite dalle normative nazionali ed internazionali. I vari testi sono stati consultati seguendo un ordine cronologico anche per cercare di cogliere le migliorie apportate con gli anni a tale metodo costruttivo. Questa prima parte del lavoro risulta fondamentale per il prosieguo dello stesso in quanto fornisce le basi teoriche necessarie per lo studio dei due edifici proposti successivamente. Nella seconda parte sono stati analizzati due differenti edifici. Il primo ha una classica struttura a telaio e nella zona centrale presenta un nucleo di controventamento realizzato con dei setti in conglomerato cementizio mentre la seconda struttura è interamente realizzata con l'uso di pareti portanti anch'esse in cemento armato. Per entrambi gli edifici si è andata a calcolare l'azione sismica come previsto da normativa e lo scopo ultimo del lavoro è stato quello di individuare la quantità di armatura necessaria per evitare rotture a flessione o a taglio. E quindi sono state effettuate le verifiche a pressoflessione e taglio seguendo le direttive imposte dal D.M. 14/01/2008

CAPITOLO 1

ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DI STRUTTURE A SETTI

La prima problematica che si andrà ad affrontare sarà quella relativa al comportamento globale delle strutture a setti in cemento armato e il relativo calcolo delle sollecitazioni di progetto.

1.1 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo Reinforced Concrete Structures.

Il primo testo che si andrà ad analizzare sarà Reinforced Concrete Structures di R. Park e T. Paulay uscito nel 1975. Lo studio delle pareti viene affrontato nel capitolo 12.

1.1.1 Analisi del comportamento delle slender walls.

Si analizzerà in primo luogo il comportamento di alte pareti snelle chiamate nel testo *tall walls*. Tali strutture, studiate nel paragrafo 12.2.1, si comportano essenzialmente come travi rinforzate inoltre le strette sezioni possono far nascere problemi di instabilità al bordo compresso. Le azioni orizzontali sono trasmesse attraverso i solai che sono considerati come dei diaframmi infinitamente rigidi nel loro piano. Quindi si assume una parete di questo tipo come una lunga mensola soggetta a momento flettente e forze di taglio generate dai carichi orizzontali e dalla compressione assiale causata dalla gravità.

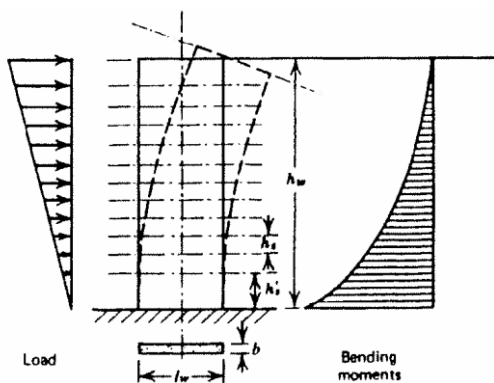


Fig. 12.1. A cantilever shear wall.

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.2.1- Tall walls having rectangular cross section- pagg 611-612*
- archivio elettronico - cartella 1.1.1

1.1.2 Analisi del comportamento delle squat walls.

Nel paragrafo 12.2.2 sono trattate le pareti tozze definite *squat walls*, sono pareti che presentano un rapporto tra altezza e lunghezza molto basso e generalmente la resistenza a taglio e i relativi rinforzi non possono essere valutati usando le tecniche applicate alle pareti alte, inoltre la flessione e il taglio non possono essere trattati separatamente perché risultano strettamente correlate tra loro. Sarà necessario poco acciaio per sostenere la flessione in quanto abbiamo un braccio interno molto grande e quindi sarà opportuno distribuire il rinforzo verticale uniformemente sull'intera lunghezza.

Quando si è di fronte a dei carichi di origine sismica la perdita di duttilità in queste pareti non assume una grande importanza per due motivi. Innanzitutto la bassa percentuale di acciaio permette di assorbire sufficiente energia nel campo post-elastico e in secondo luogo si nota che le *squat walls* permettono spesso di rimanere in campo elastico anche a seguito dell'azione sismica.

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.2.2- Squat shear walls having rectangular cross section- pagg 618-619*
- archivio elettronico - cartella 1.1.2

1.1.3 Analisi del comportamento delle coupled walls.

Nel testo di R. Park e T. Paulay viene trattata un'altra tipologia di pareti molto interessanti dal punto di vista applicativo, le cosiddette *coupled shear walls* ossia le pareti accoppiate. Queste sono trattate nel paragrafo 12.5.1. Spesso, per motivi architettonici, è necessario lasciare delle aperture nelle pareti, per esempio finestre o porte, e queste sono trattate come pareti accoppiate attraverso delle travi. L'accoppiamento avviene sostanzialmente a mezzo di piccole travi che permettono di trasmettere le forze di taglio da una parete all'altra come è possibile notare nella figura 12.19a, in questo modo le travi di accoppiamento sono soggette sia a taglio che a flessione. Essendo, per queste travi, molto piccolo il rapporto campata/profondità le deformazioni dovute al taglio possono essere molto significative. La loro grande rigidezza fa sì che siano sensibili ai movimenti relativi tra i due elementi che supportano, quindi le deformazioni assiali delle pareti accoppiate, che generano tali movimenti, devono essere assolutamente considerati nello studio globale del sistema. Per tali motivi le tecniche di analisi delle normali travi non possono essere facilmente applicate alle travi di accoppiamento.

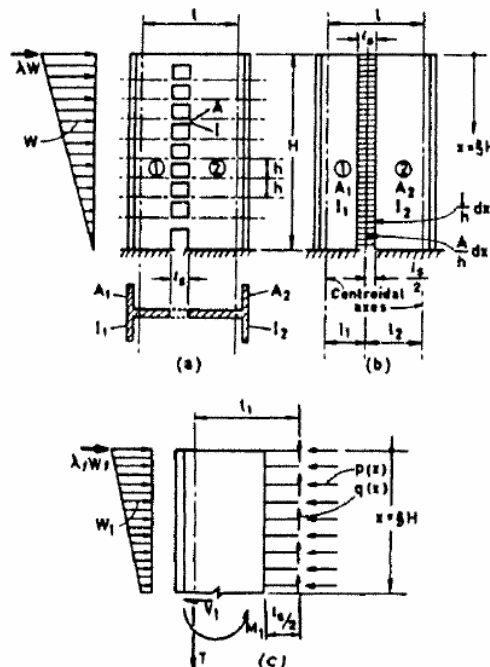


Fig. 12.19. Coupled shear walls and their mathematical model. (a) Prototype structure. (b) Mathematical model. (c) Internal and external actions.

L'analisi di queste pareti risulta essere più complessa rispetto a quella effettuata per le pareti piene, nel paragrafo 12.5.2 si propone di usare il metodo laminare di *Rossmann-Beck* che sostanzialmente sostiene che l'equilibrio di un'azione esterna, come momento flettente o momento ribaltante, deve essere supportata, in ogni sezione orizzontale, da tutta la struttura della shear wall. Quindi:

$$M_0 = M_1 + M_2 + IT$$

Dove M_0 è il momento esterno, M_1 e M_2 sono i momenti interni generati nel muro 1 e nel muro 2 e T indica la forza assiale indotta nei muri, trazione nel muro 1 e compressione nel muro 2. I diversi segni sono visibili nella figura precedente 12.19b e tutto ciò deve essere considerato ad una generica sezione x del muro. Lo scopo dell'analisi laminare è quello di determinare le sollecitazioni interne sopra esposte. Ogni lamina è soggetta a forze taglianti, carichi assiali e ad una quota parte delle azioni esterne come è mostrato nella figura 12.19c. Chiaramente proprio per l'espressione vista in precedenza si ha una migliore efficienza quando il contributo IT risulta essere predominante perché in questo modo abbiamo che i due momenti supportati dalle pareti risultano essere minori a parità di momento esterno M_0 . Il contributo del prodotto IT si può vedere graficamente nella figura 12.20 e risulta evidente che minore è lo spessore della trave di accoppiamento e minore risulta essere il contributo di IT .

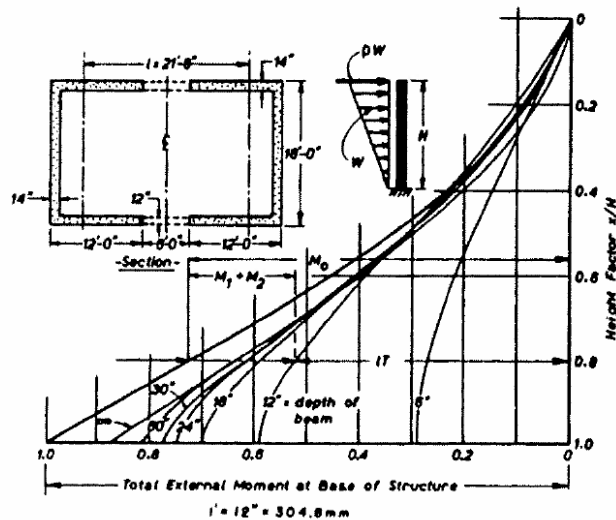


Fig. 12.20. The mode of internal moment resistance in a coupled shear wall structure.

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.5- Coupled shear walls- pagg 637-638.*
- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.5.2-The laminar analysis used to predict linear elastic resposnse- pagg 638-641.*
- *archivio elettronico – cartella 1.1.3*

1.2 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo Tall Building Structures-Analysis and Design.

Il secondo testo che si andrà ad analizzare sarà Tall Building Structures di Brian Stafford Smith e Alex Coull uscito nel 1991. Lo studio delle pareti viene affrontato nei capitoli 9 e 10.

1.2.1 “Proportionate” e “Nonproportionate” systems.

Nel testo si fa una prima distinzione tra due tipi di strutture, “proportionate systems” e “nonproportionate systems”, che hanno un comportamento sostanzialmente diverso. Nel primo caso il rapporto tra le rigidezze flessionali è costante lungo l’intera parete come possiamo notare nella figura 9.2a.

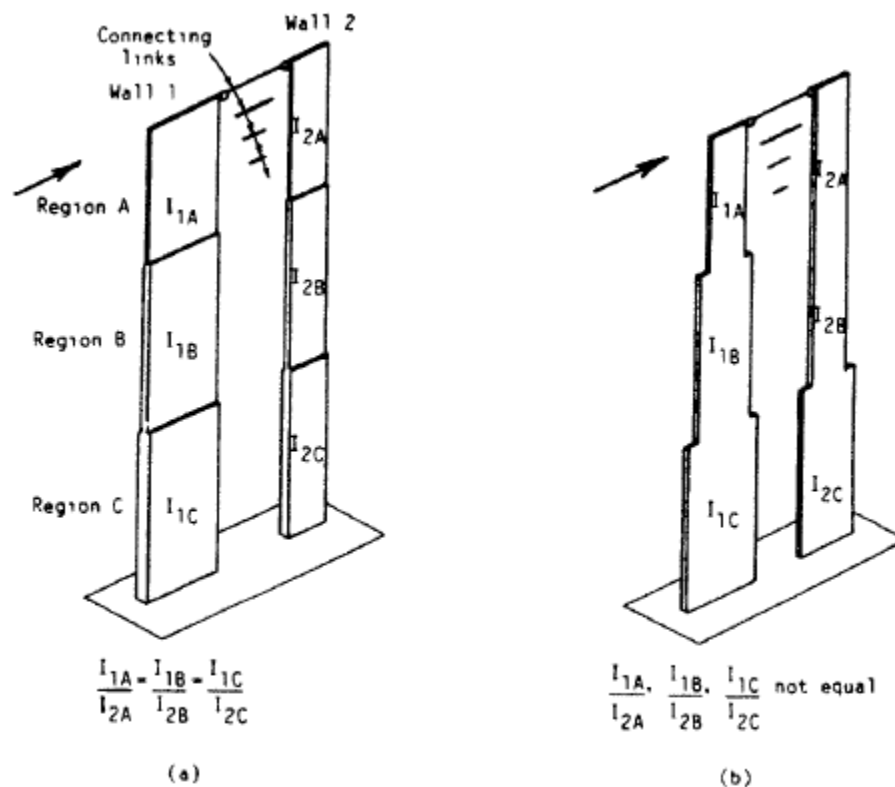


Fig. 9.2 (a) Proportionate shear walls; (b) nonproportionate shear walls.

L’analisi statica di queste strutture può essere fatta basandosi su considerazioni di equilibrio e tenendo presente che i momenti e i tagli esterni possono essere ridistribuiti tenendo conto dell’effettiva rigidezza flessionale e tagliante dei diversi elementi.

Ovviamente se il centro di massa non coincide con il centro delle rigidezze nasceranno anche problemi di carattere torsionale.

Nel paragrafo 9.3 sono analizzate le cosiddette “nonproportionate structures” rappresentate in figura 9.2b. In queste strutture si ha che il rapporto delle rigidezze non è costante lungo l'altezza della parete quindi si hanno differenti caratteristiche per quanto riguarda la trasmissione dei carichi e la curvatura degli elementi. L'analisi di queste pareti risulta essere più complessa e bisogna utilizzare un metodo interattivo che permette di valutare come le azioni esterne si ridistribuiscono sulle diverse pareti. Essendo il metodo di analisi abbastanza oneroso viene spesso usato un calcolatore però nel testo viene anche proposto un metodo manuale.

Bibliografia paragrafo.

- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 9.1- Behavior of shear wall structures- pagg 184-186.*
- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 9.2- Anaysis of proportionate wall system- pagg 186-190.*
- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 9.3- Nonproportionate structures- pagg 190-192.*
- Archivio elettronico - cartella 1.2.1

1.2.2 Analisi tensionale delle pareti.

La differenza tra slender walls e squat walls è definita dal rapporto tra altezza e larghezza della parete. Nel caso in cui tale rapporto sia maggiore di 5 si parla di pareti snelle, quindi di slender walls, e in questo caso l'analisi può essere condotta basandosi sulla semplice teoria flessionale. Tuttavia se tale rapporto risulta essere inferiore a 5, quindi nel caso delle squat walls, oppure ci sono cambi irregolari nella larghezza del muro o sono presenti delle aperture è necessaria un'analisi più dettagliata. Spesso tale analisi viene condotta con l'uso di calcolatori che includono la presenza di elementi shell ma se questo non è possibile viene usato un sistema analogo costituito da elementi frame. Tale sistema viene realizzato con due colonne connesse rigidamente, nella parte superiore e in quella inferiore, con due elementi beam e all'interno sono presenti dei rinforzi diagonali come viene mostrato nella figura 9.14a.

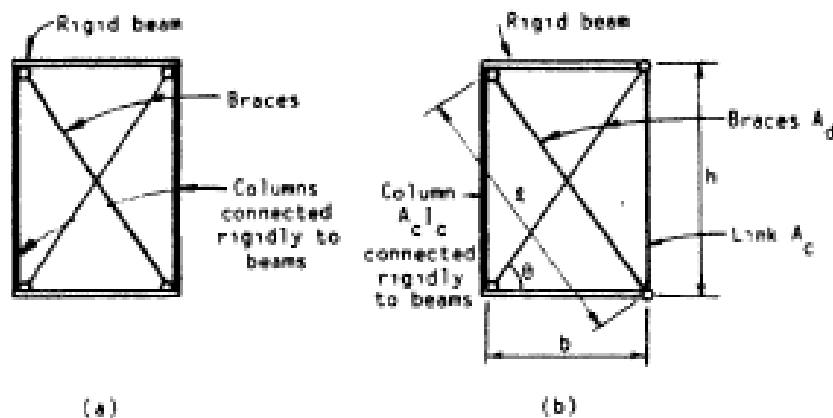


Fig. 9.14 (a) Analogous frame: original symmetric module; (b) analogous frame: improved module.

In alcuni casi è necessario realizzare un modello asimmetrico come rappresentato nella figura 9.14b, dove la colonna sinistra è connessa rigidamente con gli elementi beam mentre quella destra è connessa con delle cerniere agli elementi diagonali di rinforzo. L'estremità sinistra degli elementi beam e le estremità della colonna sinistra ruotano insieme ai nodi, mentre le estremità di destra degli elementi beam e le connessioni sono “rilasciate” dai nodi.

Questa analisi equivalente serve per valutare la rigidezza flessionale, quella tagliante e quella assiale di un muro.

La rigidezza flessionale viene valutata, come mostrato nella figura 9.15, con l'espressione :

$$EI_c + 2EA_d \left(\frac{b}{2}\right)^2 = E \frac{tb^3}{12}$$

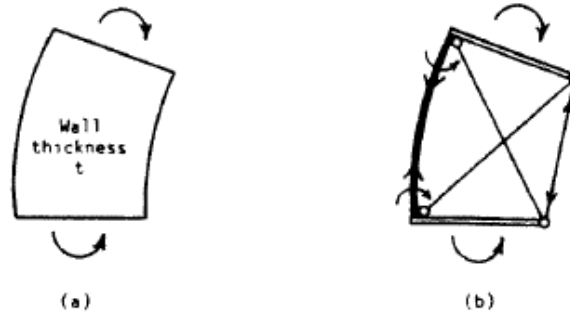


Fig. 9.15 (a) Wall segment: flexure; (b) analogous frame: flexure.

La rigidezza a taglio viene ottenuta sommando il contributo della rigidezza trasversale della colonna con la componente assiale della rigidezza trasversale delle colonne, come si vede nella figura 9.16. Tale somma è pari a:

$$12 \frac{EI_c}{h^3} + \frac{2EA_d \cos^2 \theta}{l} = \frac{Gbt}{h} = \frac{Ebt}{2(1 + \mu)h}$$

Dove $G = E/2 (1 + \mu)$ è il modulo di taglio e μ è il coefficiente di Poisson.

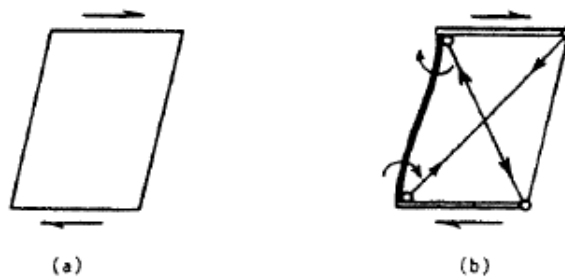


Fig. 9.16 (a) Wall segment: shear; (b) analogous frame: shear.

La rigidezza assiale è data dalla somma della rigidezza assiale della colonna con la componente verticale della rigidezza assiale delle diagonali, come mostrato in figura 9.17.

$$\frac{2EA_c}{h} + \frac{2EA_d \sin^2 \theta}{l} = \frac{Ebt}{h}$$

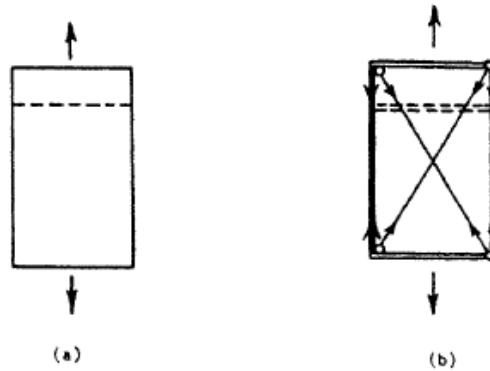


Fig. 9.17 (a) Wall segment: axial deformation; (b) analogous frame: axial deformation.

Bibliografia paragrafo.

- *Tall Buildings Structures-* Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 9.6- *Stress analysis of shear walls-* pagg 206-211.
- Archivio elettronico – cartella 1.2.2

1.2.3 Analisi delle coupled walls.

Nel capitolo 10 viene ampiamente trattato l'argomento inerente alle pareti accoppiate. Queste pareti sono connesse da elementi che trasferiscono solo carichi assiali, quando viene applicato un momento esterno questo viene ripartito proporzionalmente sui due muri laterali in base alla loro rigidezza. Le tensioni flessionali sono distribuite linearmente lungo il muro con un massimo di trazione e uno di compressione sui bordi opposti dei muri come in figura 10.10d.

Se le due pareti sono connesse da travi rigide, come per esempio travi di accoppiamento, il momento applicato sarà sopportato dall'intera sezione del muro come è rappresentato in figura 10.10c .

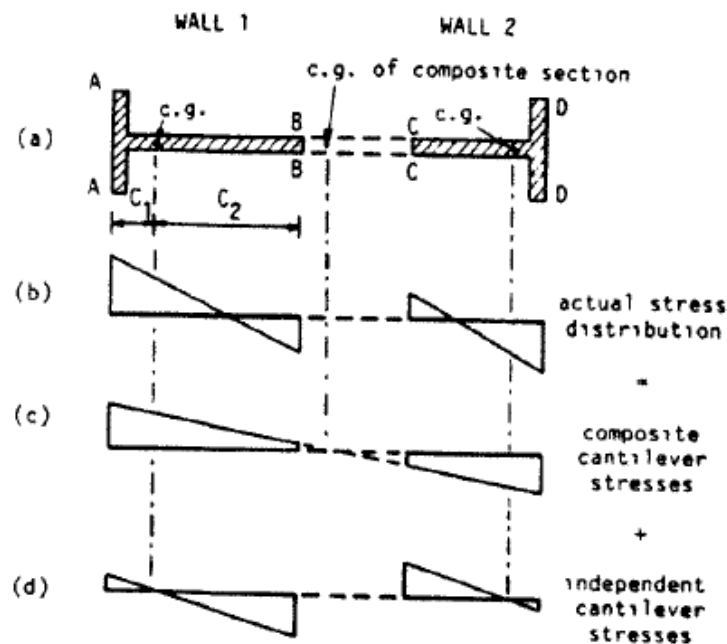


Fig. 10.10 Superposition of stress distributions due to composite and individual cantilever actions to give true stress distribution in walls.

Quando i muri sono soggetti all'azione dei carichi laterali le estremità delle travi di connessione ruotano e si spostano verticalmente come mostrato in figura 10.2. La flessione genera azioni taglianti nelle travi di connessione le quali rispondono generando dei momenti di senso opposto a quello esterno su entrambe le pareti. Inoltre tali azioni trasferiscono sui muri dei carichi assiali che possono essere di trazione o di compressione. Come già noto il momento esterno deve essere pari a:

$$M = M_1 + M_2 + Nl$$

Dove M_1 e M_2 sono i momenti che agiscono sui due muri laterali e Nl è il momento generato dalle azioni taglianti. Come è evidente dall'espressione precedente maggiore sarà il contributo di Nl e minore sarà la quota parte di momento assorbita dai muri laterali.

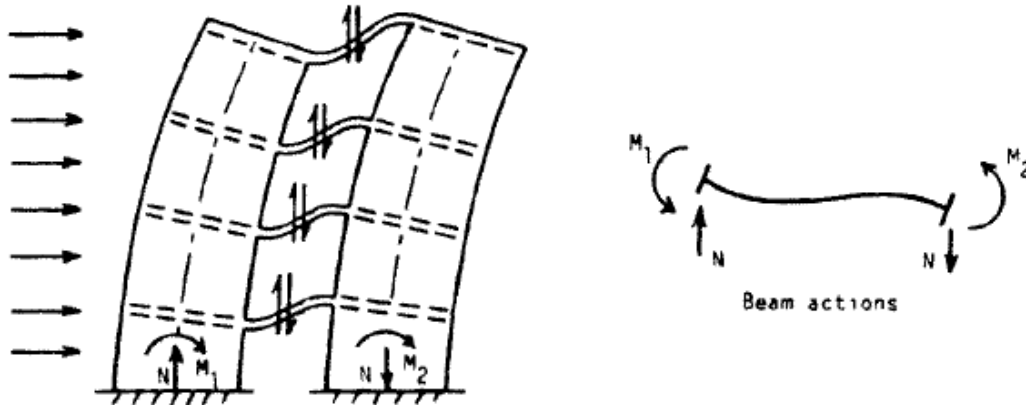


Fig. 10.2 Behavior of laterally loaded coupled shear walls.

Definito il comportamento delle pareti accoppiate passiamo a valutare il metodo di analisi proposto dal testo di *Smith* e *Coull*. Il metodo analizzato è quello del mezzo continuo. Si basa sull'assunzione secondo cui le connessioni orizzontali sono efficacemente spalmate lungo l'altezza dell'edificio in modo da produrre una connessione equivalente tra gli elementi verticali della struttura. La rappresentazione schematica di tale metodo è visibile nella figura 10.3.

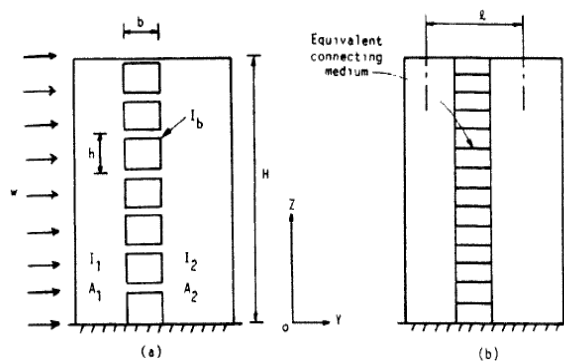


Fig. 10.3 Representation of coupled shear walls by continuum model.

Detto questo le ipotesi fondamentali del metodo del mezzo continuo sono:

- 1 Le proprietà dei muri e delle connessioni non variano lungo l'altezza e l'altezza di ogni piano risulta essere costante.
- 2 Conservazione delle sezioni piane.
- 3 L'insieme delle travi di collegamento, che hanno rigidezza flessionale pari a EI_b , deve essere rimpiazzato da un mezzo continuo equivalente con rigidezza flessionale pari a EI_b/h per unità di lunghezza, dove h è l'altezza di piano.
- 4 Lo spostamento orizzontale così come la curvatura delle due pareti deve essere uguale lungo l'altezza della struttura e da questo ne segue che il momento flettente in ogni muro sarà proporzionale alla rigidezza flessionale del muro stesso.
- 5 Le azioni flettenti, quelle taglianti e quelle assiali devono essere portate dal discreto ad una distribuzione equivalente al continuo ed avranno intensità m , q ed n per unità di lunghezza.

In particolare, come si nota nella figura 10.4, nei mezzi di connessione agiscono i tagli di piano di intensità $q(z)$ e le forze assiali $n(z)$. Quindi la forza N in ogni muro ad un determinato livello z sarà:

$$N = \int_z^H q dz$$

O differenziando:

$$q = -\frac{dN}{dz}$$

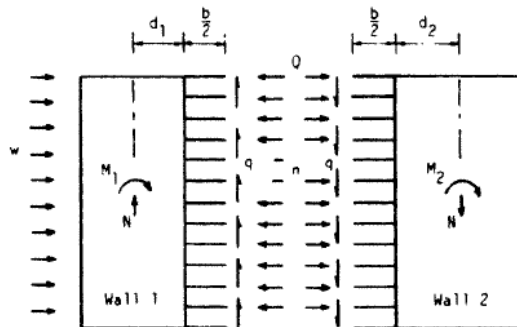
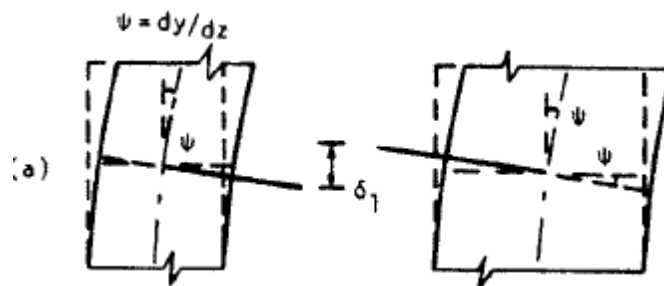


Fig. 10.4 Internal forces in coupled shear walls.

Guardando sempre la figura 10.4 si considererà la condizione di compatibilità degli spostamenti verticali tenendo conto che questi sono dovuti a quattro diverse azioni .

La prima è una rotazione della sezione del muro dovuta alla flessione. Sotto l'azione del momento flettente il muro si curva e le sezioni ruotano. Ci sono due forme di azioni flettenti, la prima è dovuta all'applicazione del carico esterno mentre la seconda alle forze di taglio e assiali che nascono nelle travi di collegamento. Lo spostamento verticale relativo sarà:

$$\delta_1 = \left(\frac{b}{2} + d_1\right) \frac{dy}{dz} + \left(\frac{b}{2} + d_2\right) \frac{dy}{dz} = l \frac{dy}{dz}$$



In secondo luogo bisogna considerare le deformazioni flessionali e taglianti delle travi di connessione sotto l'azione del taglio di piano. Si prende un tratto elementare del mezzo di connessione di spessore dz che viene considerato come una mensola incastrata all'estremità interna della parete. La sua rigidezza flessionale è pari a $(EI_b/h)dz$ e tale mensola risulta essere caricata all'estremità libera da una forza pari a qdz . In seguito alla flessione lo spostamento relativo sarà:

$$\delta_2 = -2 \frac{qdz}{3(EI_b/h)dz} \left(\frac{b}{3}\right)^3 = -\frac{qb^3h}{12EI_b}$$

Dove b è la lunghezza della trave.

Gli effetti della deformazione tagliante possono essere valutati sostituendo la reale rigidezza flessionale EI_b con una equivalente I_c dove:

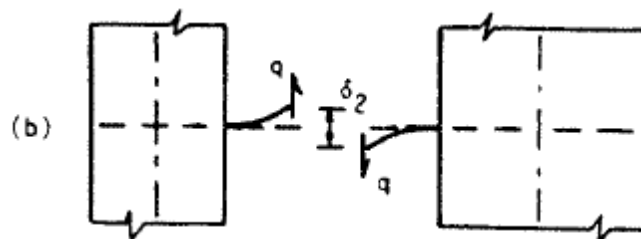
$$I_c = \frac{I_b}{1+r}$$

Con

$$r = \frac{12EI_b}{B^2GA} \lambda$$

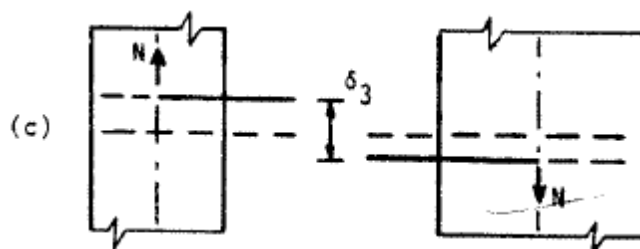
Tenendo conto della relazione tra sforzo normale e taglio di piano e considerando anche la rigidezza flessionale appena definita il δ_2 visto in precedenza diventa:

$$\delta_2 = \frac{b^3 h}{12EI_c} \frac{dN}{dz}$$



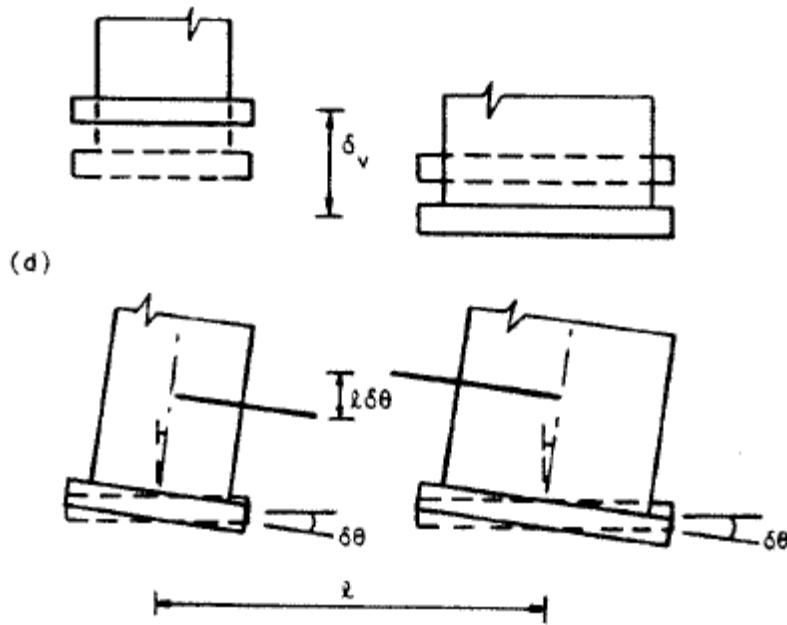
Conseguentemente bisognerà tener conto delle deformazioni assiali dei muri dovute all'azione delle forze N . Queste genereranno ad ogni livello z degli spostamenti relativi pari a :

$$\delta_3 = -\frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z N dz$$



Infine spostamenti relativi verticali o rotazionali della base, come possono essere cedimenti delle fondazioni, inducono uno spostamento relativo pari a:

$$\delta_4 = -\delta_v + l\delta_\theta = \delta_b$$



Adesso per soddisfare la condizione di compatibilità degli spostamenti relativi verticali la somma dei diversi contributi visti sinora deve essere nulla. Quindi avremo:

$$l \frac{dy}{dz} + \frac{b^3 h}{12EI_c} \frac{dN}{dz} - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_2} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z N dz + \delta_b = 0$$

Nei casi più comuni di fondazioni rigide l'ultimo termine risulta nullo.

Considerando entrambi i momenti derivanti dalla ripartizione del momento esterno e quello dovuto alle forze di taglio e ai carichi assiali nelle travi di connessione si può scrivere la relazione momento-curvatura per i due muri laterali.

$$EI_1 \frac{d^2 y}{dz^2} = M_1 = M - \left(\frac{b}{2} + d_1 \right) \int_z^H q dz - M_a$$

$$EI_2 \frac{d^2 y}{dz^2} = M_2 = - \left(\frac{b}{2} + d_2 \right) \int_z^H q dz + M_a$$

Dove M_a è il momento dovuto alle forze assiali nelle travi di connessione.

Sommando questi due contributi si ottiene:

$$E(I_1 + I_2) \frac{d^2 y}{dz^2} = M - l \int_z^H q dz = M - lN$$

Differenziando la somma dei diversi spostamenti relativi rispetto a z e combinandola con l'equazione precedente si ottiene la relazione che governa il comportamento delle pareti accoppiate in finzione della forza assiale N :

$$\frac{d^2 N}{dz^2} - (k\alpha)^2 N = -\frac{\alpha^2}{l} M$$

Dove:

$$\alpha^2 = \frac{12I_c l^2}{b^3 h l}$$

$$k^2 = 1 + \frac{AI}{A_1 A_2 l^2}$$

$$I = I_1 + I_2; \quad A = A_1 + A_2$$

La soluzione generale dell'equazione risolutiva avrà la seguente forma:

$$N = C_1 \cosh(kaz) + C_2 \sinh(kaz) - \frac{1}{(k\alpha)^2} \left[1 + \frac{D^2}{(k\alpha)^2} + \frac{D^4}{(k\alpha)^4} + \dots \right] \left[\frac{\alpha^2 M}{l} \right]$$

Dove D è l'operatore d/dz e C_1 e C_2 sono costanti di integrazione da determinare con le condizioni al contorno che devono essere definite alla base e alla sommità della parete in funzione della variabile N .

Generalmente le condizioni al contorno sono le seguenti:

per $z=H$ cioè in sommità avremo che $N=0$

mentre per $z=0$ cioè alla base avrò $dN/dz = 0$ perché non essendoci scorrimento tagliente nelle pareti l'incastro alla base non permette lo spostamento relativo tra le estremità dei traversi e quindi avremo che $dy/dz = 0$.

Nel testo vengono poi considerati dei casi standard, il più interessante risulta essere quello di una struttura soggetta a un carico uniformemente distribuito di intensità w per unità di lunghezza. Quindi il momento esterno sarà:

$$M = \frac{w(H-z)^2}{2}$$

Così risolvendo l'equazione fondamentale e ricavando come visto in precedenza le costanti di integrazione risulta che la forza assiale nei muri sarà:

$$N = w \frac{H^2}{k^2 l} F_1(z/H, k\alpha H)$$

Dove F_1 è un fattore di forza assiale e la sua variazione in funzione dei due parametri z/H e $k\alpha H$ e rappresentata nella figura 10.6.

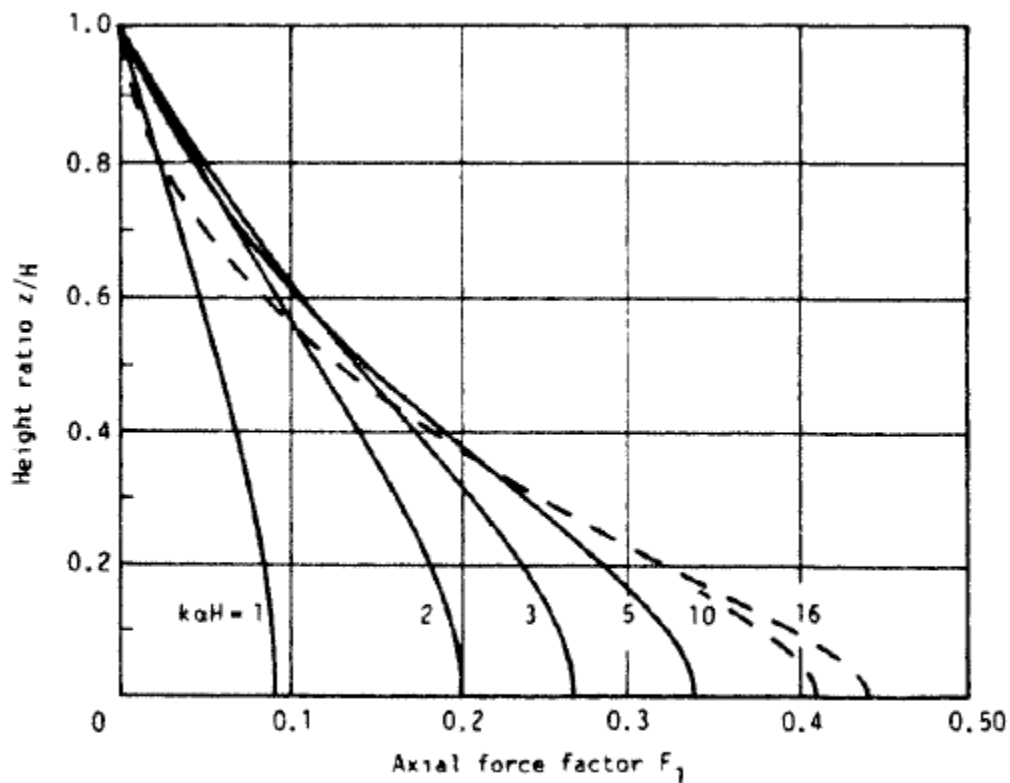


Fig. 10.6 Variation of axial force factor F_1 .

Quindi noto N si può ricavare q che rappresenta il valore del taglio negli elementi di connessione:

$$N = w \frac{H^2}{k^2 l} F_2(z/H, k\alpha H)$$

Anche in questo caso il fattore del flusso di taglio F_2 può essere espresso in funzione di z/H e $k\alpha H$ come si vede nella figura 10.7.

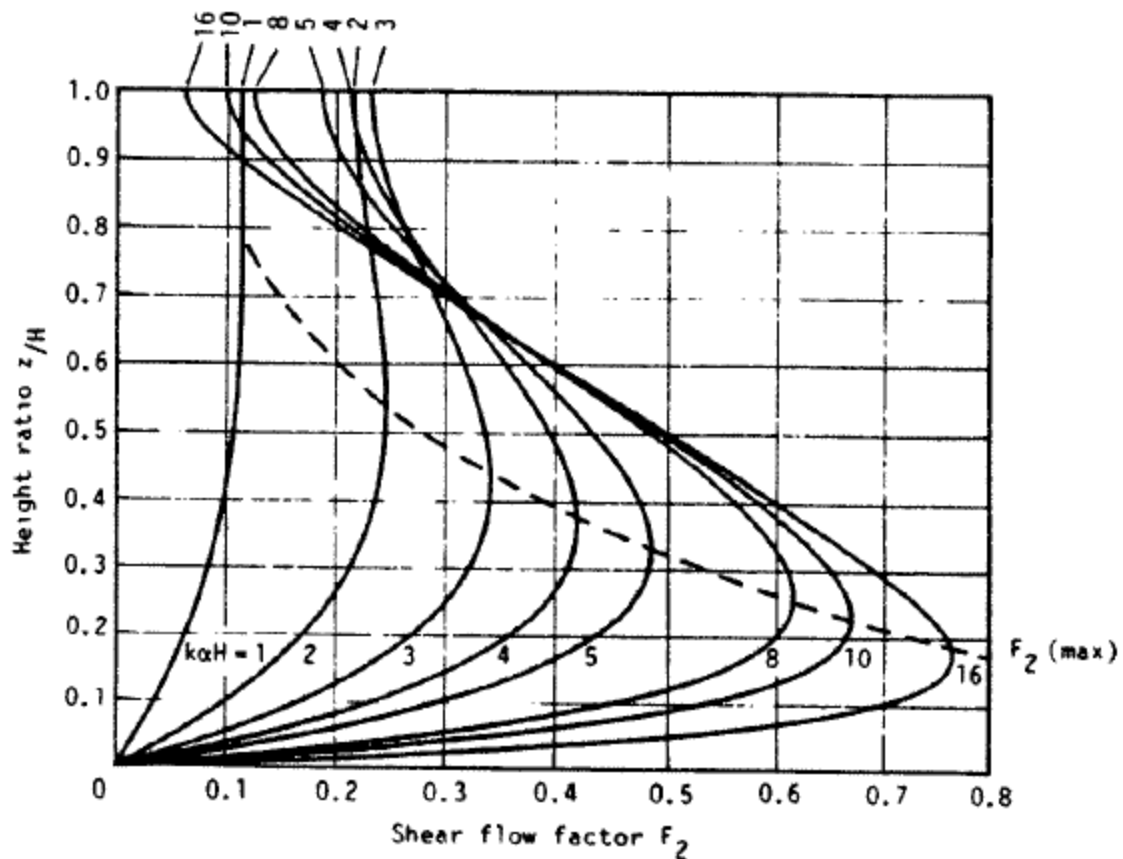


Fig. 10.7 Variation of shear flow factor F_2 .

In seguito si possono ricavare i momenti flettenti nei muri laterali 1 e 2 che risultano dipendere entrambi dal fattore F_1 :

$$M_1 = \frac{I_1}{I} \frac{1}{2} w H^2 \left| \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 - \frac{2}{k^2} F_1 \right|$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I} \frac{1}{2} w H^2 \left| \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 - \frac{2}{k^2} F_1 \right|$$

Inoltre si può valutare lo spostamento y . Ovviamente risulta di particolare interesse valutare lo spostamento in sommità dove quest'ultimo sarà massimo:

$$y_H = \frac{w H^4}{8EI} F_3(k, \alpha H)$$

Lo spostamento come è evidente dipende da un fattore F_3 a sua volta dipendente da due parametri k e αH . L'andamento di F_3 in funzione di questi due parametri è visibile nella figura 10.8.

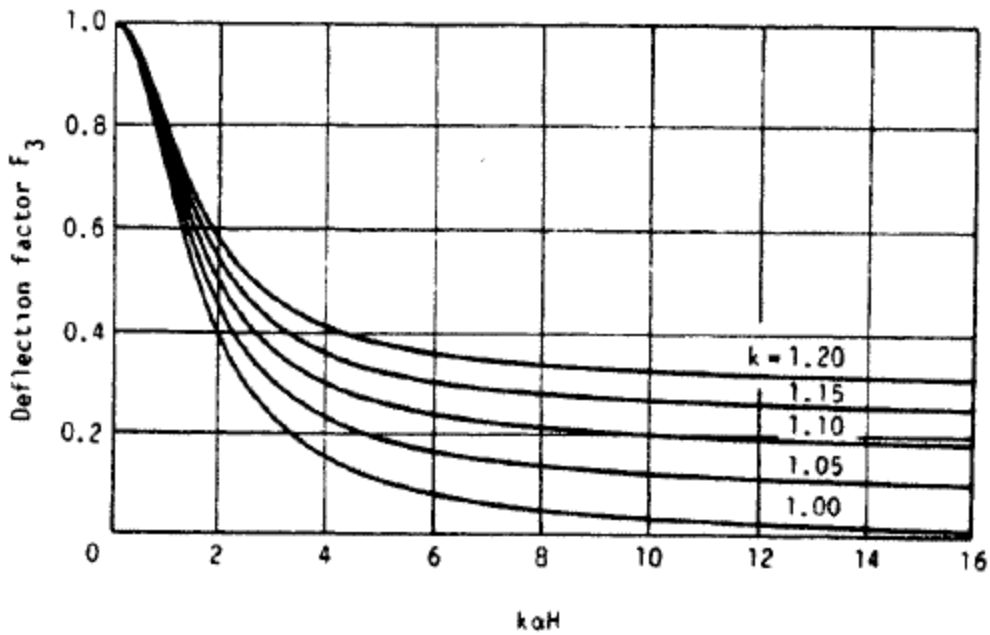


Fig. 10.8 Variation of top deflection factor F_1 .

Facendo poi delle considerazioni di equilibrio per un tratto elementare di muro, rappresentato in figura 10.9, è possibile valutare quali siano le forze di taglio S_1 e S_2 nei due muri sempre considerando il caso di carico esterno uniformemente distribuito.

$$S_1 = wH \frac{I_1}{I} \left(1 - \frac{z}{H}\right) - \left(\frac{I_1}{I} l - \frac{b}{2} - d_1\right) q$$

$$S_2 = wH \frac{I_2}{I} \left(1 - \frac{z}{H}\right) - \left(\frac{I_2}{I} l - \frac{b}{2} - d_2\right) q$$

Dove q , ricavato in precedenza, rappresenta il taglio negli elementi di connessione.

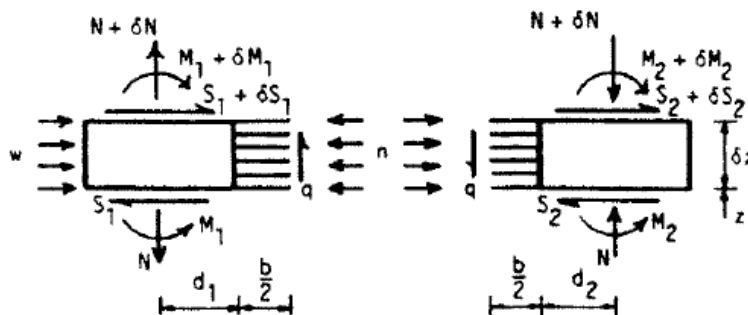


Fig. 10.9 Forces on small element of wall-continuum model.

Un'ultima considerazione può essere fatta sul parametro di rigidità relativa $k\alpha H$ che come visto interviene nella distribuzione delle forze assiali e dei momenti flettenti nei muri e nell'espressione del flusso di taglio nel mezzo di connessione. Tale parametro è definito dalla seguente espressione:

$$k\alpha H = \left[\frac{12I_c l^2}{b^3 h I} \left(1 + \frac{AI}{A_2 A_1 l^2} \right) H^2 \right]^{1/2}$$

Può essere visto come un parametro che mi fornisce la rigidità delle travi di connessione che aumenta al crescere di I_c oppure al diminuire di b .

Se le travi di connessione hanno rigidità trascurabile, quindi $k\alpha H = 0$, il momento esterno sarà supportato interamente dalle pareti e lo sforzo assiale si potrà trascurare. Se le connessioni sono infinitamente rigide la struttura si comporterà come un unico elemento con una distribuzione lineare delle tensioni flessionali lungo l'intera sezione. Nella figura 10.11 sono rappresentate le variazioni dei fattori K_1 e K_2 in funzione del parametro $k\alpha H$ e si nota che se quest'ultimo risulta essere maggiore di 8 le travi di accoppiamento sono rigide e quindi l'intero sistema si comporta come una mensola composta.

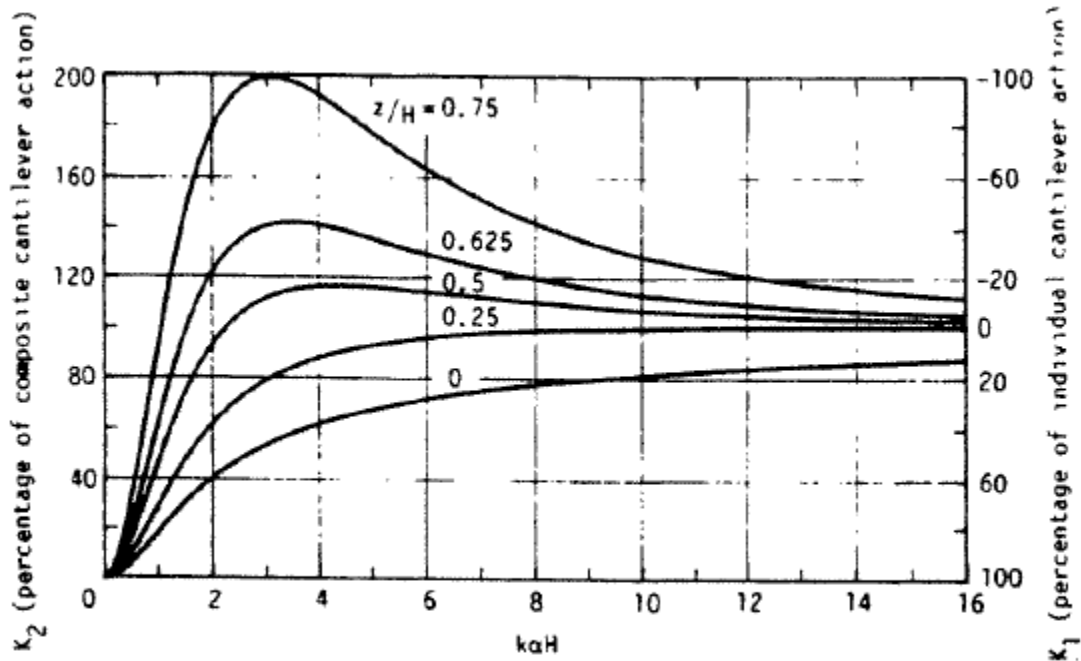


Fig. 10.11 Variation of wall moment factors K_1 and K_2 .

Bibliografia paragrafo.

- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 10.1- Behavior of coupled wall structures- pagg 213-215.*
- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 10.2- Methods of analysis- pagg 215-216.*
- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991- capitolo 10.3- The continuous medium method - pagg 216-235.*
- Archivio elettronico – cartella 1.2.3

1.3 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*.

Il terzo testo che si andrà ad analizzare sarà *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures* di T. Paulay e M.J.N. Priestley uscito nel 1992. Lo studio delle pareti viene affrontato nel capitolo 5.

1.3.1 Analisi del comportamento delle slender walls e delle coupled walls.

Le slender walls e le coupled walls sono trattate contemporaneamente nel capitolo 5 perché queste possono essere viste come un accoppiamento di due pareti snelle.

Le slender walls, rappresentate in figura 5.7a, si comportano come mensole e possono essere trattate come travi rinforzate. I carichi laterali sono introdotti nei punti in cui agiscono i diversi piani che si comportano come diaframmi rigidi trasmettendo solo azioni nel loro piano.

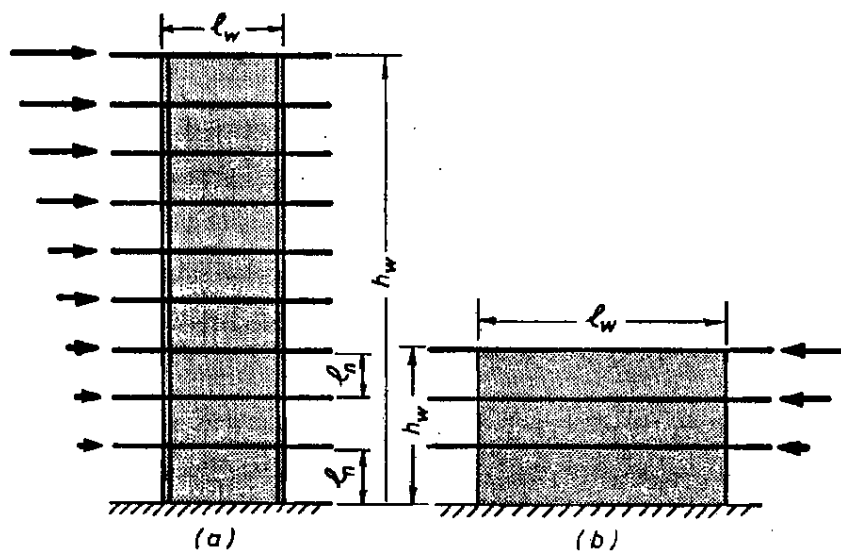


Fig. 5.7 Cantilever structural walls.

Generalmente la lunghezza del muro risulta essere costante lungo l'altezza dell'edificio però spesso si può avere un variazione dello spessore del muro che porta a una diminuzione della rigidezza che deve essere tenuta in conto nell'analisi della

struttura. Ci saranno variazioni di rigidezza soprattutto se la lunghezza della parete varierà con l'altezza come mostrato in figura 5.8.

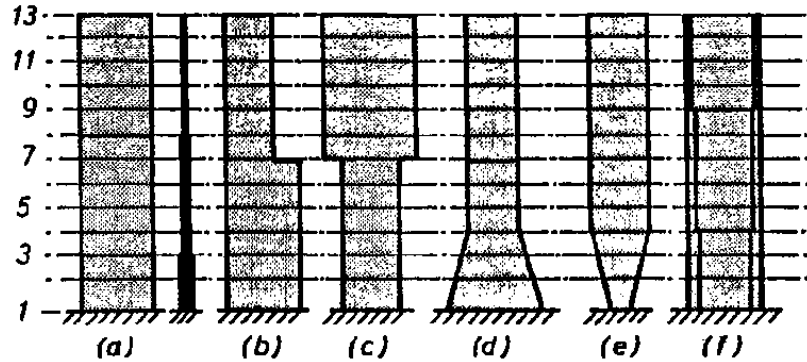


Fig. 5.8 Nonprismatic cantilever walls.

Mentre per le coupled walls come è noto il momento esterno deve essere sopportato da momenti che nascono nei due muri e da un momento che nasce dalle azioni di taglio come vediamo in figura 5.13 dove è rappresentato il diverso meccanismo resistente di una singola parete e quello delle pareti accoppiate.

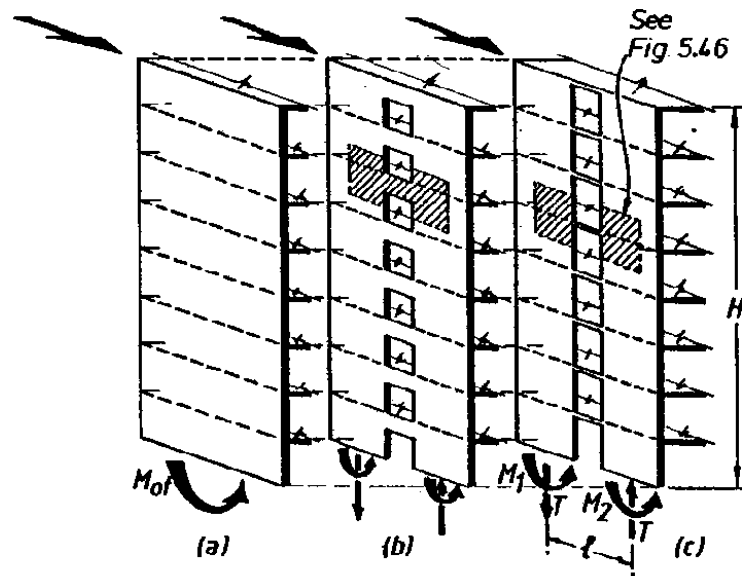


Fig. 5.13 Comparison of flexural resisting mechanisms in structural walls.

Per analizzare gli spostamenti e la distribuzione dei carichi laterali tra i muri è necessario fare delle considerazioni riguardanti la rigidezza di questi elementi. Innanzitutto viene usato un momento d'inerzia I_e equivalente che viene valutato quando

si ha il cedimento della prima fibra della sezione in esame ed è collegato al momento d'inerzia della sezione non fessurata attraverso la seguente espressione:

$$I_e = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f_c' A_g} \right) A_g$$

Dove P_u è il carico assiale che agisce sul muro durante il sisma e viene preso col segno positivo quando genera compressione.

Quindi si passa a definire un modello geometrico che prevede generalmente di concentrare tutte le proprietà della sezione nel centro del muro come si può vedere nella figura 5.11. Normalmente poi i muri sono connessi dai piani che si comportano come diaframmi rigidi.

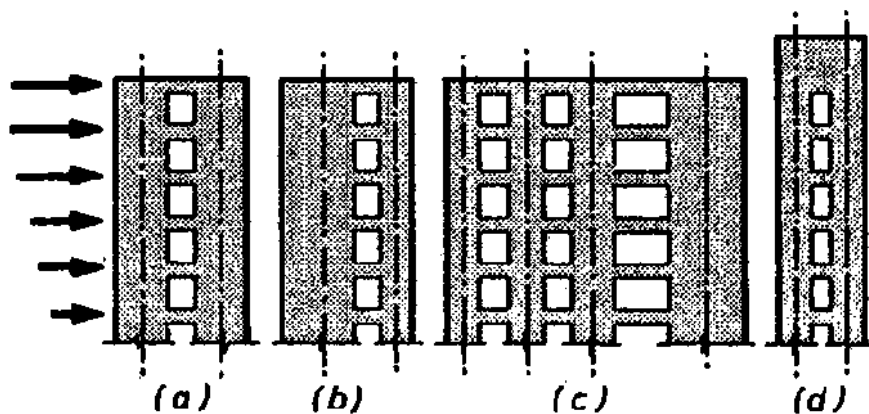


Fig. 5.11 Types of coupled structural walls.

Dopo aver fatto le precedenti assunzioni si può dire che le azioni esterne che agiscono su una serie di pareti, come mostrato in figura 5.18, si ripartiscono su ognuna di esse in base alla loro rigidezza. Perciò si avrà:

$$F_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \quad V_i = \frac{I_i}{\sum I_i} V \quad M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} M$$

Dopo F , V e M sono rispettivamente la forza di piano, il taglio di piano e il momento ribaltante.

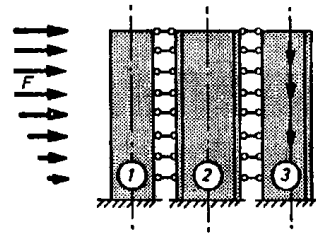


Fig. 5.18 Model of interacting cantilever walls.

Per quanto riguarda le coupled walls nella figura 5.20 viene mostrato il modello di analisi. Si è visto in precedenza che il metodo usato per calcolare le azioni nei diversi elementi è quello del mezzo continuo.

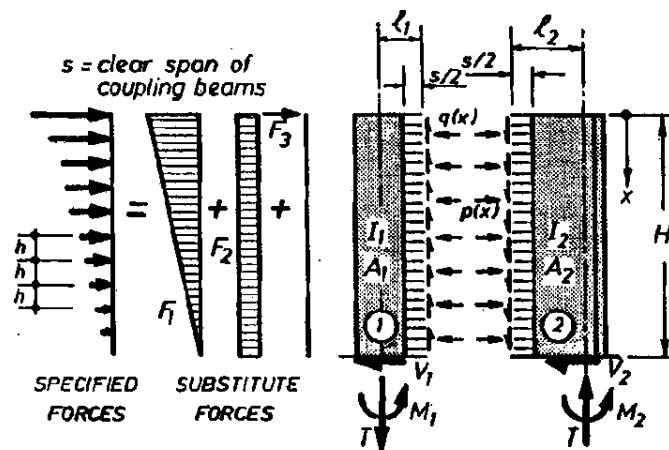


Fig. 5.20 Modeling of the lateral forces and the structure for the laminar analysis coupled walls.

Applicando il metodo continuo si può vedere nella figura 5.22 la risposta di un tipico sistema di pareti accoppiate.

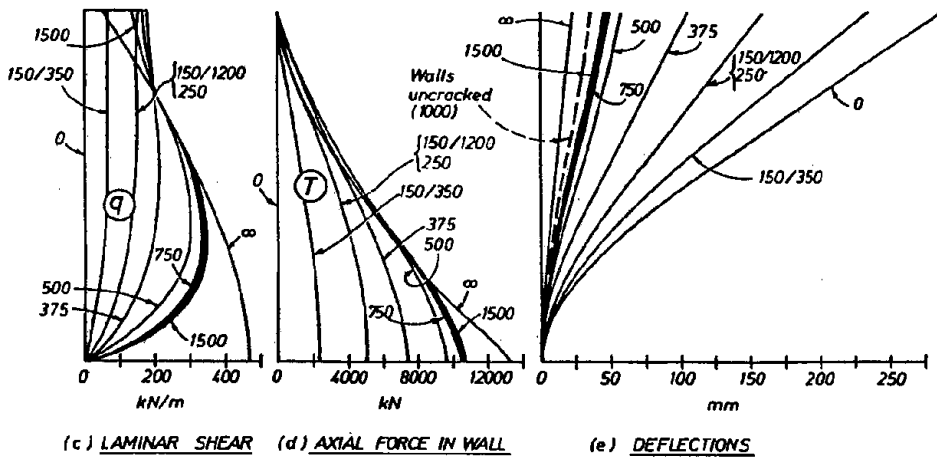
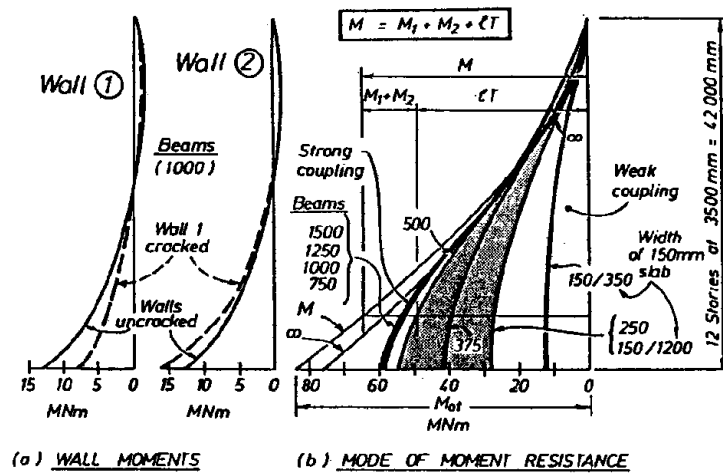


Fig. 5.22 Response of an example coupled wall service core. (1 mm = 0.394 in., 1 MNm = 735 kip-ft, 1 kN/m = 0.0686 kip/ft, 1 kN = 0.225 kip).

Per ultimo bisogna fare delle considerazioni sulla redistribuzione delle azioni laterali tra i muri in modo da ricavare le azioni che possono essere utilizzate in sede di progetto. Per spiegare il metodo di redistribuzione si tiene conto della figura 5.18 vista in precedenza. In presenza di un forte sisma ci si aspetta la formazione di cerniere plastiche alla base dei tre muri, tuttavia i momenti che si svilupperanno non saranno necessariamente proporzionali a quelli dell'analisi elastica. I momenti potranno essere ridistribuiti da un muro all'altro nella fase di progetto in modo da avere la soluzione più vantaggiosa. Per avere una buona dissipazione dell'energia nelle pareti accoppiate si deve formare un meccanismo che elasticizzerà le travi di accoppiamento oltre a questo si formerà una cerniera alla base dei muri come mostrato in figura 5.23d. Dall'analisi statica sono stati ricavati i valori M_1 e M_2 , visibili in 5.23a e 5.23b, inoltre il muro 1 e il

muro due sono soggetti rispettivamente ad azioni di trazione e di compressione. Il momento M_1 può essere minore rispetto a M_2 ma nel muro 1 è necessario un rinforzo maggiore perché è presente una forza di trazione. D'altro canto la resistenza flessionale del muro 2 sarà incrementata grazie all'azione delle forze di compressione e questo suggerisce di usare nella pratica una diminuzione del 30% del momento M_1 e contemporaneamente un aumento della stessa percentuale del momento M_2 come mostrato in 5.23a e 5.23b.

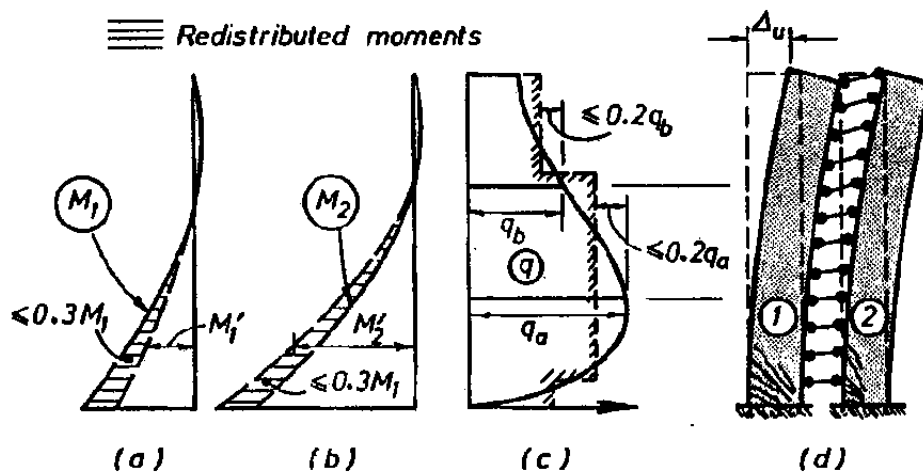


Fig. 5.23 Ductile response of an example coupled wall service core.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.2- Structural wall system- pagg 363-376.*
- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.3- Analysis procedures- pagg 376-389.*
- Archivio elettronico – cartella 1.3.1

1.3.2 Analisi del comportamento delle squat walls.

La parte finale del capitolo 5 del testo di *T. Paulay* e *M.J.N. Priestley* tratta l'argomento inerente al comportamento delle squat walls. Tali strutture sono caratterizzate dal fatto che il rapporto tra altezza e lunghezza è inferiore a 2 e quindi si possono considerare come pareti tozze. Nel testo si fa una divisione in tre tipi di pareti. Le prime sono le *elastic walls*; sono strutture che rimangono in campo elastico anche sotto l'azione di terremoti di normale intensità. La maggior parte delle squat walls appartiene a questo gruppo. Poi si hanno le *rocking walls*. In molti casi le squat walls forniscono resistenza ai carichi laterali pur sostenendo relativamente una piccola forza assiale. In alcuni casi la resistenza alle azioni laterali può essere limitata dalla reale capacità della struttura al ribaltamento per ovviare a questo si realizzano membri di fondazione che collegano il muro ad elementi strutturali adiacenti. Viene utilizzato quindi un metodo progettuale che permette al muro di "dondolare" su speciali fondazioni progettate ad hoc, e tale metodo permette di conferire al muro una maggiore resistenza a flessione e a taglio. Per ultimo vengono considerate le pareti duttili. In molti casi non è possibile realizzare fondazioni che permettono di resistere alle azioni ribaltanti e allo stesso tempo avere un muro che rimanga in campo elastico sotto le azioni trasferite dai diversi piani. In tali casi è necessario assicurare una grande duttilità. Questi muri in genere si incontrano in edifici relativamente bassi dove poche pareti devono resistere totalmente all'azione orizzontale. Negli edifici intelaiati a più piani il taglio sismico deve essere trasferito ai muri, che si estendono solo per pochi piani sul livello di fondazione, attraverso le travi. In molti casi la resistenza flessionale di questi muri è molto grande ed è difficile abbinarla con la corrispondente resistenza a taglio. Queste pareti possono quindi andare in crisi per taglio. Tale crisi si può accettare a condizione che il muro richieda una duttilità molto minore rispetto a quella prevista per le pareti snelle. Tali pareti sono classificate come strutture con ridotta duttilità.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.7.1- Role of squat walls- pagg 473-474.*
- Archivio elettronico – cartella 1.3.2

1.4 Analisi del comportamento globale di strutture a setti secondo il testo Reinforced Concrete-Mechanics and Design.

Il quarto testo che si andrà ad analizzare sarà Reinforced Concrete-Mechanics and Design di K. Wight e Jmaes G. MacGregor uscito nel 2009. Lo studio delle pareti viene affrontato nel capitolo 18 e in parte nel capitolo 19.

1.4.1 Analisi del comportamento delle shear walls.

Con il termine shear walls si indicano i muri capaci di resistere alle azioni laterali del vento o del sisma. Tali azioni agiscono parallelamente al piano del muro ed in aggiunta a queste azioni bisogna considerare i carichi verticali che derivano dalla gravità e che sono trasferiti al muro dai piani adiacenti ad esso. Il comportamento e la resistenza di pareti basse usate in edifici ad uno o due piani, come quelli di figura 18.4a, sono generalmente legati all'azione del taglio. Queste pareti hanno un rapporto altezza/lunghezza minore o uguale a 2 e sono chiamate comunemente squat walls. Se invece si hanno edifici con più di tre o quattro piani le pareti resistono all'azione laterale soprattutto grazie alla loro resistenza flessionale, tali pareti hanno un rapporto altezza/lunghezza maggiore di 3 e sono chiamate slender walls. Pareti con un rapporto altezza/lunghezza compreso tra 2 e 3 hanno un comportamento intermedio e quindi bisogna valutare l'interazione del taglio e dall'azione flessionale.

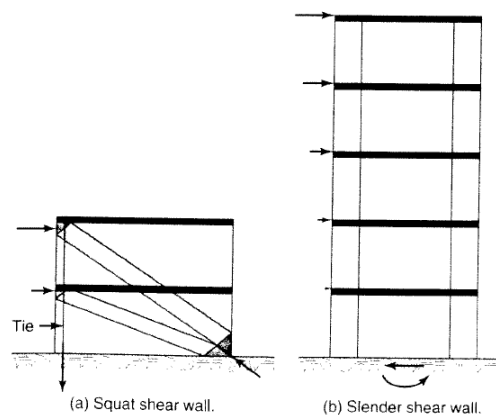


Fig. 18-4
Shear walls.

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced concrete- Mechanics & design- James K. Wight, James G. MacGregor-2009 - capitol 18.5 – shear walls – pagg953-954.*
- Archivio elettronico – cartella 1.4.1

1.4.2 Analisi del comportamento delle coupled walls.

Due o più pareti possono essere connesse tra loro attraverso delle travi di accoppiamento in modo che le pareti fungano da elemento resistente alle azioni laterali come si vede in figura 18.8.

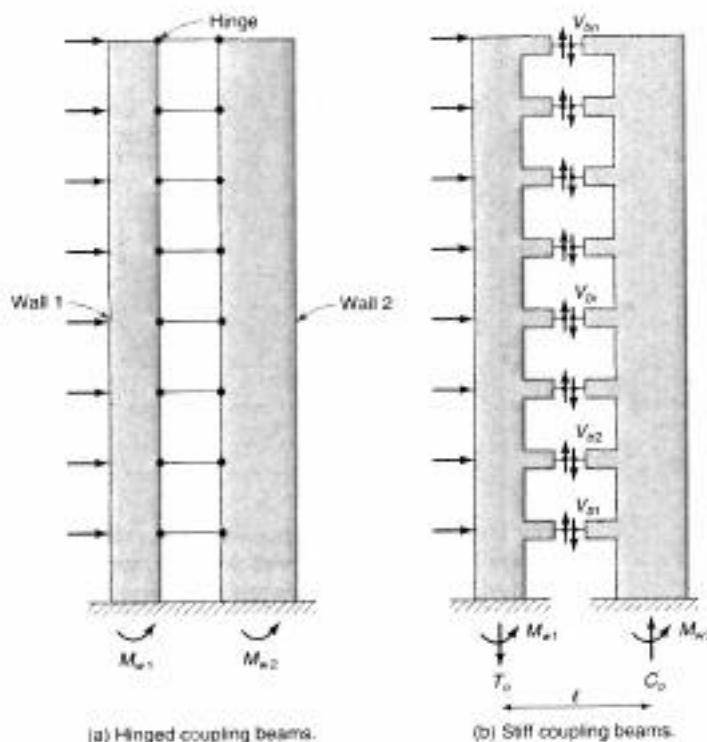


Fig. 18-8
Coupled walls.

Quando la parete subisce una flessione, gli assi di entrambi i muri A e A' si flettono lateralmente e ruotano di un angolo ϑ , come mostrato in figura 18.9, e questo porta alla nascita di azioni taglianti nelle travi di accoppiamento che collegano le due pareti. Si individua il punto in cui è localizzata la rottura della connessione tra trave e muro, tale punto è spostato verso l'interno di una distanza $h_b/2$ dove h_b è l'altezza della trave di accoppiamento. Così si assume che le pareti siano connesse da travi di accoppiamento che vanno dal punto B al punto B' . Lo spostamento verso il basso del punto B è dato da:

$$\Delta_B = \left(\frac{b_w}{2} - \frac{h_b}{2} \right) \tan \theta$$

Dove b_w è lo spessore del muro. Il punto B si presume che sia posizionato a metà dell'altezza della trave di accoppiamento ($0.5h_b$). I momenti e le forze assiali nei due

segmenti di muro, mostrati nella figura 18.9, devono essere in equilibrio con le forze assiali, i momenti e i tagli che agiscono sull'intero sistema. Il segno dei momenti e dei tagli può cambiare lungo l'altezza dell'edificio.

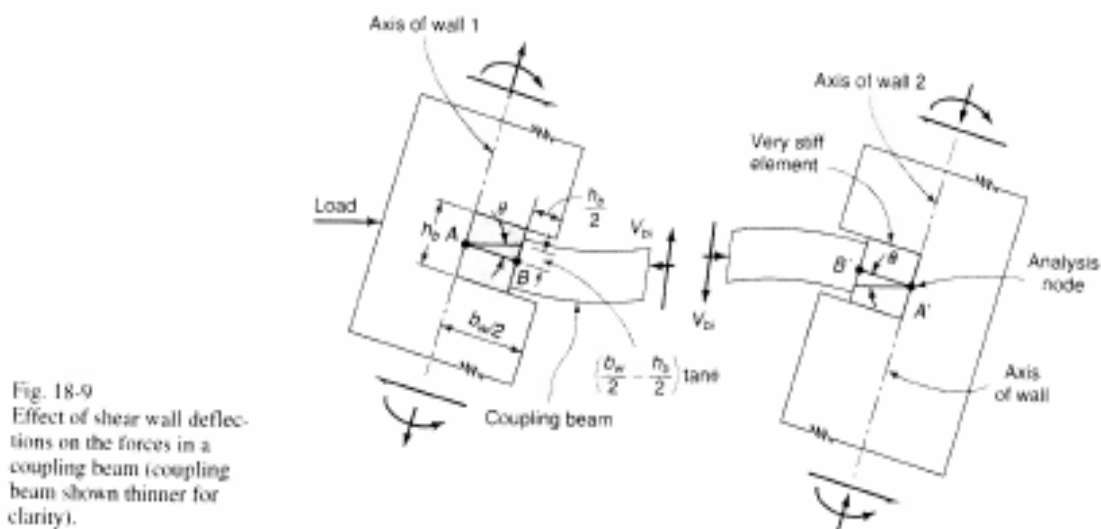


Fig. 18-9
Effect of shear wall deflections on the forces in a coupling beam (coupling beam shown thinner for clarity).

La figura 18.8 vista in precedenza mostra due diversi schemi statici per i muri accoppiati che permettono di capire il comportamento di questi ultimi sotto l'azione di carichi laterali. Il schema A mostra due muri connessi da travi incernierate alle estremità, i momenti alla base dei due muri saranno:

$$M_{w1} = M_0 = \frac{I_{w1}}{I_{w1} + I_{w2}} \quad M_{w2} = M_0 = \frac{I_{w2}}{I_{w1} + I_{w2}}$$

Dove M_0 è il momento alla base del muro dovuto ai carichi esterni e I_{w1} e I_{w2} sono rispettivamente i momenti d'inerzia del muro 1 e del muro 2. Quindi il momento esterno sarà dato, per equilibrio, dalla seguente espressione:

$$M_0 = M_{w1} + M_{w2}$$

Lo schema B invece mostra gli stessi muri connessi però da travi di accoppiamento posti al livello di ogni piano e che hanno una certa rigidezza flessionale. Come visto in precedenza a seguito di una flessione laterale del muro le travi di accoppiamento subiscono spostamenti come quelli mostrati in figura 18.9 e questi spostamenti portano alla nascita di momenti flettenti e di tagli nelle travi. Nasceranno

anche delle forze assiali di trazione T_0 nel muro 1 e delle forze assiali di compressione C_0 nel muro 2. Si avrà che:

$$T_0 = \sum_{i=1}^n V_{bi} = C_0$$

Dove V_{bi} sono i tagli che nascono nelle travi come si vede in figura 18.9. Chiamando con l la distanza tra le rette di azione delle forze T_0 e C_0 si avrà per equilibrio che il momento esterno sarà uguale a:

$$M_0 = M_{w1} + M_{w2} + T_0 l$$

La precedente espressione è mostrata in figura 18.10 per un muro accoppiato con $EI_w = 2EI_w$. In ordinata è rappresentata la snellezza della trave h_b/l_b . La snellezza è usata come parametro per misurare la rigidezza della trave di accoppiamento. Se la snellezza della trave è uguale a zero la sua rigidezza flessionale è nulla e quindi il momento esterno è ripartito sui due muri in proporzione al rapporto delle loro rigidezze. Al crescere della rigidezza flessionale delle travi cresce anche il taglio presente in esse. Quindi il momento esterno M_0 sarà equilibrato oltre che dai momenti sui muri anche dalla quantità $T_0 l$. Un maggiore effetto di quest'ultima quantità permette di ridurre il momento sui muri a parità di momento esterno e questo permette di trasmettere con più facilità le reazioni dei muri alle fondazioni. Inoltre le travi di accoppiamento permettono di limitare gli spostamenti laterali del sistema. Se le travi sono perfettamente rigide i due muri si comportano come un unico sistema.

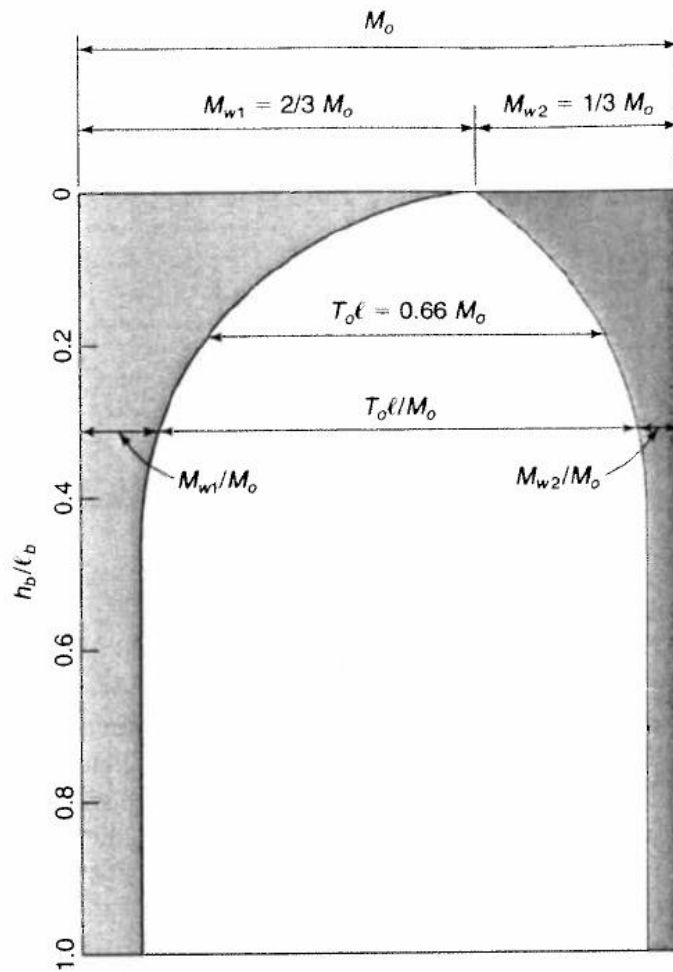


Fig. 18-10
Effect of the stiffness of the coupling beams on the moments in walls 1 and 2, $I_{w1} = 2I_{w2}$. (From [18-9].)

Nella figura 18.11 sono rappresentati i momenti nei muri, le forze assiali e i tagli nelle travi di accoppiamento per una tipica parete in cui $I_{w1} = I_{w2}$. Generalmente si osserva che il taglio massimo nelle travi si verifica ad un'altezza pari a un terzo della parete mentre la forma dentata del diagramma del momento nelle pareti è dovuta proprio alla presenza delle travi di accoppiamento.

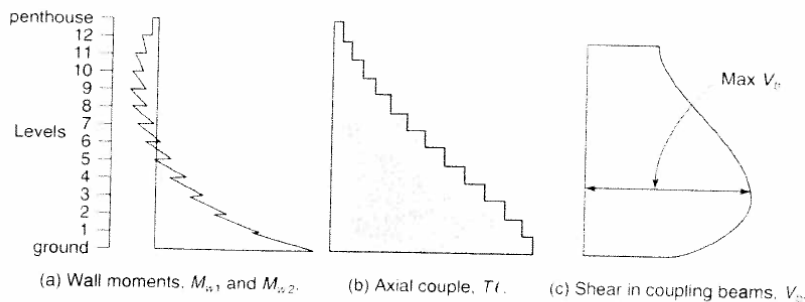


Fig. 18-11
Typical distribution of wall moments, axial-force couple, and shear in the coupling beams, $I_{w1} = I_{w2}$. (From [18-4].)

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced concrete- Mechanics & design- James K. Wight, James G. MacGregor-2009 - capitolo 18.8 – Coupled walls – pagg957-961.*
- Archivio elettronico – cartella 1.4.2

CAPITOLO 2

ANALISI DELLA CAPACITA' RESISTENTE DI STRUTTURE A SETTI

In questo secondo capitolo si affronterà il problema legato all'individuazione della capacità resistente delle strutture a setti in cemento armato. I testi consultati sono gli stessi visti nel capitolo 1 e si segue lo stesso ordine del capitolo precedente.

2.1 Analisi della capacità resistente di strutture a setti secondo il testo Reinforced Concrete Structures.

2.1.1 Analisi della capacità resistente delle slender walls.

Nel testo Reinforced Concrete Structures si affrontano inizialmente le problematiche relative alle *tall walls*. Generalmente nelle aree non sismiche la resistenza a flessione richiesta all'acciaio è molto bassa quindi nella pratica si mette uno 0,25% di rinforzo in entrambe le direzioni e il rinforzo stesso viene posizionato uniformemente lungo la profondità della parete. Ovviamente per avere una migliore efficienza è necessario mettere l'armatura al bordo di trazione e normalmente la maggior parte di armatura viene messa ai due bordi di estremità. Come si può notare nella figura 12.2 nelle sezioni in cui si ha una distribuzione non uniforme di acciaio, quindi con una particolare presenza di acciaio nelle zone di estremità, si ottiene un miglioramento sia dal punto di vista della duttilità che da quello della resistenza dell'elemento.

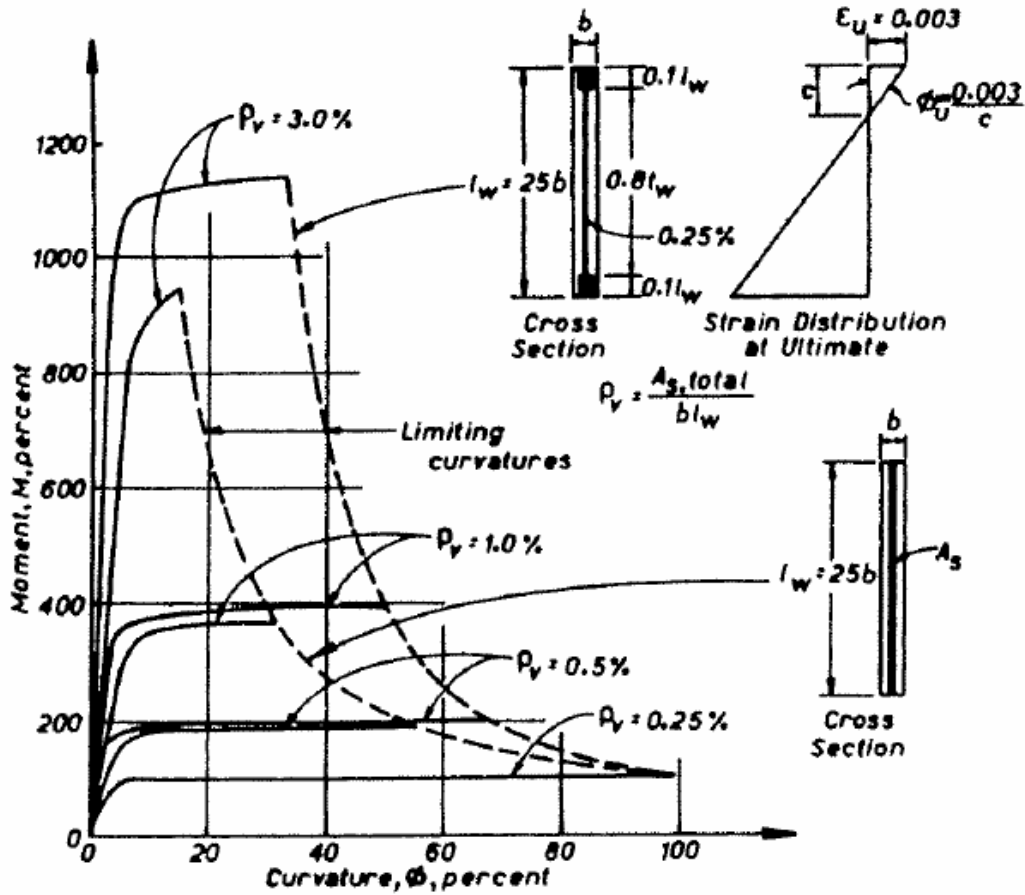


Fig. 12.2. Effect of amount and distribution of vertical reinforcement on ultimate curvature.^{12.7}

Generalmente queste pareti hanno una sezione estesa quindi la compressione assiale dovuta alla forza di gravità risulta essere molto bassa, d'altro canto le forze di gravità permettono di aumentare la capacità in termini di momento però bisogna ricordare che la compressione assiale riduce la duttilità. Per aumentare la duttilità inoltre si suggerisce il confinamento del calcestruzzo nella zona compressa.

Gli autori propongono di calcolare la resistenza a flessione di una sezione rettangolare uniformemente armata con la seguente espressione:

$$M_u = 0.5A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y}\right) \left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

Dove N_u è il carico assiale e A_s l'area totale di acciaio. Gli altri simboli sono visibili nella figura 12.2.

La resistenza a taglio di queste pareti può essere valutata come nel caso delle travi. Bisogna tenere in considerazione l'effetto del carico assiale nel valutare il meccanismo di resistenza a taglio e, nei casi in cui ci sia azione sismica, tenere conto dell'accelerazione verticale indotta dal sisma. Alla base del muro, dove è possibile un cedimento dell'acciaio dovuto alla flessione, il contributo del calcestruzzo nella resistenza a taglio può essere trascurato se $P_u/A_g < 0.2f'_c$ dove il primo termine indica la compressione assiale sull'intera sezione. Quando si verifica questa condizione i rinforzi, che sono costituiti da staffe orizzontali, devono essere posizionati alla base del muro almeno per l'intera lunghezza della cerniera plastica in modo da riuscire a sostenere tutte le forze di taglio.

Il rinforzo minimo dello 0.25% nella direzione orizzontale, quando opportunamente ancorato, fornisce una resistenza nominale a taglio di circa $0.166\sqrt{f'_c} N/mm^2$, almeno lo stesso contributo viene fornito dal calcestruzzo quando l'acciaio usato a flessione è nel campo elastico, perciò in una sezione rettangolare minimamente armata la resistenza a taglio equivalente sarà pari a $0.333\sqrt{f'_c} N/mm^2$ che spesso risulta essere più che sufficiente.

Danni dovuti al sisma sono stati osservati soprattutto nei giunti di costruzione dove si verificano degli scorrimenti. Quindi è necessario assicurare un sufficiente rinforzo verticale che provveda ad eliminare le rotture dovute agli scorrimenti. Nelle pareti soggette a carichi sismici l'effetto benefico del carico assiale non deve essere sovrastimato perciò si assume una tensione di taglio nominale, trasmessa attraverso i giunti di costruzione, pari a:

$$v_{uf} = \varphi \frac{0.8N + A_{vf}f_y}{0.8bl_w}$$

Dove il fattore di riduzione $\varphi = 0.85$.

Essendo $v_u = V_u/0.8bl_w$

Devo avere che $v_{uf} \geq v_u$ e quindi l'acciaio richiesto attraverso il giunto di costruzione è dato da:

$$\rho_{vf} = \frac{A_{vf}}{A_g} \geq \left(v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{0.94}{f_y} \geq 0.0025 = \rho_{vf, min}$$

Tale condizione vien soddisfatta già con un piccolo contributo di compressione assiale, ma in assenza di questa il valore minimo di rinforzo pari allo 0.25% può non essere sufficiente. La figura 12.5 mostra il contributo del rinforzo verticale che deve essere fornito attraverso un giunto di costruzione orizzontale.

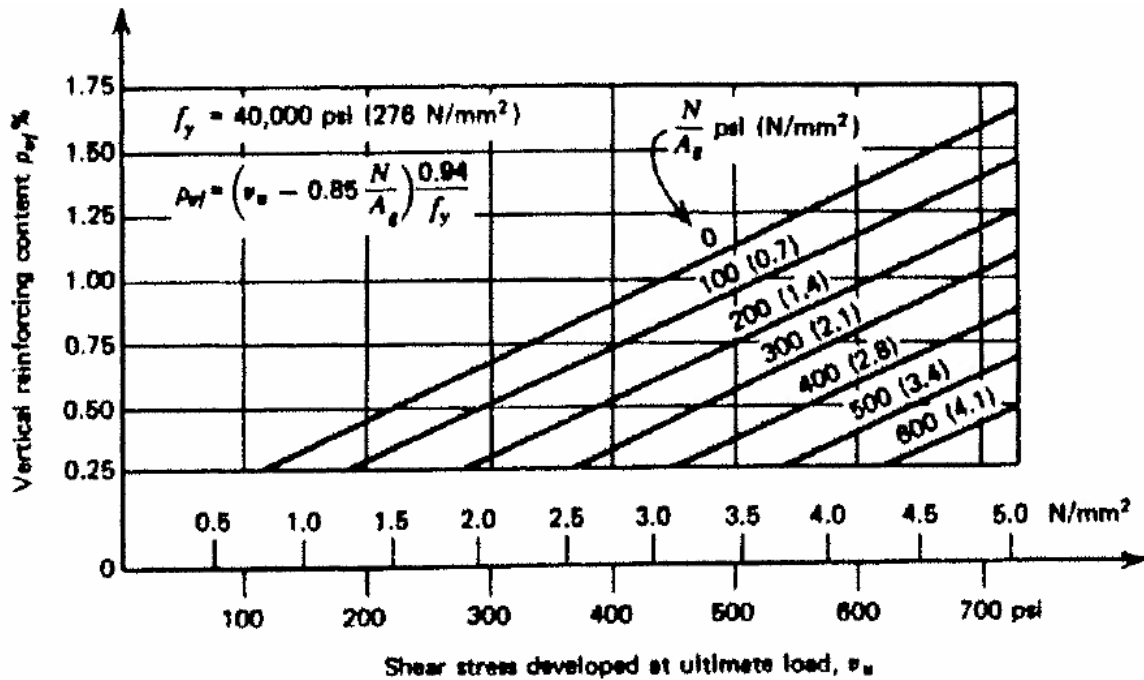


Fig. 12.5. Vertical reinforcement requirements across a construction joint of a shear wall.

Bibliografia paragrafo.

- Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.2.1-The flexural strength of tall shear walls- pagg 612-615.
- Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.2.1-The shear strength of tall shear walls- pagg 615-617.
- Archivio elettronico – cartella 2.1.1

2.1.2 Analisi della capacità resistente delle squat walls.

Nel paragrafo 12.2.2 vengono trattate le problematiche relative alla capacità resistente delle squat walls. Queste pareti vengono assimilate alle deep beams che, come descritto nel testo di Leonhardt e Walther, presentano uno schema di rottura con formazione di puntoni diagonali. Come possiamo notare nella figura 12.6 le considerazioni di equilibrio sul triangolo 1 suggeriscono l'uso di staffe orizzontali per resistere alle tensioni di taglio applicate al bordo superiore. Inoltre la diagonale compressa richiede dei rinforzi verticali.

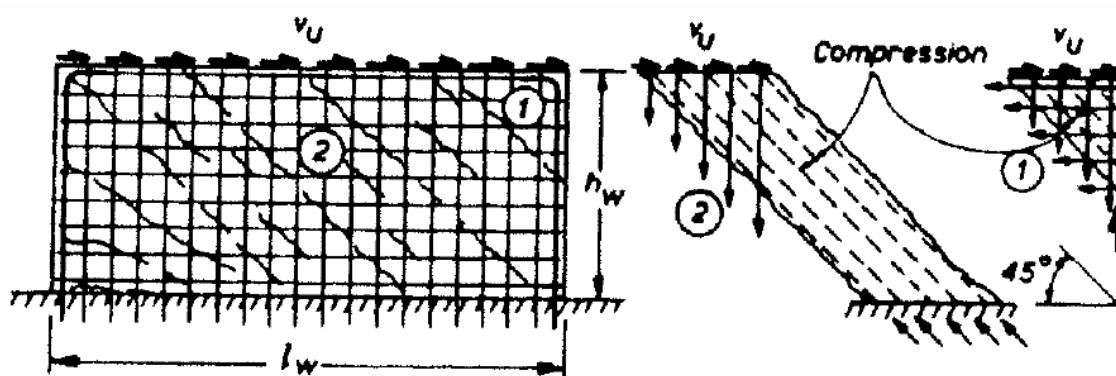


Fig. 12.6. The shear resistance of low-rise shear walls.

In assenza di carichi di compressione esterni il rinforzo verticale deve essere uguale a quello orizzontale in modo da permettere la formazione delle diagonali compresse a 45° .

Per comprendere meglio il comportamento a rottura di queste pareti sono stati effettuati dei test in cui l'elemento è stato sottoposto ad un carico in modo tale che le forze di taglio fossero distribuite lungo il bordo superiore della parete. Si è espresso il carico applicato in termini di tensione di taglio nominale e di capacità ultima teorica. Sono state provate tre pareti simili con diverse percentuali di rinforzo. I risultati sono visibili nella figura 12.7 dove la parete A è stata volutamente con rinforzi non sufficienti a sostenere l'azione tagliante, mentre la parete B presenta un rinforzo a taglio maggiore rispetto a quello che fornisce la capacità flessionale dell'elemento e per ultima la parete C è stata realizzata in modo da avere una capacità flessionale pari a circa il doppio di quella della parete B.

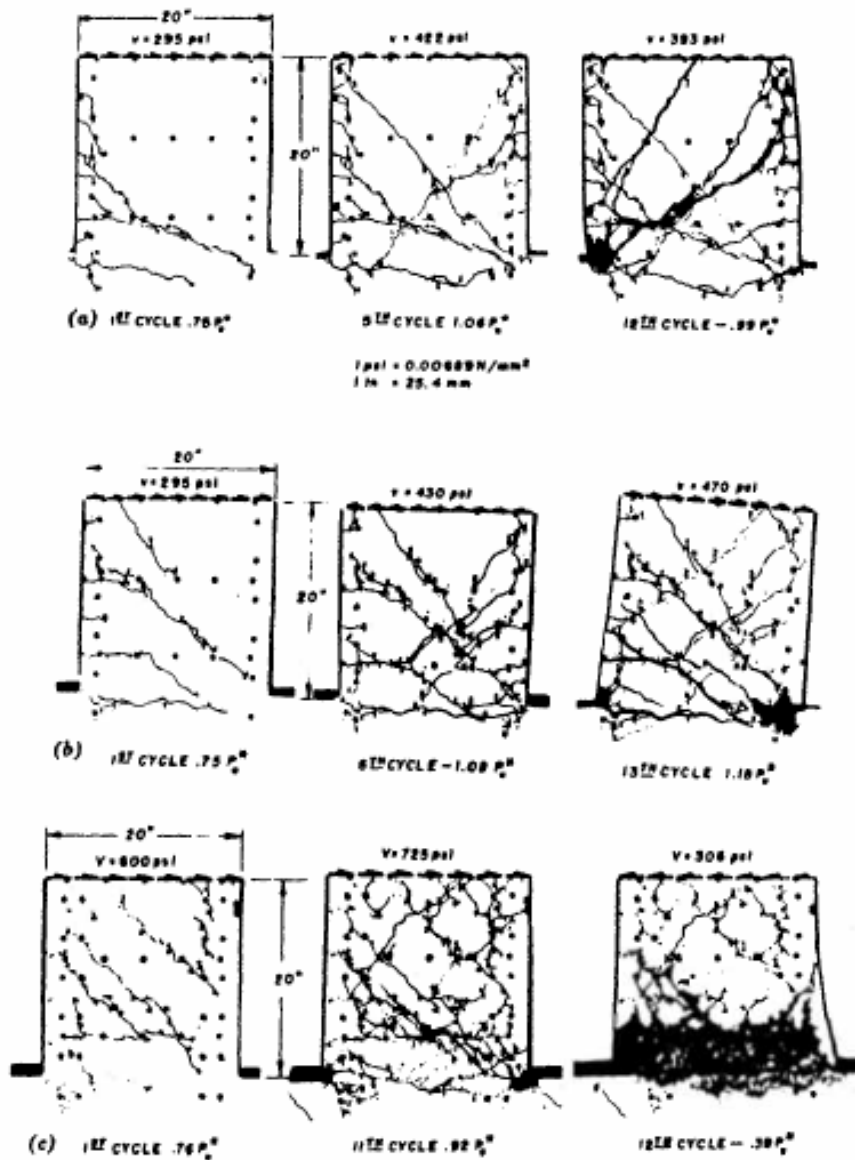


Fig. 12.7. The failure modes of three squat shear wall models.^{12,11} (a) Wall A. (b) Wall B. (c) Wall C.

I risultati delle prove sono stati valutati in termini di duttilità, eseguendo cinque cicli di carico, quest'ultima viene definita come il rapporto tra la massima rotazione raggiunta dal muro e la rotazione al primo cedimento. I test ci dicono che la parete C è quella che ha minore duttilità e mostra anche perdite di resistenza durante il test inoltre il comportamento migliore viene registrato per la parete B.

Detto questo in conclusione si può affermare che se desideriamo una rottura duttile la tensione di taglio nominale associata ad una sovra capacità flessionale del muro deve essere limitata, ed inoltre se abbiamo un meccanismo di rottura a flessione si

formeranno delle crepe e quindi è bene non fare affidamento sulla resistenza a taglio del calcestruzzo. Si conclude che le forze taglianti saranno sopportate interamente dai rinforzi orizzontali e verticali che insieme formano un reticolo.

Come al solito il rinforzo minimo a taglio non deve essere inferiore allo 0.25% dell'area di calcestruzzo, inoltre per rapporti altezza/lunghezza inferiori a 0.5 è previsto un rinforzo verticale ρ_n uguale a quello orizzontale ρ_h , mentre per rapporti altezza/lunghezza compresi tra 0.5 e 2.5 si suggerisce l'uso di un'interpolazione lineare che fornisce:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_n \geq 0.0025$$

$$\rho_n \leq \rho_h = \frac{v_u - v_c}{f_y}$$

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.2.2-Squat shear walls having rectangular cross section- pagg 618-627.*
- Archivio elettronico – cartella 2.1.2

2.1.3 Analisi della capacità resistente delle coupled walls.

Come visto nel capitolo precedente il testo di *Park* e *T.Paulay* tratta anche le pareti accoppiate in questa sezione vedremo come nel paragrafo 12.5.3 viene valutata la resistenza di tali strutture. La capacità massima di queste strutture viene raggiunta quando si forma un meccanismo di collasso. Per avere un meccanismo di collasso completo è necessario che si formino delle cerniere plastiche sia nelle travi di accoppiamento che alla base delle pareti. L'analisi del comportamento della maggior parte di queste strutture soggette a elevati carichi sismici mostra che la rottura avviene nelle travi di accoppiamento prima che venga raggiunta la resistenza massima delle pareti. Tuttavia è possibile che la capacità ultima delle pareti sia raggiunta prima della formazione delle cerniere plastiche nelle travi di accoppiamento. Le travi di accoppiamento sono soggette ad alte tensioni di taglio che non solo impediscono lo sviluppo dell'intera capacità flessionale ma riducono anche la duttilità ottenibile. E' stata effettuata l'analisi di un edificio di 20 piani dove sono state incrementate gradualmente le forze laterali, l'analisi è stata divisa in sei fasi alle quali corrisponde un determinato incremento di carico laterale e in figura 12.23 si possono vedere i risultati in termini di richiesta di duttilità e curvatura alla sommità della struttura.

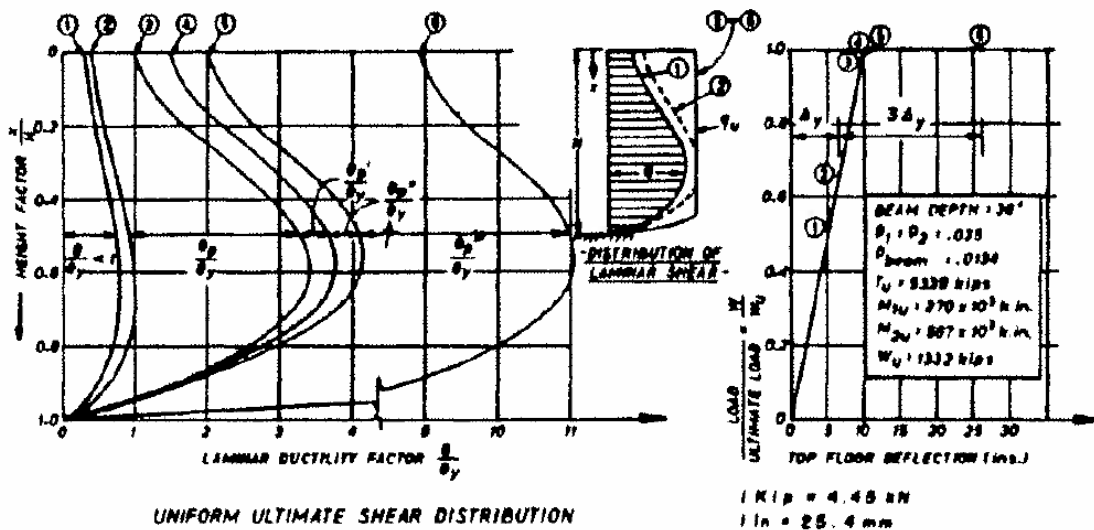


Fig. 12.23. Laminar shear force distribution, ductility demand, and top floor deflections for a 20-story coupled shear wall structure having coupling beams of uniform strength.

La capacità ultima a flessione viene raggiunta nel muro 1 quando ci troviamo allo stato 4 dell'analisi dopodiché incrementando ulteriormente il carico laterale arriviamo

allo stato 5 dove si raggiunge la massima capacità flessionale massima della parete 2. Quindi a questo stadio dell'analisi si ottiene la capacità massima dell'intero sistema. Le zone critiche di un sistema di pareti accoppiate sono quelle visibili nella figura 12.25.

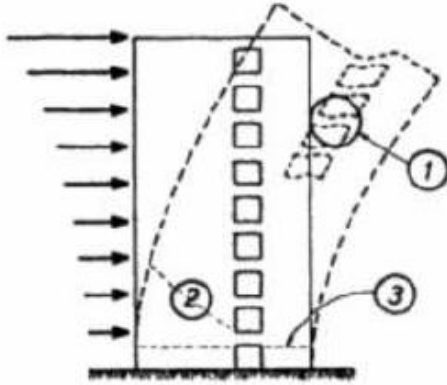


Fig. 12.25. Critical areas of behavior in coupled shear walls.

Per evitare le rotture fragili nelle travi di accoppiamento è necessario assicurare una capacità di resistenza a taglio superiore a quella di resistenza a flessione, e questo si traduce in un limite di massimo di armatura resistente a flessione presente nelle travi di accoppiamento. Il testo ci propone la seguente espressione per valutare la massima forza di taglio che una trave di accoppiamento può sostenere:

$$V_u \leq 10\phi_v b d \sqrt{f'_c}$$

Riferendosi alla figura 12.19 e alla figura 12.26 il taglio ultimo può essere ottenuto come:

$$V_u = \frac{2M_u}{l_s} = \frac{2}{l_s} \phi_m (d - d') A_s f_y$$

Dove ϕ_v è il fattore di riduzione della capacità tagliante pari a 0.85, ϕ_m è il fattore di riduzione della capacità flettente pari a 0.90 e l_s è la luce libera della trave di accoppiamento. Unendo le due equazioni viste in precedenza si ottiene:

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.7l_s \sqrt{f'_c}}{(d - d')f_y} < \rho_{max}$$

I rinforzi in questo caso possono essere messi in modo che formino un reticolo.

Alcuni studi hanno mostrato come le forze di taglio, in una trave di accoppiamento, si possono scomporre in due forze, una di compressione e una di trazione, che hanno direzione diagonale come possiamo vedere in figura 12.30.

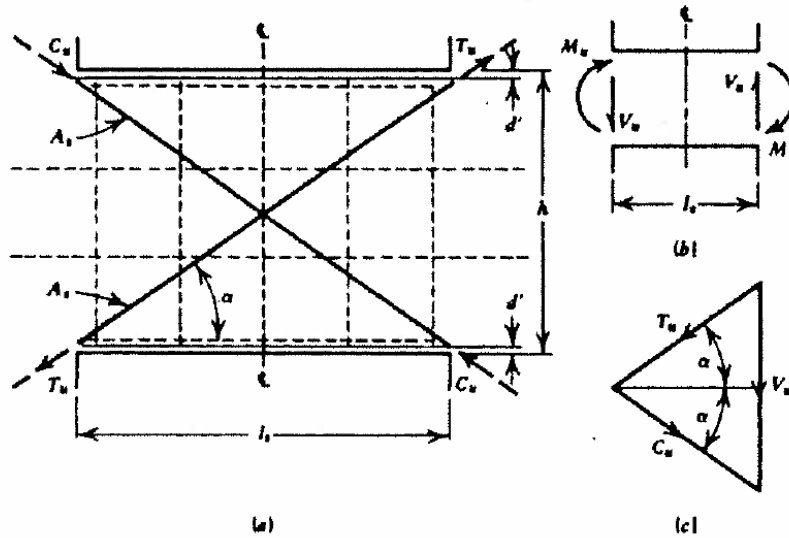


Fig. 12.30. Model of diagonally reinforced coupling beam. (a) Geometry of the reinforcement. (b) External actions. (c) Internal forces.

Proprio queste considerazioni suggeriscono di inserire delle armature diagonali. Inizialmente compressione può essere assorbita dal puntone di calcestruzzo mentre la trazione da un'armatura in acciaio, però nelle zone sismiche dove si ha a che fare con carichi ciclici è necessario inserire due armature diagonali. Guardando la figura precedente abbiamo che:

$$T_u = C_u = A_s f_y \quad \text{e} \quad V_u = 2T_u \sin \alpha$$

Quindi si ricava:

$$A_s = \frac{V_u}{2f_y \sin \alpha}$$

Dove

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l_s}$$

Il momento resistente può essere ricavato o dalle forze di taglio:

$$M_u = \frac{V_u l_s}{2} = l_s T_u \sin \alpha$$

Oppure dalle componenti orizzontali delle forze diagonali:

$$M_u = (h - 2d') T_u \cos \alpha$$

Una stessa quantità di acciaio deve essere assicurata per entrambe le diagonali e, se ci si assicura che le barre in compressione non abbiano problemi di instabilità, la perdita di contributo del calcestruzzo risulta essere trascurabile. Un tipo di disposizione delle barre diagonali è visibile nella figura 12.31.

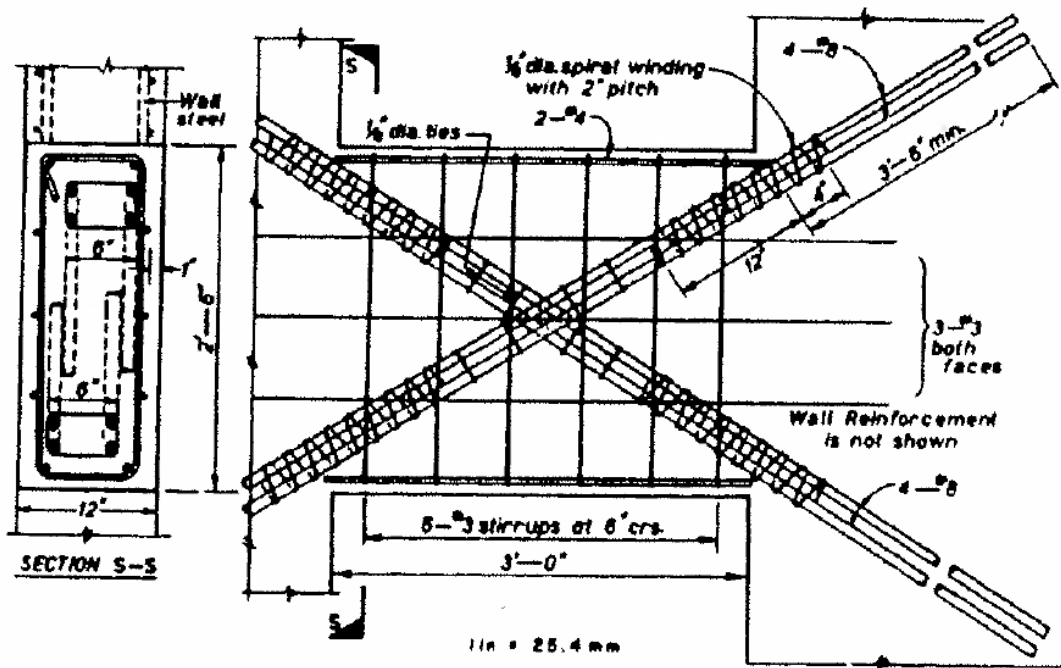


Fig. 12.31. Suggested steel arrangement in a diagonally reinforced coupling beam.

Una volta definiti il momento flettente, le forze di taglio e il carico assiale dovuti alle azioni laterali agenti sull'intera struttura si può analizzare la resistenza delle pareti laterali che viene valutata come nel caso delle alte pareti snelle.

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975- capitolo 12.5.3-Elastoplastic behavior of coupled shear walls - pagg 641-658.*
- Archivio elettronico – cartella 2.1.3

2.2 Analisi della capacità resistente di strutture a setti secondo il testo Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

2.2.1 Analisi della capacità resistente delle slender walls e delle coupled walls.

Nel paragrafo 5.4 del testo viene affrontata ampiamente la problematica inerente alla resistenza delle pareti snelle e delle pareti accoppiate. Inoltre vengono mostrati degli accorgimenti costruttivi che permettono di ottenere un comportamento ottimale della struttura. La dissipazione di energia in una struttura caricata lateralmente deve essere sostanzialmente legata al cedimento dei rinforzi flessionali presenti nella zona in cui si forma la cerniera plastica, come si vede nella figura 5.24a e b. Devono essere assolutamente impediti meccanismi di rottura dovuti alla formazione di diagonal compressi o tesi causati dalle forze di taglio (figura 5.24c) e meccanismi di rottura legati allo scorrimento giunti di costruzione come per esempio alla base (figura 5.24d). Si devono anche evitare rotture legate all'instabilità delle sezioni sottili soggette a carichi di compressione e rotture legate all'instabilità dei rinforzi nelle zone compresse.

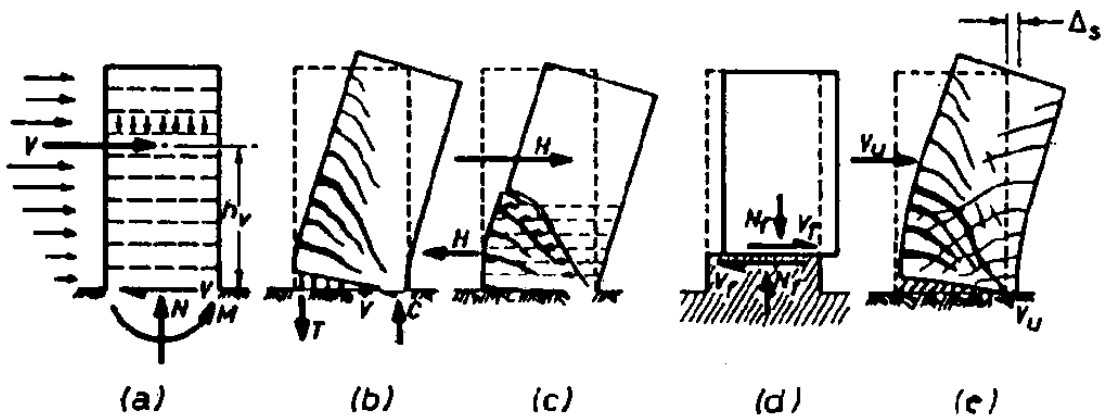


Fig. 5.24 Failure modes in cantilever walls.

2.2.2 Resistenza flessionale.

Per prima cosa si considerano le indicazioni da seguire per valutare la resistenza flessionale. Si suppone di avere una sezione come quella in figura 5.27 dove sono noti sia M che P . bisogna valutare la quantità di rinforzo verticale da inserire nei segmenti 1, 2 e 3. Generalmente nel segmento di area 2 si mette l'area minima prevista dai codici normativi e assumendo che tutte le barre in 2 sviluppino la stessa resistenza si può calcolare la forza di trazione T_2 essendo nota la quantità di rinforzo nel segmento 2. Assumendo adesso che $M_a = e_a P_a$ e conoscendo la posizione di C_1 si può calcolare T_3 come:

$$T_3 \approx \frac{x_a P_a - x_2 T_2}{x_1 + x_2}$$

Nota T_3 si può trovare l'area di rinforzo nel segmento considerato

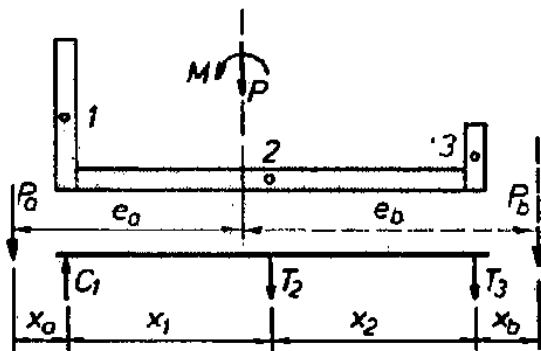


Fig. 5.27 Example wall section.

Sono anche fornite delle limitazioni per quanto concerne il rinforzo longitudinale dei muri. Infatti il rapporto tra area del rinforzo longitudinale e area di calcestruzzo deve essere compreso tra $0.7/f_y(MPa)$ e $16/f_y(MPa)$.

Inoltre è necessario assicurare che la cerniera plastica si formi alla base della parete. Per evitare che questa si formi in un punto qualsiasi della parete generalmente si usa come diagramma del momento resistente dell'intera struttura quello rappresentato in figura 5.29. Usare questo diagramma del momento resistente è fondamentale perché assicura che la cerniera plastica si formerà alla base della parete e questo risulta di primaria importanza perché nelle zone in cui si ha cedimento del rinforzo flessionale si nota anche una diminuzione del taglio resistente della sezione di calcestruzzo e quindi

se non si utilizzasse tale involuppo sarebbe necessario prevedere un incremento del rinforzo orizzontale per tutta la parete in modo da assicurare comunque una rottura lato flessione che come noto risulta essere notevolmente più duttile rispetto a una rottura tagliante che è di tipo fragile.

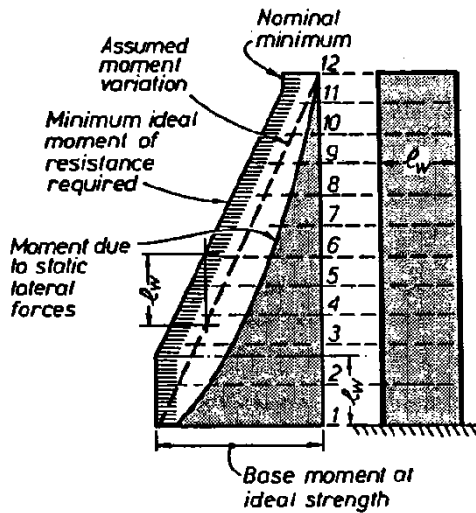


Fig. 5.29 Recommended design moment envelope for cantilever walls.

Molti aspetti della progettazione di strutture a pareti dipendono dalla massima resistenza a flessione sviluppata dal muro. Questa viene quantificata attraverso un fattore di sovra resistenza flessionale che è definito come segue:

$$\phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E}$$

Dove il numeratore indica la sovra resistenza flessionale e il denominatore il momento risultante dovuto alle forze applicate. Per assicurare un comportamento duttile a mezzo della formazione di una cerniera plastica alla base del muro, sarà necessario amplificare per tale fattore le forze di taglio che agiscono sulle fondazioni e comunque proporzionare gli altri componenti in modo che rimangano in campo elastico sotto l'effetto di tali azioni. Quando il fattore di sovra resistenza supera il valore ottimale di λ_0/ϕ il muro possiede una riserva di resistenza. Spesso possono essere ottenuti dei benefici quando un criterio di progettazione, che si basa sulla capacità duttile, può essere soddisfatto per un valore ridotto ($\mu_{\Delta r}$) piuttosto che per quello previsto (μ_{Δ}). Il valore di duttilità ridotta è dato da:

$$\mu_{\Delta r} = \frac{\lambda_0 / \phi}{\phi_{o,w}} \mu_{\Delta}$$

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.4.1- Failure modes in structural walls - pagg 389-391.*
- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.4.2- Flexural strength- pagg 391-397.*
- Archivio elettronico – cartella 2.2.1

2.2.3 Duttilità e instabilità.

La capacità duttile di un muro espressa come $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ dipende dalla capacità rotazionale della cerniera plastica che si forma alla base del muro. Spesso però è conveniente esprimere la duttilità in termini di curvatura. Il parametro principale che determina la curvatura in un muro è la lunghezza della cerniera plastica l_p che difficilmente può essere definita con precisione. Valori tipici per valutare l_p sono i seguenti: $0.3 < l_p / l_w < 0.8$. Un'altra caratteristica importante è quella che per uno spostamento duttile definito μ_{Δ} la richiesta di duttilità in termini di curvatura μ_{ϕ} aumenta al crescere del rapporto $A_r = h_w / l_w$ come mostrato in figura 5.33.

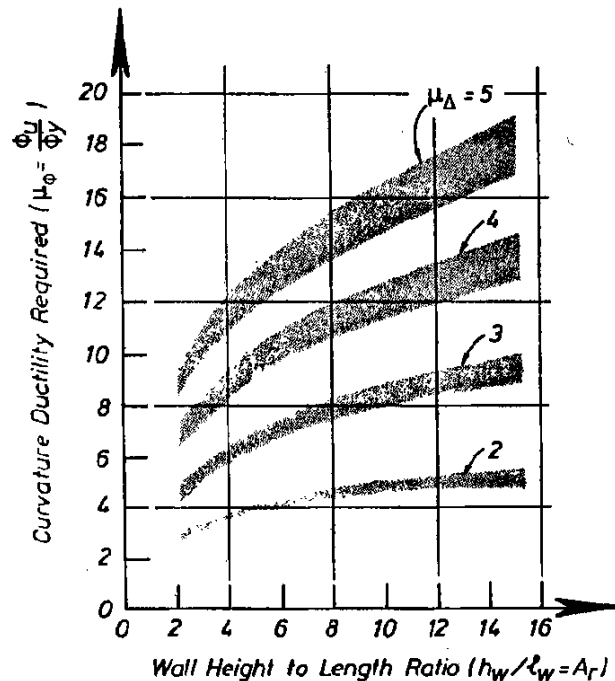


Fig. 5.33 Variation of the curvature ductility ratio at the base of cantilever walls with the aspect ratio and the imposed displacement ductility demand [P28].

Un altro importante aspetto da considerare è quello della stabilità dei muri soggetti a carichi assiali di compressione. Lo studio di tale aspetto si basa sulla teoria Euleriana e fornisce varie indicazioni sullo spessore da utilizzare nelle zone in cui si possono formare le cerniere plastiche. Generalmente lo spessore del muro deve essere di almeno un decimo dell'altezza di piano e spesso si usa allargare lo spessore alle estremità della parete in modo da scongiurare problemi di instabilità. Nella figura 5.34a

e 5.34c viene mostrato il comportamento ideale di due pareti di larghezza b con, rispettivamente, uno e due strati di rinforzo verticale. Durante la successiva inversione degli spostamenti del muro, quindi nella fase scarica, la tensione di trazione in queste barre si riduce fino a zero mentre la larghezza della crepa rimane grande. Un'inversione dei carichi laterali, e nel caso di pareti accoppiate un aumento dei carichi assiali di compressione nel muro, produrranno tensioni di compressione nelle barre. Le forze di compressione all'interno della sezione del muro sono sostenute solo dai rinforzi. In questa fase la forza di compressione C interna al muro può non coincidere con il centro dei rinforzi come mostrato in figura 5.34b e 5.34d. L'eccentricità può portare alla rotazione dei blocchi di calcestruzzo e alla formazione di crepe orizzontali come si vede in figura 5.34e e 5.34f. Si genera così un momento $M = \delta C$ nella strisci centrale del muro che può causare una rottura per instabilità prima che venga raggiunta la capacità flessionale dell'elemento.

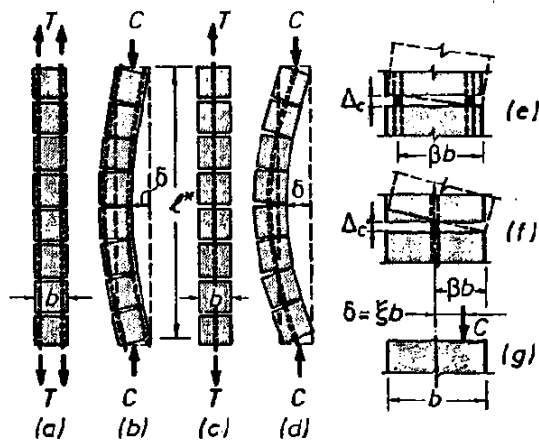


Fig. 5.34 Deformations leading to out-of-plane buckling.

Detto questo in letteratura sono presenti alcune espressioni che ci forniscono un valore di spessore critico al di sotto del quale è possibile che si verifichino problemi di instabilità nel muro. Queste espressioni dipendono generalmente dalla massima tensione di trazione che si può sviluppare nelle barre verticali oppure dalla richiesta di duttilità della struttura espressa in termini di curvatura. Per ovviare ai problemi di stabilità si propone di usare pareti con dimensioni prestabilite e soprattutto con elementi che rinforzano i bordi come mostrato in figura 5.36.

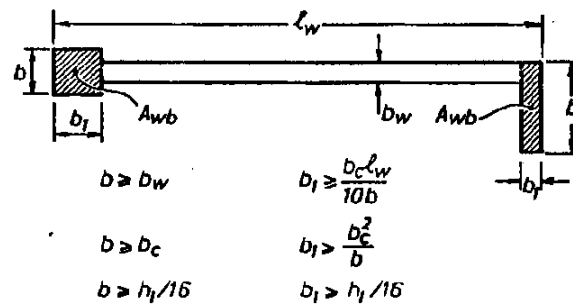


Fig. 5.36 Minimum dimensions of boundary elements of wall sections in the plastic hinge region.

La curvatura ultima della sezione di un muro è inversamente proporzionale alla profondità della zona di compressione, questo può portare alla conclusione che limitando la zona compressa si può assicurare la duttilità richiesta in termini di curvatura. Però bisogna anche ricordare che la relazione tra duttilità in termini di curvatura e duttilità in termini di spostamento dipende dal rapporto tra le dimensioni della parete come visto in figura 5.33. Essendo generalmente i carichi assiali dovuti alla gravità molto piccoli lo spessore della zona di compressione è piccolo. Questo avviene generalmente in sezioni simmetriche con estremità allargate da flange. Quindi la capacità duttile di una sezione può essere superiore a quella richiesta dal sisma. Alcuni studi hanno portato a stimare il massimo della zona di compressioni in:

$$c_c \approx \frac{l_w}{10}$$

Se viene superato questo valore è necessario confinare la zona di compressione. La zona che richiede un confinamento, indicata con $\alpha'c$, è rappresentata in figura 5.38 dove $\alpha' = 1 - c_c/c$

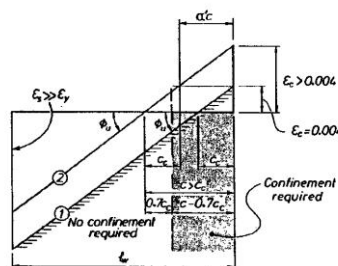


Fig. 5.38 Strain patterns for wall sections.

Generalmente il rinforzo consiste in barre disposte in modo da seguire il perimetro da confinare e da elementi supplementari usati per connettere le barre longitudinali. Tali rinforzi devono essere estesi almeno per un'altezza pari alla lunghezza l_w del muro. Un modo di confinamento è rappresentato in figura 5.39.

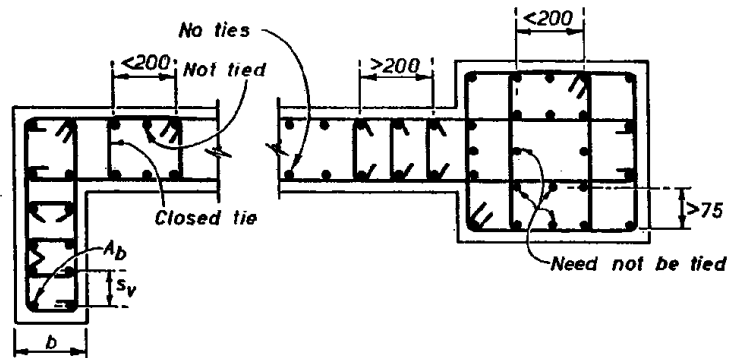


Fig. 5.39 Transverse reinforcement in potential yield zones of wall section.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.4.3- Ductility and instability - pagg 397-411.*
- Archivio elettronico – cartella 2.2.2

2.2.4 Resistenza al taglio.

Il taglio non deve inibire il comportamento duttile del sistema perciò è necessario stimare la massima azione tagliante che il sistema può sopportare. Bisogna analizzare il comportamento della struttura sotto l'azione sismica. Durante il primo modo di vibrare la distribuzione inerziale delle forze di piano sarà simile a quella mostrata in figura 5.41a e figura 5.41b. Inoltre lo spostamento e le accelerazioni possono essere fortemente influenzate dal secondo e terzo modo di vibrare così nasce una distribuzione di forze come quella vista in figura 5.41c con la risultante che è posizionata più in basso rispetto ai casi delle figure a e b. Le forme del secondo e terzo modo di vibrare di una mensola incastrata o incernierata alla base sono molto simili, quindi la formazione di una cerniera plastica alla base del muro non influenzerà in modo significativo la risposta della struttura nel secondo e nel terzo modo di vibrare. Sebbene la formazione di una cerniera plastica alla base ridurrà notevolmente le azioni sul muro associate al primo modo di vibrare ci si può aspettare che quelle associate ai modi più alti di una mensola anelastica potranno essere paragonate con le azioni di risposta elastica. Il contributo dei modi più alti alle azioni taglianti crescerà con l'aumentare del periodo fondamentale delle strutture e questo implica che più alto sarà il numero di piani e maggiore sarà il taglio. È stato stimato che il taglio totale di progetto si può esprimere come:

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \phi_{o,w} V_E$$

Dove V_E è il taglio ricavato dall'analisi della struttura, $\phi_{o,w}$ è il fattore di sovra resistenza flessionale già definito in precedenza e $\omega_v = h_1/h_2$.

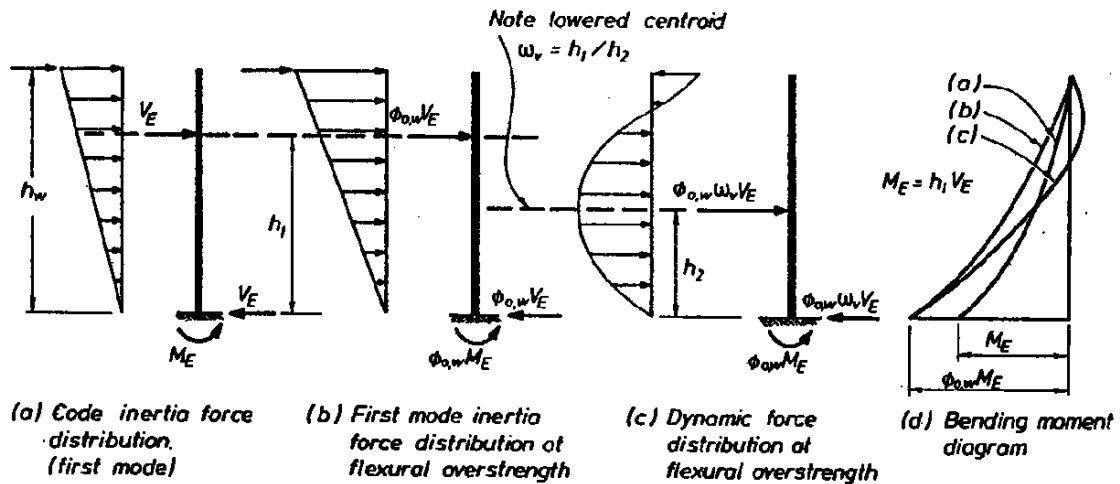


Fig. 5.41 Comparison of code-specified and dynamic lateral forces.

Bisogna considerare che l'azione di un carico ciclico che coinvolge la duttilità flessionale può ridurre la resistenza a taglio. Tuttavia spesso basta una distribuzione uniforme di rinforzo in entrambe le direzioni , verticale ed orizzontale, per preservare l'integrità del meccanismo di resistenza al taglio del calcestruzzo. La rete di rinforzo è costituita da barre orizzontali opportunamente ancorate alle estremità e da barre verticali posizionate con passo non superiore a 2.5 volte lo spessore o 450mm. Quanto appena detto vale nella regione anelastica del muro, mentre nella parte superiore, quindi nella regione elastica, il muro può essere progettato tenendo conto dell'involuppo dei momenti già visto nel paragrafo 2.2.2 perché non si assisterà ad una riduzione della resistenza a taglio come invece avviene nella zona anelastica.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.4.4- Control of shear - pagg 411-417.*
- Archivio elettronico – cartella 2.2.3

2.2.5 Resistenza a taglio delle travi di accoppiamento.

L'obiettivo primario delle travi di accoppiamento è quello di trasferire il taglio da una parete all'altra durante l'azione sismica. Essendo il sisma un evento che genera un carico ciclico sia le travi che le pareti saranno soggette ad un grande numero di inversione del taglio. Ogni trave sarà soggetta ad una tensione che porterà ad una rottura diagonale come mostrato in figura 5.43a. Evidentemente la zona di rottura dividerà la trave in due elementi triangolari. Inoltre come si vede in figura 5.43b bastano poche inversioni di carico per generare una rottura per scorrimento alle estremità della trave di accoppiamento. Per questi motivi si preferisce inserire all'interno delle travi di accoppiamento dei rinforzi diagonali, come mostrato in figura 5.43c, che assorbono le tensioni di trazione e di compressione che si generano nella trave.

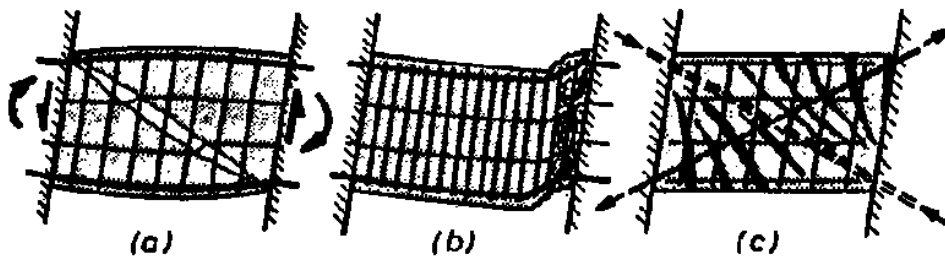


Fig. 5.43 Mechanisms of shear resistance in coupling beams.

Nella figura 5.45 si mostra il caso in cui una lastra è connessa all'estremità superiore della trave. Si è visto che il momento resistente all'estremità destra della trave può aumentare fino al seguente valore:

$$M_r = M_l + T_h z_b = (A_{sd} \cos \alpha + A_{ss}) f_y z_b$$

E quindi la resistenza ideale a taglio della trave diventa:

$$Q_i = \frac{M_l + M_r}{l_n} = (2A_{sd} \cos \alpha + A_{ss}) f_y \frac{z_b}{l_n}$$

In seguito all'incremento della resistenza a momento e a taglio la forza di compressione diagonale sarà data da $C_c = T_h / \cos \alpha$ e sarà supportata dal puntone di calcestruzzo che nella figura 5.45 è rappresentato in maniera tratteggiata. L'incremento della resistenza flessionale $\Delta M = T_h z_b$ dipende dalla posizione dell'acciaio orizzontale di area A_{ss} e influirà sia sul muro destro che su quello sinistro.

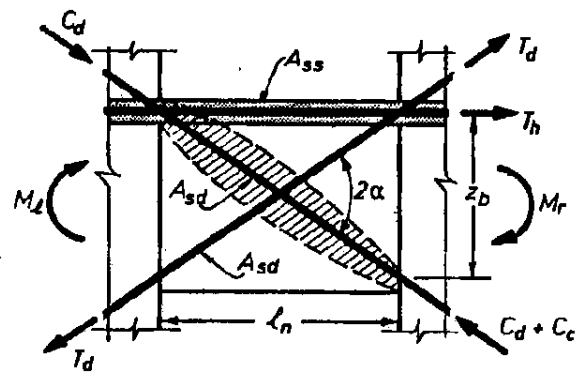


Fig. 5.45 Contribution of slab reinforcement to strength of a coupling beam.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.4.5- Strength of coupling beams - pagg 417-421.*
- Archivio elettronico - cartella 2.2.4

2.2.6 Analisi della capacità resistente a flessione delle squat walls.

Sebbene nelle squat walls l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane può non essere soddisfatta questa non assume grande rilevanza quando si va a valutare l'intera resistenza a flessione e di conseguenza possono essere usati i metodi classici di calcolo della resistenza flessionale. Teoricamente un rinforzo uniformemente distribuito porta, allo stato ultimo, ad una minore duttilità in termini di curvatura, ma questa sistemazione del rinforzo viene comunque preferita perché aumenta la zona compressa nella fase di flessione e migliora le condizioni a taglio, tali caratteristiche sono fondamentali per valutare la resistenza a scorrimento. Tipicamente in queste strutture si hanno carichi assiali molto bassi che portano ad una trascurabile riduzione della duttilità in termini di curvatura.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.7.2-Flexural response and reinforcement distribution - pag 474.*
- Archivio elettronico – cartella 2.2.5

2.2.7 Analisi della capacità resistente a taglio delle squat walls.

A causa delle dimensioni relative, delle condizioni al contorno e del modo in cui vengono introdotti i carichi trasversali nelle squat walls, i meccanismi di resistenza a taglio studiati per rinforzare le semplici travi in calcestruzzo non possono essere completamente usati per queste strutture. In particolare, a parte il contributo di taglio assorbito dai rinforzi orizzontali, una parte delle forze introdotte alla sommità di una squat wall viene direttamente trasmessa alle fondazione attraverso una diagonale compressa. Quando i rinforzi orizzontali sono insufficienti si può formare un piano di rottura diagonale come mostrato in figura 5.58a. La resistenza a trazione delle squat walls nel piano di rottura diagonale è fortemente influenzata dal modo in cui vengono introdotte le forze alla sommità della parete, ed è necessario tenerne in conto nelle diverse situazioni progettuali. La diagonale di rottura può essere anche più ripida come si vede in figura 5.58b. Si può usare un travetto alla sommità della parete per trasferire le azioni nella parte restante del muro in modo da non mandare in crisi la diagonale che va in trazione in questo modo le forze di taglio vengono trasferite con maggiore efficienza alle fondazioni. Quando la tensione di taglio media nella sezione è alta viene supportata da un adeguato rinforzo orizzontale è possibile che la diagonale di calcestruzzo compresso vada in crisi per schiacciamento. Questa modalità di crisi è abbastanza comune in pareti flangiate, come quelle in figura 5.58c, che hanno grande resistenza flessionale. Quando si applicheranno i carichi ciclici, come nel caso di un sisma, si formeranno le diagonali di rottura viste in precedenza, e la crisi nella diagonale compressa può sopraggiungere anche con valori di taglio molto bassi. La tensione di trazione trasversale e l'intersecarsi delle diagonali di rottura, che ciclicamente si aprono e si chiudono, riducono notevolmente la resistenza a compressione del calcestruzzo. Generalmente la frantumazione del calcestruzzo si propaga rapidamente su tutto il muro come si vede in figura 5.58d. La crisi delle diagonali compresse porta ad una irreversibile perdita di resistenza che deve essere ovviata con la progettazione di pareti duttili. Si limiterà la massima tensione di taglio sulla parete in modo tale che un'eventuale rottura della diagonale compressa non influenzi negativamente la risposta duttile del sistema.

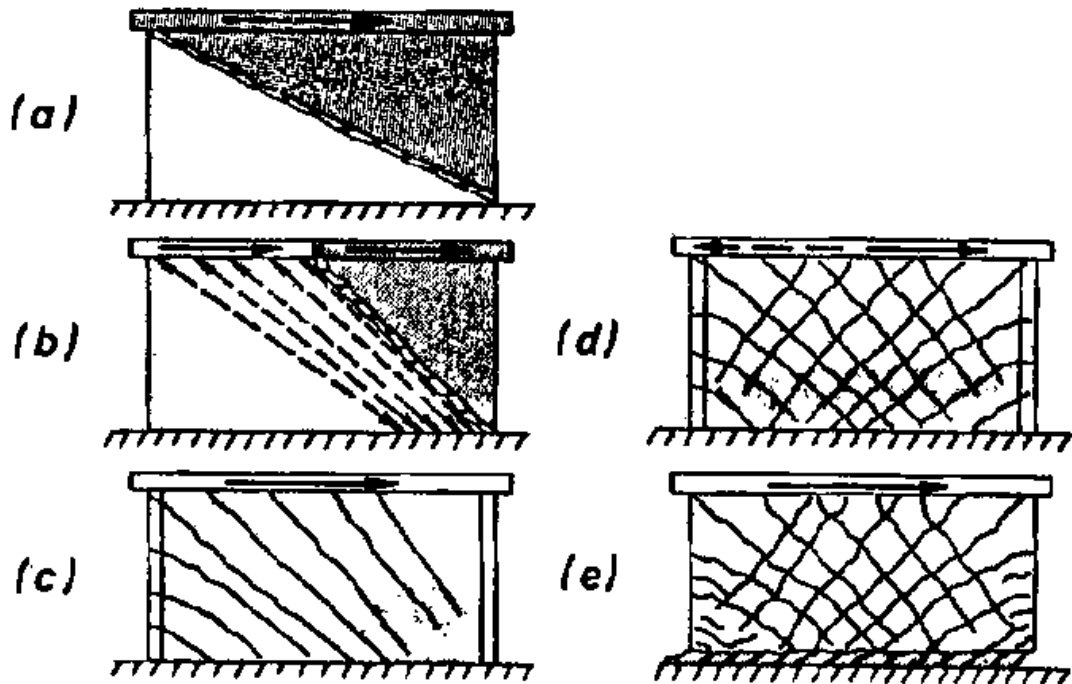


Fig. 5.58 Shear failure modes in squat walls.

Le tensioni di post-cedimento che nascono nei rinforzi verticali sono quelle che assicurano delle deformazioni anelastiche richieste per dissipare energia. Però dopo alcuni cicli di spostamento, che causano cedimenti significativi nei rinforzi flessionali, si possono verificare dei fenomeni di scorrimento alla base come mostrato in figura 5.58e. Tali scorrimenti sono responsabili di una significativa riduzione della rigidità e in conseguenza di ciò si riduce la capacità di dissipare energia. Lo sviluppo di questo meccanismo è illustrato in figura 5.59. Nel primo ciclo la maggior parte delle forze di taglio alla base della parete devono essere trasmesse attraverso la zona di compressione come mostrato in figura 5.59a. Avendo, in questa fase, una zona di compressione abbastanza ristretta e non avendo ancora raggiunto la rottura del calcestruzzo compresso gli spostamenti orizzontali dovuti alle forze di taglio sono trascurabili. Quando si avrà l'inversione delle forze si formeranno delle crepe nella zona che in precedenza era compressa e le barre che prima erano soggette a trazione saranno soggette ad uno sforzo di compressione. Si svilupperà così una crepa continua lungo la base del muro come si vede in figura 5.59b. Lungo questa zona fessurata le azioni di taglio saranno trasferite principalmente dai rinforzi verticali e quindi si potranno verificare in questa fase degli

spostamenti relativamente grandi dovuti alle azioni di taglio orizzontale. Questi scorrimenti si arresteranno solo una volta che sarà raggiunto lo snervamento delle barre così, come si vede in figura 5.59c, la fessura all'estremità della parete si chiuderà consentendo che le azioni di compressione si trasmettano attraverso il calcestruzzo. Tale trasmissione avverrà attraverso superfici irregolari e questo porterà ad una diminuzione sia della resistenza che della rigidità totale.

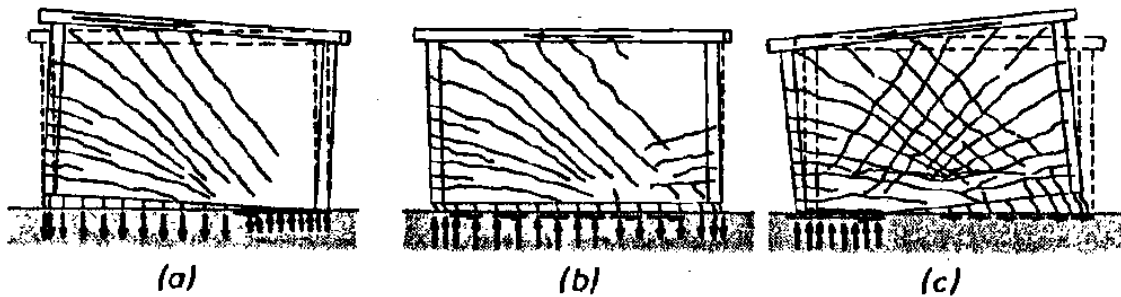


Fig. 5.59 Development of the sliding shear mechanism.

Sono stati fatti dei test per valutare il comportamento delle strutture nei casi di scorrimento della base. Si è visto che finché le crepe che si formano sono piccole l'azione tagliante può essere trasferita attraverso l'interazione tra i blocchi di calcestruzzo e l'interfaccia di trasmissione risulta essere tutta la sezione della parete. Perciò nella progettazione elastica valutare lo scorrimento non è fondamentale mentre nel caso di azione sismica abbiamo visto che la zona compressa è limitata ad una estremità delle pareti e quindi il taglio può essere trasferito solo attraverso questa zona quindi proprio a causa della diminuzione dell'area di contatto avremo che le tensioni di taglio cresceranno rapidamente nell'interfaccia considerata. Questo porta ovviamente alla diminuzione del fattore di attrito e quindi ad una riduzione della capacità di trasmissione delle azioni di taglio. Tale capacità risulterà essere minore all'aumentare dei cicli di spostamento. Si può relazionare la resistenza a flessione di una squat wall, in termini di sovra resistenza, con la resistenza richiesta per assicurare un comportamento elastico attraverso la seguente relazione:

$$R_d = 1.6 - 2.2 \frac{\phi_{o,w}}{\mu_\Delta} \leq 1$$

Se le forze cicliche entrano nel campo di risposta anelastico si crea una situazione critica che porta all'apertura di una fessura lungo tutta la base del muro. Le forze di taglio sono trasmesse interamente dalle barre verticali e quelle presenti nella zona compressa sono soggette a significative tensioni di compressione prima che la fessura si possa chiudere. Tale azione sulle barre verticali è associata ad un significativo spostamento dovuto al taglio. Molte barre verticali si snerveranno prima che la fessura si possa chiudere, quindi solo alcune barre poste nel centro elastico della sezione potranno dare il contributo di resistenza allo scorrimento. Per controllare lo scorrimento prima della chiusura della fessura è necessario assicurare un rinforzo diagonale che sia capace di assorbire almeno il 50% delle intere forze di taglio agenti sulla parete, inoltre un rinforzo diagonale assicurerà anche una maggiore resistenza a flessione permettendo così di poter incrementare il carico di taglio. Dai test si è potuto stimare che la resistenza a taglio nei grani è dell'ordine di:

$$V_{do} = 0.25A_{sw}f_y$$

Dove A_{sw} è l'area del rinforzo verticale.

È da sottolineare che la resistenza allo scorrimento fornita dalla sezione è dovuta soprattutto all'attrito che si sviluppa tra i grani della zona compressa. Test sull'attrito hanno mostrato che nell'interfaccia che trasmette le azioni di taglio si può raggiungere un limite massimo per le forze di serraggio fornite dal rinforzo o da una compressione esterna oltre le quali non si incrementa la resistenza a taglio. Perciò la resistenza a scorrimento, dovuto alle azioni di taglio, nella zona compressa è fornita dalla seguente espressione:

$$V_f = 0.25f'_c A_f$$

Dove A_f è l'effettiva area in cui avviene l'attrito come mostrato in figura 5.62.

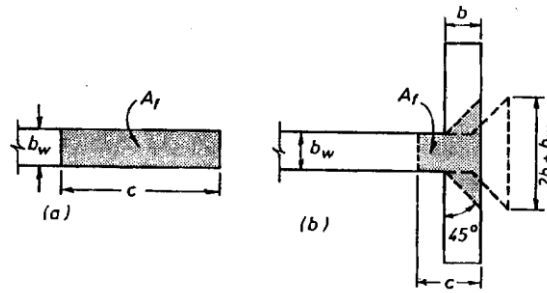


Fig. 5.62 Theoretical effective area for interface shear transfer in the flexural compression zone.

Va osservato il ruolo significativo della profondità della zona compressa c . se si ha un taglio costante applicato al muro il momento alla base di questo, e quindi c , aumenterà con l'aumentare dell'altezza h_w . ovviamente se si ha un'altezza costante e un taglio applicato al muro anch'esso costante la profondità c diminuirà con l'aumentare della lunghezza del muro. Di conseguenza il contributo di resistenza allo scorrimento offerto dalla zona compressa della sezione aumenterà al crescere del rapporto altezza-lunghezza (h_w/l_w). Quindi un parametro fondamentale per valutare la profondità c è calcolare la posizione dell'asse neutro. Per edifici non molto alti l'effetto benefico del carico di compressione assiale dovuto alla gravità non è significativo in quanto tale carico non assume valori elevati. Per edifici più alti invece il carico assiale dovuto alla gravità raggiunge valori rilevanti e tale carico ha sicuramente un effetto positivo sull'incremento della resistenza a scorrimento. Alcuni test hanno mostrato come pareti flangiate, come quelle di figura 5.62b, possono presentare problemi di perforazione alle estremità rispetto a pareti che hanno una semplice sezione rettangolare. Normalmente si può inserire un rinforzo diagonale per controllare le problematiche relative allo scorrimento e tale rinforzo dà anche un contributo alla resistenza flessionale della parete. Barre che sono comunemente disposte come in figura 5.63a permettono di resistere ad un momento dato dalla seguente espressione:

$$M_d = 0.5l_d A_{sd} f_{yd} \sin \alpha = h_w V_1$$

Il significato di tutti i termini presenti nell'espressione precedente sono visibili in figura 5.63a. La somma delle componenti orizzontali delle forze che si sviluppano nell'acciaio delle diagonali è tuttavia maggiore del taglio V_1 che genera M_d e di conseguenza le barre diagonali forniscono la resistenza anche allo scorrimento generato da altri tipi di meccanismo come può essere per esempio la flessione di un muro in cemento armato. Questa resistenza aggiuntiva allo scorrimento può essere valutata come:

$$V_{di} = A_{sd}f_{yd}\cos\alpha - V_1 = A_{sd}f_{yd}[\cos\alpha - (l_d/2h_w)\sin\alpha]$$

Si è visto che l'efficienza di barre diagonali nel meccanismo di resistenza a scorrimento aumenta se si ha una piccola inclinazione α delle barre e se diminuisce la distanza l_d . Perciò spesso le barre diagonali sono disposte come in figura 5.63b in modo da azzerare la distanza l_d . Quando gli spostamenti dovuti al taglio saranno tali da provocare lo snervamento delle barre diagonali il loro contributo alla resistenza flessionale diminuirà e quindi tutta la resistenza fornita da tali barre potrà essere usata per resistere allo scorrimento e questa sarà poi associata alla resistenza allo scorrimento fornita dalle barre verticali.

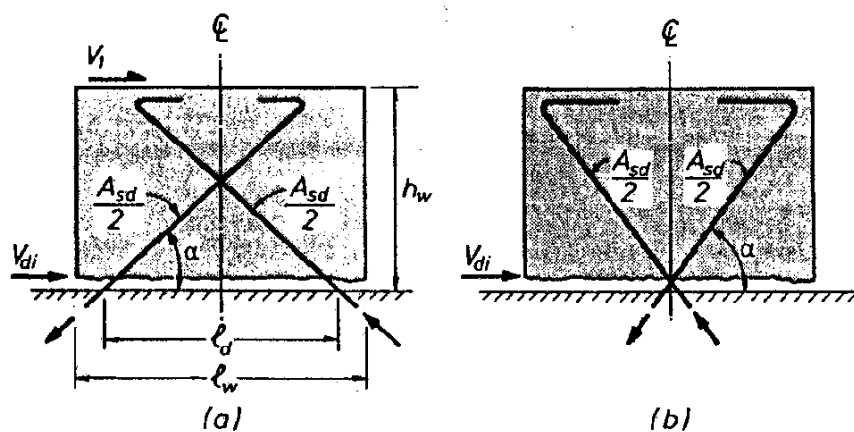


Fig. 5.63 Diagonal reinforcement in squat walls.

Tutti i contributi visti sinora si possono sommare per valutare l'effettiva resistenza a taglio fornita dai rinforzi diagonali così si avrà:

$$V_{di} = R_d = \frac{V_{Eo} - V_{do} - V_f}{V_{Eo}} (V_{Eo} - V_1)$$

Dove $V_{Eo} = \phi_{o,w} V_E$ è la resistenza alle forze di taglio sviluppata grazie alla sovrarresistenza flessionale della sezione di base.

Per ultimo è possibile eseguire un controllo della tensione di trazione nella diagonale. Si può assumere che la forza di taglio V_{Eo} , come si vede in figura 5.64, sia introdotta uniformemente alla sommità della parete, quindi gli elementi che appaiono ombreggiati nella figura si possono considerare connessi ad un piano diagonale di rottura inclinato di 45° e tali elementi riceveranno una quota della forza di taglio pari a $h_w V_{Eo} / l_w$ dove $h_w / l_w \leq 1$. Tale forza può essere trasferita attraverso le barre orizzontali in trazione di area A_{sh} e poste ad una distanza s_h e, se queste sono previste, dalla componente orizzontale della forza sviluppata dalla diagonale in trazione di area $A_{sd}/2$. Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$h_w V_{Eo} / l_w \leq V_c + V_s + V_{dh}$$

Dove generalmente $V_c = 0$ e quindi:

$$V_s = h_w V_{Eo} / l_w - V_{dh}$$

Con

$$V_s = h_w A_{sh} f_{yh} / s_h$$

Mentre il contributo della barra diagonale in trazione è dato da:

$$V_{dh} = (A_{sd}/2) f_{yd} \cos \alpha$$

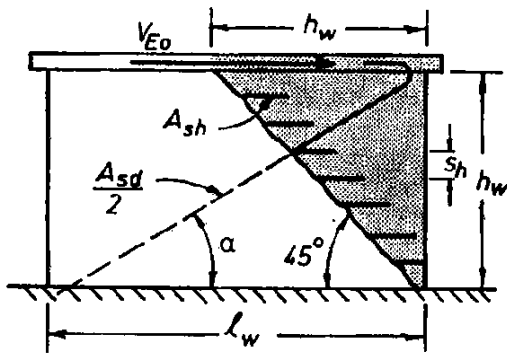


Fig. 5.64 Model for the control of shear failure by diagonal tension.

Bibliografia paragrafo.

- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.7.3-Mechanism of shear resistance - pag 474-477.*
- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.7.4-Control of sliding shear - pag 477-483*
- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992- capitolo 5.7.5-Control of diagonal tension - pag 483-484.*
- Archivio elettronico – cartella 2.2.6.

2.3 Analisi della capacità resistente di strutture a setti secondo il testo Reinforced Concrete-Mechanics and Design.

2.3.1 Analisi della resistenza flessionale delle shear walls.

Le sezioni in un muro sono progettate in modo da soddisfare le seguenti relazioni:

$$\phi M_n \geq M_u \quad \phi N_n \geq N_u \quad \phi V_n \geq V_u$$

Dove M_n è la resistenza nominale basata sulla resistenza dei materiali mentre M_u è la resistenza richiesta in seguito all'applicazione dei carichi esterni. ϕ invece è un fattore di riduzione della resistenza che può essere valutato consultando i codici normativi.

Il fattore di riduzione della resistenza nel caso si abbia l'azione combinata della flessione e del carico assiale dipende dalla massima tensione raggiunta nell'acciaio prima di arrivare al carico ultimo.

La figura 18.15 mostra una sezione rettangolare in cui vi è una distribuzione uniforme del rinforzo verticale. Si assume che il muro sarà soggetto a un carico assiale fattorizzato N_u e si vuole definire la resistenza flessionale nominale M_n . Si assume una distribuzione della tensione come quella mostrata in figura 18.15b.

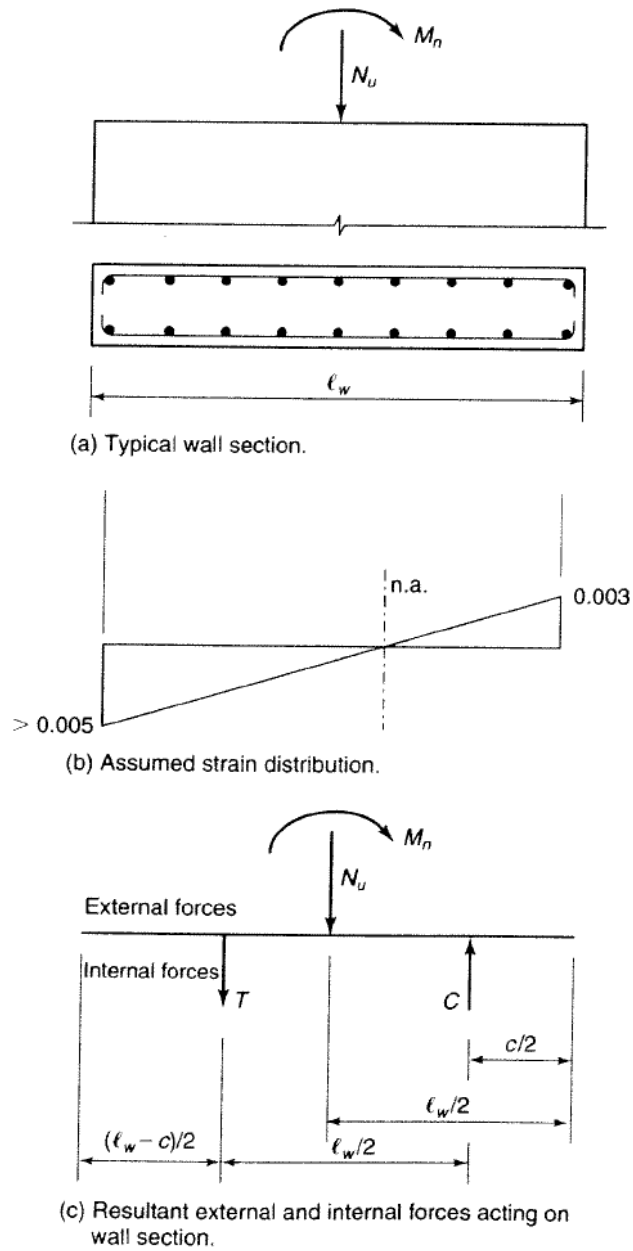


Fig. 18-15
Wall with uniform distribu-
tion of vertical reinforcu-
ment subjected to axial load and
bending.

Si faranno le seguenti assunzioni:

- Tutto l'acciaio nella zona tesa è snervato a trazione.
- Tutto l'acciaio nella zona compressa è snervato a compressione.
- Le forze di trazione agiscono alla profondità media della zona tesa.
- Tutte le forze di compressione, somma del contributo dell'acciaio e del calcestruzzo, agiscono alla profondità media della zona di compressione.

Fatte queste assunzioni si può indicare con A_{st} l'area totale del rinforzo longitudinale e con le seguenti espressioni si possono valutare i vettori delle forze rappresentati nella figura 18.15c :

$$T = A_{st}f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right)$$

$$C_s = A_{st}f_y \left(\frac{c}{l_w} \right)$$

$$C_c = 0.85f'_c h\beta_1 c$$

E quindi si avrà:

$$C = C_c + C_s$$

La percentuale dell'area del rinforzo longitudinale sarà:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{hl_w}$$

E l'indice di rinforzo longitudinale sarà dato da:

$$\omega = \rho_l = \frac{f_y}{f'_c}$$

Infine si definisce un parametro di tensione assiale:

$$\alpha = \frac{N_u}{hl_w f'_c}$$

Dove N_u rappresenta il carico assiale fattorizzato, positivo se di compressione. Facendo un equilibrio delle forze che agiscono sulla sezione si avrà:

$$C_c + C_s - T = N_u$$

$$0.85f'_c h\beta_1 c + A_{st}f_y \left(\frac{c}{l_w} \right) - A_{st}f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right) = N_u$$

Combinando alcuni termini e dividendo entrambi i membri dell'espressione precedente per $hl_w f'_c$ si ottiene:

$$0.85\beta_1 \frac{c}{l_w} - \left(1 - \frac{2c}{l_w}\right) \frac{A_{st}f_y}{hl_wf'_c} = \frac{N_u}{hl_wf'_c}$$

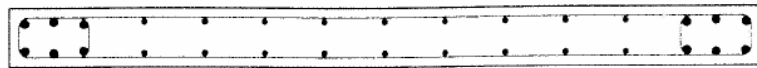
Sostituendo in questa espressione l'indice di rinforzo longitudinale ω e il parametro di tensione assiale α si otterrà:

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0.85\beta_1 + 2\omega}\right) l_w$$

Con il valore di c è possibile ricavare le forze che agiscono sulla sezione e quindi ricavare il momento resistente nominale M_n :

$$M_n = T \left(\frac{l_w}{2}\right) + N_u \left(\frac{l_w - c}{2}\right)$$

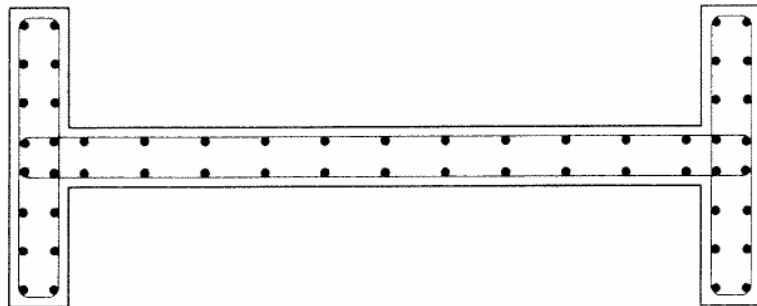
Spesso vengono utilizzate pareti con flange alle estremità o comunque aumenti di spessore che permettono di evitare problemi di instabilità. Inoltre si può concentrare il rinforzo alle zone di estremità in modo da aumentare il momento resistente della sezione. Tipici esempi di questo metodo costruttivo sono visibili nella figura 18.16. Quando si va a valutare il momento resistente di queste sezioni si può trascurare il rinforzo nella parte centrale perché il contributo maggiore alla resistenza flessionale è fornito dai rinforzi posti alle estremità.



(a) Boundary element within dimensions of wall.



(b) Wall with enlarged boundary element.



(c) Wall with reinforcement concentrated in flanges.

Fig. 18-16
Structural walls with concentrated reinforcement at their edges.

Il modello usato per analizzare il momento resistente per una struttura con rinforzi concentrati alle estremità viene rappresentato nella figura 18.17. Alle estremità si sviluppa una forza di trazione data da:

$$T = A_s f_y$$

Dove con A_s viene indicata l'area totale del rinforzo posto nelle zone di estremità. Il rinforzo longitudinale posto nella zona di compressione viene ignorato e quindi la risultante delle forze di compressione è:

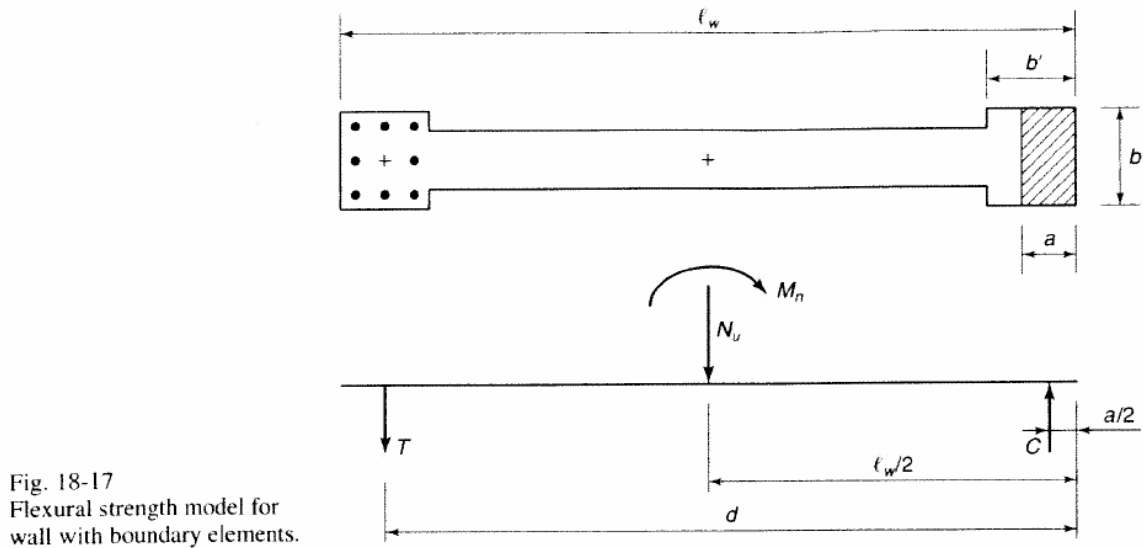
$$C = 0.85 f'_c b a$$

Dove b indica la larghezza della zona di estremità. Si assicura l'equilibrio delle forze verticali agenti in tale zona e quindi si ottiene:

$$a = \frac{T + N_u}{0.85 f'_c b}$$

Generalmente la zona compressa è contenuta entro i limiti della zona di estremità. Osservando quindi la figura si ricava il momento resistente che è pari a:

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) + N_u \left(\frac{l_w - a}{2} \right)$$



Spesso è necessario realizzare dei muri assemblati che hanno una sezione non rettangolare come per esempio quella di figura 18.18 dove alla zona centrale sono aggiunte due flange di estremità. Il muro è caricato con un carico assiale fattorizzato N_u e un momento M_{ua} che causa la compressione della flangia 1. Il carico assiale e il momento agiscono sul baricentro della sezione e in particolare il momento può essere posizionato come un carico assiale eccentrico. Tale eccentricità è data da:

$$e_a = \frac{M_{ua}}{N_u}$$

Si assumerà che l'acciaio nella parte centrale sarà completamente snervato quindi la risultante delle forze sarà:

$$T_2 = A_{s2} f_y$$

Dove A_{s2} è l'area del rinforzo distribuito nella zona 2. Facendo un equilibrio dei momenti rispetto al baricentro della flangia 1 si troverà la risultante agente nella zona3:

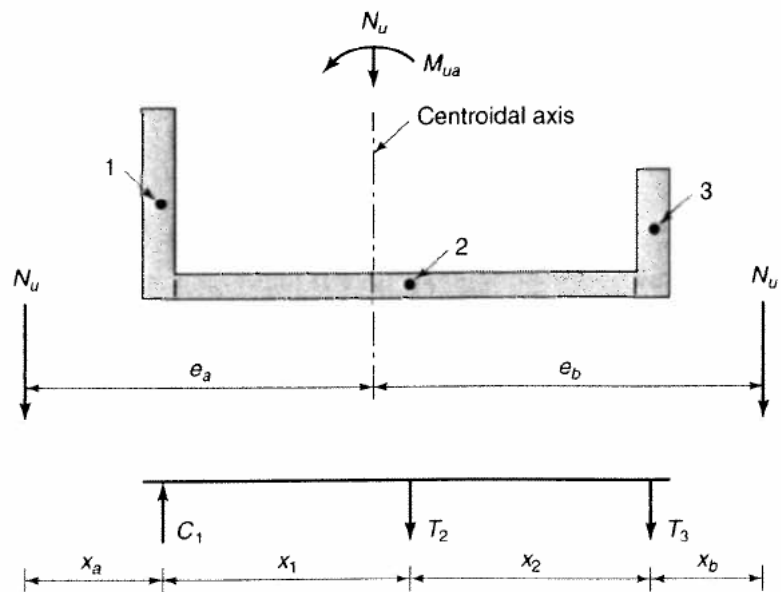
$$T_3 \cong \frac{N_u x_a - T_2 x_1}{x_1 + x_2}$$

Nello stesso modo si può trovare la forza T_1 :

$$T_1 \cong \frac{N_u x_b - T_2 x_2}{x_1 + x_2}$$

Note queste forze è possibile calcolare il rinforzo necessario per ogni zona della sezione.

Fig. 18-18
Reinforcement Forces acting on a wall segment. (From *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Paulay and Priestly, Copyright John Wylie & Sons, 1992. Reprinted by permission of John Wylie & Sons, Inc.)



Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced concrete- Mechanics & design- James K. Wight, James G. MacGregor-2009 - capitol 18.10 –Flexural strength of shear walls – pagg971-977.*

- Archivio elettronico – cartella – 2.3.1

2.3.2 Analisi della resistenza a taglio delle shear walls.

La progettazione e lo studio della capacità resistente a taglio delle pareti dipende molto dal rapporto $M_u/(V_u l_w)$. Quando tale rapporto è pari a 1 o maggiore di 1 si parla di pareti flessionali mentre se il rapporto è uguale o minore di 0.5 si parla di pareti che reagiscono a taglio. Per progettare una parete a taglio è necessario soddisfare le seguenti espressioni:

$$\phi V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s \quad V_s \geq \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)$$

I codici impongono per V_n un valore limite di $10\sqrt{f'_c}hd$ dove d è pari a $0.8l_w$.

Al progettista è permesso usare il seguente valore di V_c per muri soggetti ad una compressione assiale:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}hd$$

Dove λ è un fattore fornito dai codici normativi. Mentre se la parete è soggetta ad un carico assiale di trazione si dovrà usare la seguente espressione con h sostituito da b_w

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c}hd$$

Dove N_u è negativo per sforzi di trazione. Per strutture soggette a compressione assiale i codici permettono di usare un valore di V_c più piccolo tra questi due:

$$V_c = 3.3\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = \left[0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(1.25\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

Generalmente la prima di queste due equazioni viene usata per le squat walls mentre la seconda per le slender walls. Se la quantità $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ è negativa la seconda espressione non si può utilizzare per l'analisi del muro. Il rapporto M_u/V_u deve essere

valutato in una sezione al di sopra di quella di base e la distanza tra questa sezione e quella di base deve essere il più piccolo tra $l_w/2$ e $h_w/2$ come si vede in figura 18.19.

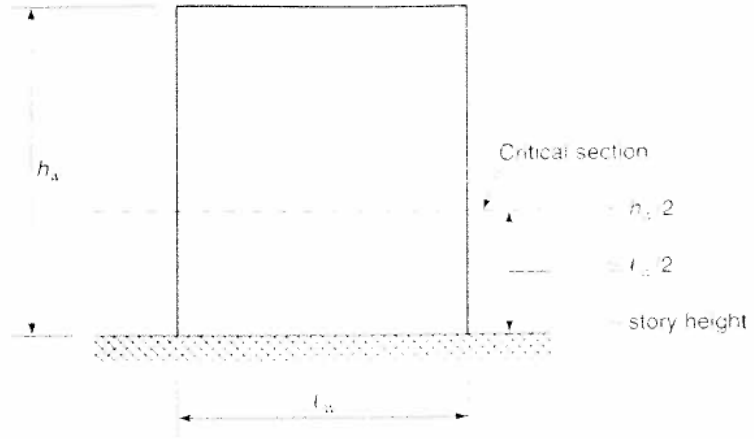


Fig. 18-19
Location of critical section
for checking flexural-shear
strength.

Il rinforzo a taglio delle pareti spesso consiste nel posizionare barre d'acciaio sia in direzione verticale che in quella orizzontale. Tuttavia però la parte fondamentale viene fatta dal rinforzo orizzontale e perciò è necessario calcolare il passo e le dimensioni delle barre. In molti casi è richiesta solo la percentuale minima di armatura per resistere a taglio mentre nei casi in cui il taglio agente sia significativo è necessario scegliere passo e dimensioni delle armature in base alle direttive date dai codici normativi.

La resistenza nominale a taglio per un muro progettato per resistere ad azioni sismiche è data da:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Dove ρ_t è la percentuale di rinforzo orizzontale e A_{cv} è data dallo spessore h della parte centrale della parete moltiplicato per la lunghezza l_w della parete stessa. Il primo termine tra parentesi rappresenta il contributo di resistenza a taglio fornito dal calcestruzzo, V_c , mentre α_c dipende dal tipo di parete che si sta trattando. Se il rapporto $h_w/l_w \geq 2$, quindi per slender walls, allora $\alpha_c = 2$ mentre se $h_w/l_w \leq 1.5$, quindi squat walls, allora $\alpha_c = 3$. Se h_w/l_w varia tra 1.5 e 2 α_c viene valutato con

un'interpolazione lineare. Il secondo termine all'interno della parentesi rappresenta il contributo di resistenza a taglio fornito dall'acciaio orizzontale V_s . Risulta il seguente valore per V_s :

$$V_{s,equiv} = \frac{A_{v,orizz}}{s_2} f_y h l_w$$

In figura 18.20 si può vedere una tipica distribuzione dei rinforzi a taglio.

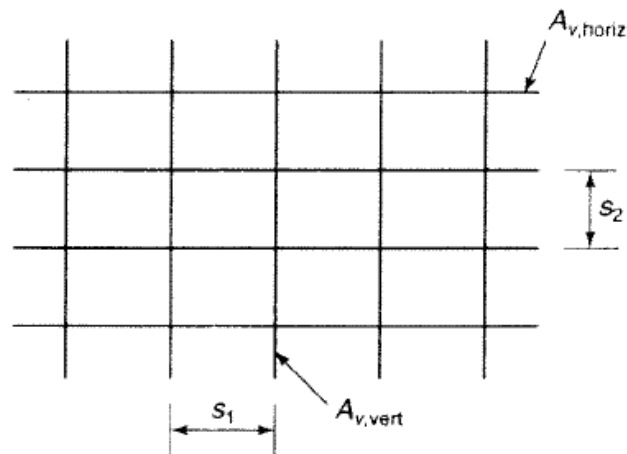


Fig. 18-20
Distribution of vertical and horizontal shear reinforcement in the web of a shear wall.

Bibliografia paragrafo.

- *Reinforced concrete- Mechanics & design- James K. Wight, James G. MacGregor-2009 - capitol 18.10 –Shear strength of shear walls – pagg978-981.*
- Archivio elettronico – cartella 2.3.2

2.3.3 Analisi della capacità resistente delle coupled walls.

Frequentemente è necessario usare due pareti accoppiate. Risulta molto importante valutare la rigidezza delle travi di accoppiamento perché in funzione di questa i muri si possono comportare, quando la rigidezza delle travi è bassa, come due mensole indipendenti oppure, quando la rigidezza delle travi è alta, i muri si comportano come un unico sistema. Le travi di accoppiamento trasmettono il taglio da una parete all'altra e, come si vede nella figura 19.34a, sono soggette a grandi deformazioni taglianti. Molti test hanno mostrato che un sistema di rinforzo come quello mostrato in figura 19.34c riesce a trasmettere meglio i tagli derivanti da un carico ciclico rispetto ad un sistema di rinforzo convenzionale formato da barre alle estremità superiore e inferiore e da staffe. La diagonale di acciaio riesce a generare forze T_u e C_u che trasmettono momento e taglio e sono date da:

$$T_u = C_u = \phi A_s f_y$$

$$V_u = 2T_u \sin\alpha = 2\phi A_s f_y \sin\alpha$$

$$M_u = (\phi A_s f_y \cos\alpha)(h - 2d')$$

Il codice ACI richiede l'uso di rinforzi diagonali in travi dove $l_n/h < 2$ e con un taglio di progetto $V_u > 4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ dove A_{cw} è l'area della trave di accoppiamento come quella in figura 19.34d. Mentre se $l_n/h > 4$ la trave deve essere progettata a flessione. Se invece si ha che $2 < l_n/h < 4$ il codice ACI non fornisce nessuna indicazione ma è consigliabile usare una combinazione tra rinforzo diagonale e rinforzo convenzionale.

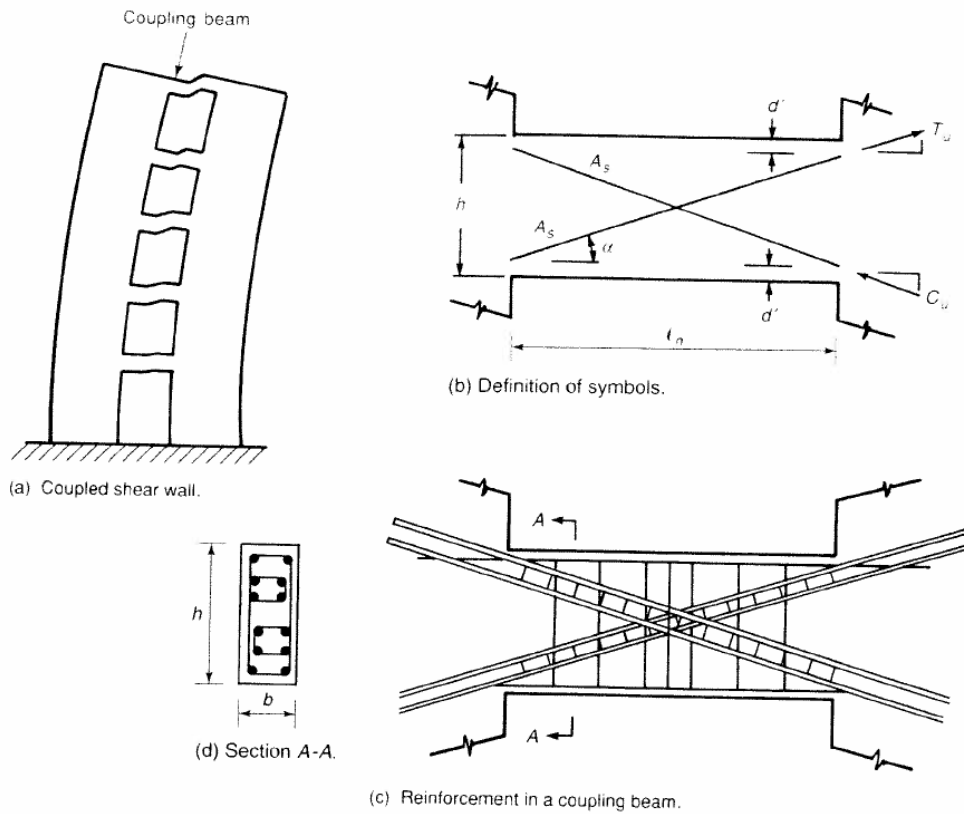


Fig. 19-34
Coupled shear walls and coupling beams.

Bibliografia paragrafo.

• *Reinforced concrete- Mechanics & design- James K. Wight, James G. MacGregor-2009 - capitol 19.11 –Structural walls – pagg1044-1046.*

• Archivio elettronico – cartella 2.3.3

CAPITOLO 3

CONFRONTO TRA I DIVERSI TESTI

3.1 Confronto tra i diversi testi

In questo capitolo si confronteranno le informazioni ricavate dai diversi testi analizzati in precedenza.

Per prima cosa si è preso in esame il comportamento globale delle strutture a setti cercando di evidenziare la differenza tra slender walls, squat walls e coupled walls. Il primo testo analizzato è *Reinforced Concrete Structures* che fornisce una spiegazione semplice ma allo stesso tempo molto utile per quanto concerne il comportamento globale delle tre tipologie di pareti sopra elencate.

Il secondo testo trattato è *Tall Building Structures-Analysis and Design*, in questo testo la spiegazione del comportamento globale delle pareti viene fornita attraverso un'analisi tensionale mentre vi è una spiegazione molto dettagliata per quanto riguarda l'analisi delle coupled walls.

Il terzo testo analizzato è *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures* che per quanto riguarda il comportamento globale delle slender walls e delle squat walls non aggiunge nulla di significativo a quello che è già visto negli altri due testi anche in questo testo naturalmente è presente lo studio delle coupled walls.

L'ultimo testo analizzato è *Reinforced Concrete-Mechanics and Design* per il quale valgono le considerazioni fatte per il testo *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*.

Dopo aver analizzato il comportamento globale delle tre diverse tipologie di pareti si è passati allo studio della capacità resistente delle strutture a setti. Sono stati consultati gli stessi testi visti in precedenza seguendo lo stesso ordine.

Il primo testo fornisce, soprattutto per le slender walls e per le coupled walls, un valore di momento ultimo, di taglio ultimo e di sforzo normale ultimo inoltre ci dà una percentuale minima di armatura che scongiura la rottura della parete. Viene poi spiegato come sistemare le armature in modo da avere un comportamento ottimale delle pareti.

Il secondo testo che si è analizzato non fornisce indicazioni sulla capacità ultima di queste strutture mentre invece il terzo testo da una spiegazione dettagliata per quanto concerne la resistenza flessionale e tagliante delle pareti inoltre si forniscono dettagli relativi all'instabilità e alla duttilità delle pareti stesse. Queste informazioni sono fornite sia per le slender walls che per le squat walls inoltre vi è una dettagliata spiegazione della capacità resistente delle coupled walls e delle travi di accoppiamento utilizzate in quest'ultima tipologia costruttiva.

Anche l'ultimo testo fornisce ottime informazioni sullo studio della capacità ultima però ricorda tutto a quanto previsto dalla normativa ACI.

In conclusione si può dire che per quanto riguarda lo studio del comportamento globale delle slender walls e delle squat walls si consiglia di consultare il testo *Reinforced Concrete Structures* che fornisce una spiegazione semplice che però permette di cogliere gli aspetti fondamentali riguardanti il comportamento globale di tali strutture. Lo studio delle coupled walls invece può essere affrontato in maniera completa consultando il testo *Tall Building Structures-Analysis and Design*. Se si vuole invece avere una panoramica dettagliata della capacità ultima di tali strutture si consiglia di consultare il testo *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures* perché tratta aspetti, come instabilità e duttilità, che negli altri testi sono trattati in modo meno dettagliato.

CAPITOLO 4

PRINCIPALI INDICAZIONI NORMATIVE

In questo capitolo si forniranno le principali indicazioni fornite dalle normative vigenti in tema di costruzioni. Verrà analizzato il contenuto delle Norme tecniche per le costruzioni, ossia il D.M. 14/01/2008, e quello dell'Eurocodice 8.

4.1 Indicazioni fornite dalle Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Nel presente paragrafo verranno riportati i punti della normativa che riguardano le costruzioni di strutture con setti in cemento armato. Si farà particolare attenzione alle sollecitazioni di calcolo, alle verifiche da effettuare e alle limitazioni geometriche e di armatura imposte da tali norme.

4.1.1 Indicazioni riguardanti le tipologie strutturali e le sollecitazioni di calcolo. (NTC 08)

Nel paragrafo 7.4.3 vengono considerate le diverse tipologie strutturali di seguito viene riportato fedelmente il testo della normativa che tratta tale problematica.

7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale⁵.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come *struttura a pareti estese debolmente armate* se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti estese debolmente armate*, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

⁴ Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w / α_1 :

- a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
 - strutture a telaio di un piano $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
 - strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
 - strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$
- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
 - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w / \alpha_1 = 1,0$
 - altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
 - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove si intenda adottare un valore $q > 1,5$ il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista.

Si può notare come nella prima parte vengano fornite indicazioni riguardanti la tipologia strutturale che si andrà ad adottare mentre nella seconda parte sono definiti i

diversi coefficienti utili al calcolo del fattore di struttura che verrà usato in seguito per calcolare le sollecitazioni sulla struttura.

Nel paragrafo 7.4.4.5 vengono fornite le indicazioni necessarie per valutare le sollecitazioni di calcolo. Di seguito sarà riportato il paragrafo delle Norme tecniche per le costruzioni che riguarda tale argomento.

7.4.4.5 Pareti

7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto

lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete (l_w), un sesto dell'altezza della parete (h_w); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore $(q+1)/2$. Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Fig. 7.4.1, nella quale h_w è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a $0,5A$.

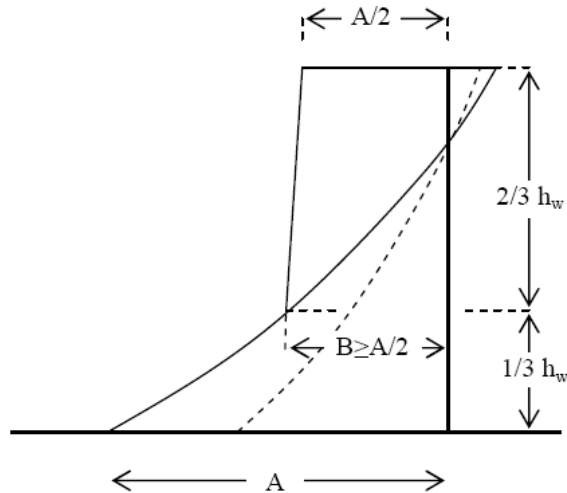


Figura 7.4.2 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

Per le strutture in CD “A” il taglio deve essere incrementato del fattore

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4.13)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4.14)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo $\gamma_{Rd}=1,2$ ed indicando con M_{Ed} ed M_{Rd} i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con T_1 periodo fondamentale di vibrazione dell’edificio nella direzione dell’azione sismica, con $S_e(T)$ l’ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell’apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

4.1.2 Indicazioni riguardanti le verifiche da effettuare per le pareti in conglomerato cementizio armato (NTC 08).

Nel paragrafo 7.4.4.5.2 sono espone le verifiche che devono essere effettuate per le pareti in conglomerato cementizio armato. Vengono qui riportati i punti della normativa che trattano tale tema.

7.4.4.5.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete h_w .

7.4.4.5.2.1 Presso-flessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD"B" e il 35% in CD"A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

7.4.4.5.2.2 Taglio

Per le strutture in CD"B" le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD"A" nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell'anima, la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.15)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad (7.4.16)$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (7.4.17)$$

dove $V_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.18)$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (7.4.19)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (7.4.20)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad (7.4.21)$$

dove η è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui $\alpha_j=0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

Per le pareti tozze deve risultare $V_{id} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo V_{Ed} .

7.4.4.6 Travi di accoppiamento dei sistemi a pareti

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (7.4.22)$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 A_s f_{yd} \cdot \sin \phi \quad (7.4.23)$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

4.1.3 Indicazioni riguardanti i dettagli costruttivi da adottare nella realizzazione di pareti in conglomerato cementizio armato (NTC 08).

Saranno di seguito riportate le parti della normativa che riguardano le limitazioni geometriche e di armatura da adottare nella realizzazione di pareti in conglomerato cementizio armato e di travi di accoppiamento.

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

7.4.6.1.4 Pareti

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.30)$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2}$ altezza ed $\frac{1}{2}$ larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

4.2 Indicazioni fornite dall'Eurocodice 8.

Nel presente paragrafo verranno riportati i punti della normativa che riguardano le costruzioni di strutture con setti in cemento armato. Si farà particolare attenzione alle sollecitazioni di calcolo, alle verifiche da effettuare e alle limitazioni geometriche e di armatura imposte da tali norme.

4.2.1 Indicazioni riguardanti le tipologie strutturali e le sollecitazioni di calcolo (Eurocodice 8).

Nel paragrafo 5.2.2 dell'Eurocodice 8 vengono definite le diverse tipologie strutturali e i coefficienti di comportamento che sono sostanzialmente i fattori di struttura che definisce il D.M. 14/01/2008. Di seguito si riporta il testo della normativa che riguarda tale aspetto.

- 5.2.2** **Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento**
- 5.2.2.1 Tipologie strutturali
- (1)P Gli edifici di calcestruzzo devono essere classificati in una delle seguenti tipologie strutturali (vedere punto **5.1.2**) a seconda del loro comportamento sotto l'effetto di azioni sismiche orizzontali:
- a) sistema a telaio;
 - b) sistema doppio (equivalente a telaio o equivalente a parete);
 - c) sistema a pareti duttili (accoppiate o disaccoppiate);
 - d) sistema a grandi pareti debolmente armate;
 - e) sistema a pendolo capovolto;
 - f) sistema flessibile torsionalmente.
- (2) Eccetto per quelli classificati come sistemi flessibili torsionalmente, gli edifici di calcestruzzo possono essere classificati in una tipologia di sistema strutturale in una direzione orizzontale e in un'altra tipologia nell'altra direzione.
- (3)P Un sistema a pareti deve essere classificato come un sistema a grandi pareti debolmente armate, se, nella direzione orizzontale di interesse, esso comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non minore di 4,0 m o $2h_w/3$, la minore tra le due, che insieme sostengono almeno il 20% del carico gravitazionale totale posto al di sopra nella situazione sismica di progetto, e ha un periodo fondamentale T_1 , assumendo un vincolo di incastro alla base che impedisce la

rotazione, minore o uguale a 0,5 s. È sufficiente avere solo una parete che rispetta le condizioni sopra in una delle due direzioni, purché: (a) il valore base del coefficiente di comportamento, q_0 , in quella direzione sia diviso per un coefficiente 1,5 rispetto al valore dato nel prospetto 5.1 e (b) ci siano almeno due pareti che rispettino le condizioni sopra nella direzione ortogonale.

- (4)P Le prime quattro tipologie di sistemi (cioè sistema a telaio, sistemi doppi e a parete di entrambe i tipi) devono possedere una minima rigidezza torsionale che soddisfi l'espressione (4.1b) in entrambe le direzioni orizzontali.
- (5) Per sistemi a telaio o a parete con elementi verticali che sono ben distribuiti in pianta, il requisito specificato in (4)P del presente sottopunto può essere considerato soddisfatto senza una verifica analitica.
- (6) Si raccomanda che sistemi a telaio, sistemi doppi o a pareti senza una rigidezza torsionale minima in accordo a (4)P del presente sottopunto siano classificati come sistemi flessibili torsionalmente.
- (7) Se un sistema strutturale non è classificato come un sistema a grandi pareti debolmente armate secondo (3)P di cui sopra, allora si raccomanda che tutte le sue pareti siano progettate e dotate di dettagli locali come pareti duttili.

Come si può notare dapprima vengono definite le diverse tipologie strutturali dopodiché ad ognuna di queste viene associato un coefficiente di comportamento che viene definito nel paragrafo 5.2.2.2. L'intero contenuto del paragrafo 5.2.2.2 viene riportato fedelmente.

5.2.2.2

Coefficienti di comportamento per azioni sismiche orizzontali

- (1)P Il valore limite superiore del coefficiente di comportamento q , introdotto nel punto 3.2.2.5(3) per tenere conto della capacità di dissipare energia, deve essere valutato per ogni direzione di progetto mediante l'espressione seguente:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

dove:

q_0 è il valore base del coefficiente di comportamento, in relazione alla tipologia del sistema strutturale e alla sua regolarità in elevazione [vedere (2) del presente sottopunto];

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti [vedere (11)P del presente sottopunto].

- (2) Per gli edifici che sono regolari in elevazione in accordo con il punto 4.2.3.3, i valori base di q_0 per le varie tipologie strutturali sono dati nel prospetto 5.1.

prospetto 5.1 Valori base del coefficiente di comportamento, q_0 , per sistemi regolari in elevazione

Tipologia strutturale	DCM	DCH
Sistema a telaio, sistema doppio, sistema a pareti accoppiate	3,0 α_d/α_1	4,5 α_d/α_1
Sistema a pareti disaccoppiate	3,0	4,0 α_d/α_1
Sistema flessibile torsionalmente	2,0	3,0
Sistema a pendolo capovolto	1,5	2,0

- (3) Per edifici che non sono regolari in elevazione, si raccomanda che il valore di q_0 sia ridotto del 20% [vedere il punto 4.2.3.1(7) e prospetto 4.1].
- (4) α_1 e α_d sono definiti come segue:
- α_1 è il valore per il quale è moltiplicata l'azione sismica di progetto orizzontale al fine di raggiungere prima la resistenza flessionale in una qualsiasi membratura nella struttura, mentre tutte le altre azioni di progetto restano costanti;
- α_d è il valore per il quale è moltiplicata l'azione sismica di progetto orizzontale al fine di formare cerniere plastiche in un numero di sezioni sufficienti per lo sviluppo di un'instabilità strutturale globale, mentre tutte le altre azioni di progetto restano costanti. Il coefficiente α_d può essere ottenuto da un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.
- (5) Quando il coefficiente moltiplicativo α_d/α_1 non è stato valutato mediante un calcolo esplicito, per gli edifici che sono regolari in pianta possono essere utilizzati i seguenti valori approssimati di α_d/α_1 .

- a) Telai o sistemi doppi equivalenti a telaio:
- edifici a un piano: $\alpha_d/\alpha_1 = 1,1$;
 - telai multipiano a una campata: $\alpha_d/\alpha_1 = 1,2$;
 - telai multipiano a più campate o strutture doppie equivalenti a telaio: $\alpha_d/\alpha_1 = 1,3$;
- b) sistemi a parete o sistemi doppi equivalenti a parete:
- sistemi a parete con solo due pareti disaccoppiate per direzione orizzontale: $\alpha_d/\alpha_1 = 1,0$;
 - altri sistemi a pareti disaccoppiate: $\alpha_d/\alpha_1 = 1,1$;
 - sistemi doppi equivalenti a parete o sistemi a pareti accoppiate: $\alpha_d/\alpha_1 = 1,2$.

- (6) Per gli edifici che non sono regolari in pianta (vedere punto 4.2.3.2), il valore approssimato di α_0/α_1 che può essere utilizzato quando non si eseguono calcoli per la sua valutazione è uguale alla media di (a) 1,0 e di (b) il valore dato in (5) del presente sottopunto.
- (7) Si possono utilizzare valori di α_0/α_1 più alti di quelli dati in (5) e (6) del presente sottopunto, purché questi siano confermati mediante un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.
- (8) Il valore massimo di α_0/α_1 che può essere utilizzato nella progettazione è uguale a 1,5, anche quando l'analisi menzionata in (7) del presente sottopunto fornisce valori più alti.
- (9) Il valore di q_0 dato per sistemi a pendolo capovolto può essere aumentato, se si può mostrare che una dissipazione di energia corrispondentemente più alta è assicurata nella zona critica della struttura.
- (10) Se uno speciale e formale Progetto del Sistema Qualità è applicato alla progettazione, all'appalto e alla costruzione in aggiunta a normali schemi di controllo della qualità, si possono ammettere valori aumentati di q_0 . Non sono ammessi valori aumentati che superino i valori dati nel prospetto 5.1 per più del 20%.

Nota I valori da attribuire a q_0 utilizzato in una nazione e possibilmente in particolari progetti nella nazione che dipendono dallo speciale Progetto del Sistema Qualità, possono essere trovati nella sua appendice nazionale.

- (11) Il coefficiente k_w che riflette la modalità del collasso prevalente nei sistemi strutturali con pareti deve essere scelto secondo quanto segue:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ per telai e sistemi doppi equivalenti a telaio} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ ma non minore di } 0,5 \text{ per pareti, sistemi equivalenti} \\ \text{a parete e sistemi flessibili torsionalmente} \end{array} \right\} \quad (5.2)$$

dove:

α_0 è il rapporto tra le dimensioni prevalenti dei pannelli del sistema strutturale.

- (12) Se il rapporto h_{wi}/l_{wi} di tutte le pareti i di un sistema strutturale non è differente in maniera significativa, il valore del rapporto tra le dimensioni prevalenti α_0 può essere determinato nel modo seguente:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

dove:

h_{wi} è l'altezza della parete i ; e

l_{wi} è la lunghezza della sezione della parete i .

- (13) I sistemi a grandi pareti debolmente armate non possono contare sulla dissipazione di energia nelle cerniere plastiche e per questo si raccomanda che siano progettati come strutture di classe DCM.

Come si può osservare nel prospetto 5.1 del paragrafo 5.2.2.2 l'Eurocodice 8, al pari delle Norme Tecniche per le Costruzioni, classifica gli edifici in due classi di duttilità DCM (duttilità media) e DCH (duttilità alta), in funzione della loro capacità di dissipazione di tipo isteretico.

Nel paragrafo 5.3 vengono fornite le indicazioni progettuali per strutture a bassa duttilità e in particolar modo si suggerisce di seguire le indicazioni fornite dalla **EN 1992-1-1**.

5.3 Progettazione secondo la EN 1992-1-1

5.3.1 Generalità

- (1) Si raccomanda la progettazione sismica per bassa duttilità (classe di duttilità L), che segue la EN 1992-1-1:2004 senza ulteriori requisiti aggiuntivi oltre a quelli del punto **5.3.2**, solo nei casi di bassa sismicità [vedere punto **3.2.1(4)**].

5.3.2 Materiali

- (1)P Negli elementi sismici primari (vedere punto **4.2.2**), si deve utilizzare l'acciaio di armatura di classe B o C nella EN 1992-1-1:2004, prospetto C.1.

5.3.3 Coefficiente di comportamento

- (1) Si può utilizzare un coefficiente di comportamento q di valore fino a 1,5 per calcolare le azioni sismiche, trascurando il sistema strutturale e la regolarità in elevazione.

Nel paragrafo 5.4 vengono fornite le indicazioni necessarie per valutare le sollecitazioni di calcolo e quindi per la progettazione di strutture di classe DCM (media duttilità). In particolare nel paragrafo 5.4.2.4 vengono definite le disposizioni specifiche per le pareti duttili. Di seguito sarà riportato il paragrafo dell'Eurocodice 8 che riguarda tale argomento.

5.4.2.4 Disposizioni specifiche per pareti duttili

- (1)P Le incertezze legate all'analisi e agli effetti dinamici in campo plastico devono essere tenute in considerazione, almeno mediante un metodo semplificato appropriato. Se non è disponibile un metodo più preciso, si possono utilizzare le regole presentate nei punti seguenti per gli involucri di progetto relativi ai momenti flettenti e per i coefficienti di amplificazione delle forze di taglio.
- (2) È permessa una redistribuzione fino al 30% degli effetti dell'azione sismica fra pareti sismiche primarie, purché non si verifichi una riduzione nella richiesta totale di resistenza. Si raccomanda che le forze di taglio siano ridistribuite insieme con i momenti flettenti, in modo tale che nelle singole pareti il rapporto tra i momenti flettenti e le forze di taglio non sia influenzato in maniera apprezzabile. Nelle pareti soggette a grandi variazioni dell'azione assiale, come per esempio nelle pareti accoppiate, si raccomanda che i momenti e i tagli siano ridistribuiti dalla(e) parete(i) che è/sono soggetta(e) a modesta compressione o a trazione semplice a quelle che sono soggette a una elevata compressione assiale.
- (3) Nelle pareti accoppiate è permessa una redistribuzione fino al 20% degli effetti dell'azione sismica tra le travi di collegamento di piani differenti, purché non sia influenzata l'azione assiale sismica alla base di ogni singola parete (la risultante delle forze di taglio nelle travi di collegamento).
- (4)P Le incertezze legate alla distribuzione dei momenti lungo l'altezza di pareti sismiche primarie snelle (con un rapporto tra l'altezza e la lunghezza h_w/l_w maggiore di 2,0) devono essere tenute in debita considerazione.

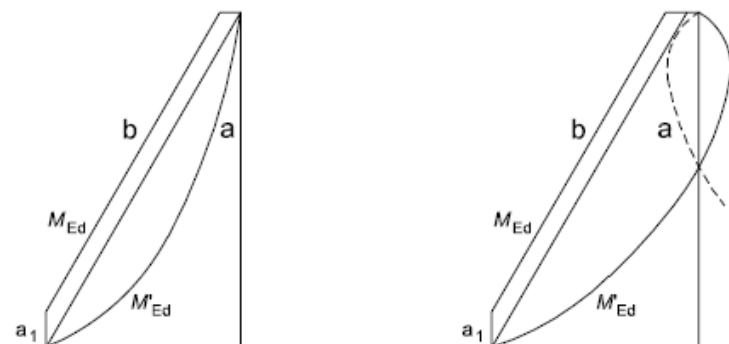
- (5) È possibile soddisfare il requisito specificato in (4)P del presente sottopunto applicando la seguente procedura semplificata, indipendentemente dal tipo di analisi utilizzata.

Si raccomanda che il diagramma del momento flettente di progetto lungo l'altezza della parete sia dato da un'involuppo del diagramma del momento flettente ottenuto dall'analisi, traslato verticalmente (tension shift). La curva di involuppo può essere assunta lineare se la struttura non presenta eccessive discontinuità nella distribuzione delle masse, rigidezze o resistenze lungo la sua altezza (vedere figura 5.3). Si raccomanda che la traslazione verticale sia compatibile con l'inclinazione del puntone presa nella verifica agli stati limite ultimi per taglio, con una possibile distribuzione a ventaglio di puntoni vicino alla base, e con gli impalcati agenti come legature.

figura 5.3 **Involuppo di progetto dei momenti flettenti agenti su pareti snelle (a sinistra: sistemi a pareti; a destra: sistemi doppi)**

Legenda

- a Diagramma del momento ottenuto dall'analisi
 b Involuppo di progetto
 a₁ Traslazione verticale (tension shift)



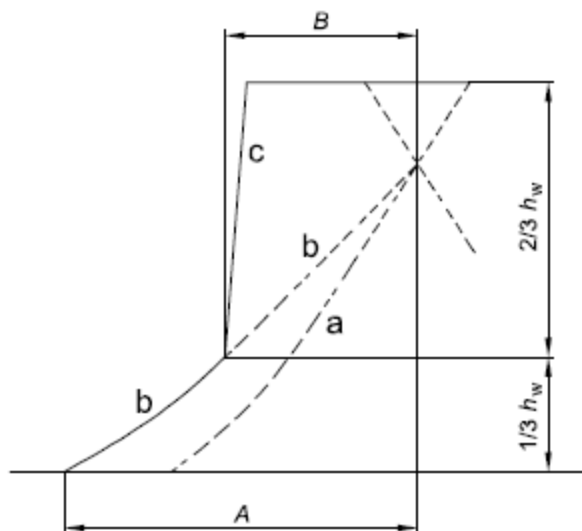
- (6)P Si deve tener conto del possibile aumento del valore delle forze di taglio in corrispondenza della base di una parete sismica primaria a seguito dello snervamento.
- (7) Il requisito specificato in (6)P del presente sottopunto può essere soddisfatto se le forze di taglio di progetto sono considerate il 50% più alte delle forze di taglio ottenute dall'analisi.
- (8) Nei sistemi doppi che contengono pareti snelle si raccomanda di utilizzare l'involuppo di progetto delle forze di taglio in accordo con la figura 5.4, per tenere conto delle incertezze negli effetti dei modi più alti.

figura 5.4

Inviluppo di progetto delle forze di taglio nelle pareti di un sistema doppio

Legenda

- a Diagramma del taglio ottenuto dall'analisi
- b Diagramma del taglio amplificato
- c Inviluppo di progetto
- A $V_{\text{parete,base}}$
- B $V_{\text{parete,sommità}} \geq V_{\text{parete,base}}/2$



Nel paragrafo 5.4.2.5 sono riportate le disposizioni specifiche riguardanti le pareti debolmente armate.

5.4.2.5

Disposizioni specifiche per grandi pareti debolmente armate

- (1)P Per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo (ULS) per taglio, la forza di taglio V'_{Ed} ottenuta dall'analisi deve essere aumentata.
- (2) Il requisito in (1)P del presente sottopunto si ritiene soddisfatto se ad ogni piano della parete la forza di taglio di progetto V_{Ed} è ottenuta dalla forza di taglio calcolata dall'analisi, V'_{Ed} , in accordo con la seguente espressione:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (5.10)$$

- (3)P Le azioni assiali dinamiche aggiuntive sviluppate in pareti grandi dovute all'innalzamento dal terreno, o dovute all'apertura e chiusura di fessure orizzontali, devono essere tenute in conto nella verifica agli stati limite ultimi ULS della parete per flessione con azione assiale.
- (4) A meno che non siano disponibili i risultati di un calcolo più preciso, la componente dinamica della forza assiale nella parete in (3)P del presente sottopunto può essere considerata il 50% della forza assiale nella parete dovuta ai carichi gravitazionali presenti nella situazione sismica di progetto. Si raccomanda che questa forza sia presa con il segno più o meno, il più sfavorevole tra i due.
- (5) Se il valore del coefficiente di comportamento q non è maggiore di 2,0, l'effetto della forza assiale dinamica in (3) e (4) del presente sottopunto può essere trascurato.

Nel paragrafo 5.5 vengono fornite le indicazioni necessarie per valutare le sollecitazioni di calcolo e quindi per la progettazione di strutture di classe DCH (alta duttilità.). In particolare nel paragrafo 5.5.2.4 vengono definite gli effetti delle azioni di progetto per le pareti duttili e come si può notare spesso ci si rifà a quanto detto nel paragrafo 5.4.2.4.

5.5.2.4 Pareti duttili

5.5.2.4.1 Disposizioni speciali per pareti snelle nel piano

- (1)P Si applica il punto **5.4.2.4(1)P**.
- (2) Si applica il punto **5.4.2.4(2)**.
- (3) Si applica il punto **5.4.2.4(3)**.
- (4)P Si applica il punto **5.4.2.4(4)P**.
- (5) Si applica il punto **5.4.2.4(5)**.
- (6)P Si applica il punto **5.4.2.4(6)P**.
- (7) Il requisito di **(6)P** è ritenuto soddisfatto se si applica la seguente procedura semplificata, che incorpora la regola di progetto secondo la capacità:

Si raccomanda che le forze di taglio di progetto V_{Ed} siano derivate in accordo con l'espressione:

$$V_{Ed} = \varepsilon \times V'_{Ed} \quad (5.24)$$

dove:

V'_{Ed} è la forza di taglio ottenuta dall'analisi;

ε è il coefficiente di amplificazione, calcolato dall'espressione (5.25), ma non minore di 1,5:

$$\varepsilon = q \times \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \times \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

dove:

q è il coefficiente di comportamento utilizzato nella progettazione;

M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete;

M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto alla base della parete;

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della sovreresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio; in assenza di dati più precisi, γ_{Rd} può essere preso uguale a 1,2;

T_1 è il periodo di vibrazione fondamentale dell'edificio nella direzione delle forze di taglio V_{Ed} ;

T_c è il limite superiore del periodo relativo al tratto costante dello spettro di accelerazione (vedere punto **3.2.2**);

$S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico (vedere punto **3.2.2**).

- (8) Si applicano le disposizioni di cui al punto **5.4.2.4(8)** a pareti snelle di classe DCH.

Nel paragrafo 5.5.2.4.2 sono fornite le indicazioni riguardanti le pareti tozze.

5.5.2.4.2

Disposizioni speciali per pareti tozze

- (1)P Nelle pareti sismiche primarie con un rapporto altezza/lunghezza, h_w/l_w , non maggiore di 2,0, non è necessario modificare i momenti flettenti ottenuti dall'analisi. Si può anche trascurare l'amplificazione del taglio dovuta a effetti dinamici.
- (2) Si raccomanda che la forza di taglio V'_{Ed} ottenuta dall'analisi sia aumentata come segue:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \times V'_{Ed} \leq q \times V'_{Ed} \quad (5.26)$$

[vedere punto 5.5.2.4.1(7) per le definizioni e i valori dei termini].

4.2.2 Indicazioni riguardanti le verifiche da effettuare per le pareti in conglomerato cementizio armato (Eurocodice 8).

Nel capitolo 5 sono espone le verifiche che devono essere effettuate per le pareti in conglomerato cementizio armato. Vengono qui riportati i punti della normativa che trattano tale tema. Sono trattate inizialmente le pareti DCM (duttilità media) e quindi quelle DCH (duttilità alta). Si inizierà vedendo quali sono le disposizioni fornite per le pareti DCM. Nel paragrafo 5.4.3.4.1 vengono fornite le indicazioni per effettuare la verifica a flessione e a taglio delle pareti duttili.

5.4.3.4

Pareti duttili

5.4.3.4.1

Resistenza a taglio e flessione

- (1)P La resistenza a flessione e a taglio deve essere calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004, a meno che non sia specificato altrimenti nei seguenti paragrafi, utilizzando il valore della forza assiale che risulta dall'analisi nella situazione sismica di progetto.
- (2) Si raccomanda che nelle pareti sismiche primarie il valore del carico assiale normalizzato v_d non sia maggiore di 0,4.
- (3)P Si deve tenere conto dell'armatura d'anima verticale nel calcolo della resistenza a flessione delle sezioni della parete.
- (4) Si raccomanda che sezioni di pareti composte costituite da segmenti rettangolari collegati o che si intersecano (sezioni a L, T, U, I o simili) siano considerate unità intere, che consistono di un'anima o anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione della forza di taglio sismica agente e una flangia o flange normali o approssimativamente normali ad essa. Per il calcolo della resistenza flessionale, si raccomanda che la larghezza efficace della flangia su ciascun lato di un'anima sia considerata estendersi dalla faccia dell'anima del valore minimo tra:
 - a) la larghezza reale della flangia;
 - b) la metà della distanza da un'anima vicina della parete; e

- c) il 25% dell'altezza totale della parete al di sopra del livello considerato.

Nel paragrafo 5.4.3.5 sono trattate le problematiche relative alle grandi pareti debolmente armate ed in particolare nel paragrafo 5.4.3.5.1 vengono fornite indicazioni per la valutazione della resistenza flessionale mentre nel paragrafo 5.4.3.5.2 viene valutata la resistenza a taglio.

5.4.3.5 Grandi pareti debolmente armate

5.4.3.5.1 Resistenza flessionale

- (1)P Si devono verificare gli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale assumendo fessure orizzontali, in accordo con le relative disposizioni della EN 1992-1-1:2004, compresa l'ipotesi di sezioni piane.
- (2)P Si devono limitare gli sforzi normali nel calcestruzzo per evitare fenomeni di instabilità fuori piano della parete.
- (3) Il requisito di (2)P del presente sottopunto può essere soddisfatto sulla base delle regole della EN 1992-1-1:2004 per gli effetti del secondo ordine, integrate con altre regole per gli sforzi normali nel calcestruzzo se necessario.
- (4) Quando la forza assiale dinamica del punto 5.4.2.5(3)P e (4) è tenuta in conto nella verifica agli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale, la deformazione limite ε_{cu2} per calcestruzzo non confinato può essere aumentata a 0,005. Un valore più alto può essere tenuto in conto per calcestruzzo confinato, in accordo con la EN 1992-1-1:2004, punto 3.1.9, purché il distacco (spalling) del copriferro del calcestruzzo non confinato sia considerata nelle verifiche.

5.4.3.5.2 Resistenza a taglio

- (1) A causa del margine di sicurezza fornito dall'amplificazione delle forze di taglio di progetto nei punti 5.4.2.5(1)P e (2) e poiché la risposta (includendo possibili fessure inclinate) è in controllo di deformazione, nel caso in cui il valore di V_{Ed} ottenuto dal punto 5.4.2.5(2) sia minore del valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ nella EN 1992-1-1:2004, punto 6.2.2, il rapporto minimo di armatura a taglio $\rho_{w,min}$ nell'anima non è richiesto.

Nota Il valore attribuito a $\rho_{w,min}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale al presente documento. Il valore raccomandato è il minimo valore per pareti nella EN 1992-1-1:2004 e nella sua appendice nazionale.

- (2) Nel caso in cui la condizione $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ non sia soddisfatta, si raccomanda che l'armatura a taglio d'anima sia calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004, sulla base di un modello a traliccio ad inclinazione variabile, o su un modello puntone-tirante, quello che è più appropriato per la particolare geometria della parete.
- (3) Se si utilizza un modello puntone-tirante, si raccomanda che la larghezza del puntone tenga conto della presenza di aperture e non sia maggiore di $0,25 l_w$ o $4 b_{wo}$, il più piccolo tra i due.
- (4) Si raccomanda che gli stati limite ultimi (ULS) contro lo scorrimento a taglio nei giunti di costruzione siano verificati in accordo con la EN 1992-1-1:2004, punto 6.2.5, con la lunghezza di ancoraggio delle barre di bloccaggio che attraversano l'interfaccia aumentata del 50% rispetto a quella richiesta dalla EN 1992-1-1:2004.

Ciò che si è appena visto vale per le pareti DCM (media duttilità) nel paragrafo 5.5.3 vi è una sezione inerente alle verifiche da effettuare per le pareti DCH (alta

duttilità). In particolare nel paragrafo 5.5.3.4 vengono analizzate le pareti duttili. Nel 5.5.3.4.1 si definisce la resistenza flessionale mentre a partire dal paragrafo 5.5.3.4.2 vengono esposte le diverse verifiche necessarie per evitare rotture a taglio.

- 5.5.3.4 Pareti duttili
- 5.5.3.4.1 Resistenza a flessione
- (1)P La resistenza a flessione deve essere valutata e verificata come per le colonne, sotto la più sfavorevole forza assiale per la situazione sismica di progetto.
- (2) Nelle pareti sismiche primarie si raccomanda che il valore dell'azione assiale normalizzata v_d non sia maggiore di 0,35.
- 5.5.3.4.2 Collasso per compressione diagonale dell'anima dovuto al taglio
- (1) Il valore di $V_{Rd,max}$ può essere calcolato come segue:
- a) fuori dalla zona critica:
- come nella EN 1992-1-1:2004, con la lunghezza del braccio della coppia interna, z , uguale a $0,8l_w$ e l'inclinazione del puntone compresso sulla verticale, $\tan\theta$, uguale a 1,0.
- b) nella zona critica:
- 40% del valore fuori dalla zona critica.
- 5.5.3.4.3 Collasso per trazione diagonale dell'anima dovuto al taglio
- (1)P Il calcolo dell'armatura d'anima per la verifica allo stato limite ultimo a taglio deve tenere conto del valore del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$. Si raccomanda di utilizzare il massimo valore di α_s in un piano per la verifica allo stato limite ultimo del piano a taglio.
- (2) Se il rapporto $\alpha_s \geq 2,0$, si applicano le disposizioni della EN 1992-1-1:2004, punto 6.2.3(1)-(7), con i valori di z e $\tan\theta$ presi come nel punto 5.5.3.4.2(1) a).
- (3) Se $\alpha_s < 2,0$ si applicano le seguenti disposizioni:
- a) si raccomanda che le barre d'anima orizzontali soddisfino la seguente espressione [vedere la EN 1992-1-1:2004, punto 6.2.3(8)]:
- $$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75\rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$
- dove:
- ρ_h è il rapporto di armatura delle barre d'anima orizzontali [$\rho_h = A_h / (b_{wo} \times s_h)$];
- $f_{yd,h}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura d'anima orizzontale;
- $V_{Rd,c}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio per le armature senza armatura a taglio, in conformità alla EN 1992-1-1:2004.
- Nella zona critica della parete si raccomanda che $V_{Rd,c}$ sia uguale a 0 se la forza assiale N_{Ed} è di trazione.

- b) Si raccomanda che le barre d'anima verticali, ancorate e giuntate lungo l'altezza della parete in accordo con la EN 1992-1-1:2004, siano disposte per soddisfare la condizione:

$$\rho_v f_{yd,v} b_{wo} z \leq \rho_h f_{yd,h} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (5.39)$$

dove:

ρ_v è il rapporto di armatura delle barre d'anima verticali ($\rho_v = A_{v}/b_{wo} \times s_v$);

$f_{yd,v}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura d'anima verticale;

e dove la forza assiale N_{Ed} è positiva quando di compressione.

- (4) Si raccomanda che barre d'anima orizzontali siano ancorate completamente alle estremità della sezione della parete, per esempio mediante piegature a 90° o 135°.
- (5) Si può anche assumere che barre d'anima orizzontali nella forma di staffe chiuse allungate o completamente ancorate contribuiscano completamente al confinamento degli elementi di contorno della parete.

5.5.3.4.4

Collasso per scorrimento a taglio

- (1)P Nei potenziali piani di scorrimento di rottura a taglio (per esempio, nei giunti di costruzione) all'interno delle zone critiche deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

dove:

$V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio contro lo scorrimento.

- (2) Il valore di $V_{Rd,s}$ può essere assunto come segue:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

con:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{cases} \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \sum A_{sj} \times f_{yd} \times \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_t \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5 \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{cases} \quad (5.43)$$

dove:

V_{dd} è la resistenza a spinotto delle barre verticali;

V_{id} è la resistenza a taglio delle barre inclinate (di un angolo φ rispetto al potenziale piano di scorrimento, per esempio il giunto di costruzione);

V_{fd} è la resistenza per attrito;

μ_t è il coefficiente di attrito calcestruzzo-calcestruzzo in presenza di sollecitazione di tipo ciclico, che può essere assunto pari a 0,6 per superfici lisce e a 0,7 per quelle scabre, come definito nella EN 1992-1-1:2004, punto 6.2.5(2);

z è la lunghezza del braccio della coppia interna;

ξ è l'altezza normalizzata dell'asse neutro;

$\Sigma^2 A_{si}$ è la somma delle aree delle barre verticali presenti nell'anima e di quelle aggiuntive predisposte negli elementi di contorno in maniera specifica per resistere allo scorrimento;

$\Sigma^2 A_{si}$ è la somma delle aree di tutte le barre inclinate in entrambe le direzioni; si raccomanda di utilizzare a tal fine barre di grande diametro;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad (5.44)$$

N_{Ed} è considerata positiva se di compressione.

- (3) Per pareti tozze si raccomanda di soddisfare le seguenti disposizioni:
- alla base della parete si raccomanda che V_{id} sia maggiore di $V_{Ed}/2$;
 - nelle sezioni superiori si raccomanda che V_{id} sia maggiore di $V_{Ed}/4$.
- (4) Si raccomanda che le barre di armatura inclinate siano completamente ancorate su entrambi i lati delle potenziali superfici di scorrimento, e che attraversino tutte le sezioni della parete per una distanza pari a $0,5 \times l_w$ o $0,5 \times h_w$, la minore tra le due, al di sopra della sezione critica di base.
- (5) Le barre inclinate comportano un aumento della resistenza a flessione alla base della parete che si raccomanda sia tenuta in conto ogni qualvolta la sollecitazione tagliente V_{Ed} sia calcolata secondo la regola di progettazione secondo la capacità [vedere punto 5.5.2.4.1(6)P e (7) e punto 5.5.2.4.2(2)].

Si possono utilizzare due metodi alternativi:

- a) l'aumento della resistenza a flessione, ΔM_{Rd} , che deve essere preso in considerazione nel calcolo di V_{Ed} , può essere valutato come segue:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \times \Sigma A_{si} \times f_{yd} \times \sin \varphi \times l_i \quad (5.45)$$

dove:

l_i è la distanza tra le linee baricentriche dei due gruppi di barre inclinate, disposte ad un angolo di $\pm \varphi$ sul potenziale piano di scorrimento, misurato in corrispondenza della sezione di base;

e per gli altri simboli valgono le definizioni date per l'espressione (5.42);

- b) si può calcolare la sollecitazione tagliente V_{Ed} trascurando l'effetto delle barre inclinate. Nell'espressione (5.42) V_{id} è la resistenza a taglio netta delle barre inclinate (cioè, l'effettiva resistenza a taglio ridotta dall'aumento della sollecitazione tagliente). Tale resistenza netta a taglio delle barre inclinate contro lo scorrimento può essere calcolata come segue:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \times f_{yd} \times [\cos \varphi - 0,5 \times l_i \times \sin \varphi / (\alpha_s \times l_w)] \quad (5.46)$$

4.2.3 Indicazioni riguardanti i dettagli costruttivi da adottare nella realizzazione di pareti in conglomerato cementizio armato (Eurocodice 8).

Saranno di seguito riportate le parti della normativa che riguardano le limitazioni geometriche e di armatura da adottare nella realizzazione di pareti in conglomerato cementizio armato e di travi di accoppiamento. Come già visto per le verifiche l'Eurocodice 8 fornisce indicazioni sui dettagli costruttivi prima per le pareti DCM e poi

per quelle DCH. Nel paragrafo 5.4.3.4.2 vengono definiti i dettagli costruttivi per le pareti duttili DCM.

5.4.3.4.2 Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1) L'altezza della zona critica h_{cr} al di sopra della base della parete può essere valutata come segue:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \quad (5.19a)$$

ma

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ h_s & \text{per } n \leq 6 \text{ piani} \\ 2 \times h_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases} \quad (5.19b)$$

dove:

h_s è l'altezza libera di piano e dove la base è definita come il livello della fondazione o della sommità del piano interrato con diaframmi rigidi e pareti perimetrali.

- (2) Si raccomanda di fornire nelle zone critiche delle pareti un valore μ_ϕ del coefficiente di duttilità in termini di curvatura almeno uguale a quello calcolato dalle espressioni (5.4), (5.5) nel punto 5.2.3.4(3) con il valore base del coefficiente di comportamento q_o in queste espressioni sostituito dal prodotto di q_o volte il massimo valore del rapporto M_{Ed}/M_{Rd} alla base della parete nella situazione sismica di progetto, dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto ottenuto dall'analisi e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto.
- (3) A meno che non sia utilizzato un metodo più preciso, il valore di μ_ϕ specificato in (2) del presente sottopunto può essere fornito dall'armatura di confinamento all'interno delle regioni di estremità della sezione trasversale, chiamate elementi di contorno, la cui estensione si raccomanda che sia determinata in accordo con (6) del presente sottopunto. Si raccomanda che la quantità di armatura di confinamento sia determinata in accordo con (4) e (5) del presente sottopunto.
- (4) Per pareti di sezione trasversale rettangolare, si raccomanda che il rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento richiesta ω_{wd} negli elementi di contorno soddisfi la seguente espressione, con i valori di μ_ϕ specificati in (2) del presente sottopunto:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

dove i parametri sono definiti nel punto 5.4.3.2.2(8), eccetto ω_v , che è il rapporto meccanico dell'armatura d'anima verticale ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$).

- (5) Per pareti con elementi di contorno o flange, o con una sezione che consiste di parecchie parti rettangolari (sezioni a forma di T, L, I, U, ecc.), il rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento negli elementi di contorno può essere determinato come segue:

- a) la forza assiale N_{Ed} e l'area totale dell'armatura verticale d'anima A_{sv} devono essere normalizzati a $h_c b_c f_{cd}$, con la larghezza dell'elemento di contorno o della flangia in compressione presa come la larghezza della sezione trasversale b_c ($v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd,v} / f_{cd}$). La profondità dell'asse neutro x_u alla curvatura ultima dopo il distacco (spalling) del calcestruzzo esterno al nucleo confinato degli elementi di contorno può essere stimata come:

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.21)$$

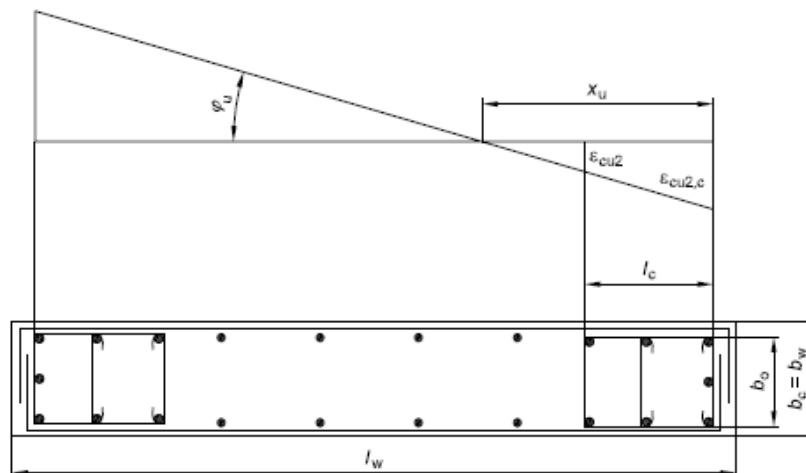
dove:

b_o è la larghezza del nucleo confinato nell'elemento di contorno o flangia. Se il valore di x_u dato dall'espressione (5.21) non supera la profondità dell'elemento di contorno o flangia dopo il distacco (spalling) del calcestruzzo di copriferro, allora il rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento nell'elemento di contorno o flangia è

determinato come in a) del presente sottopunto [cioè dall'espressione (5.20), punto 5.4.3.4.2(4)], con ν_d , ω_v , b_c e b_o relative alla larghezza dell'elemento di contorno o flangia;

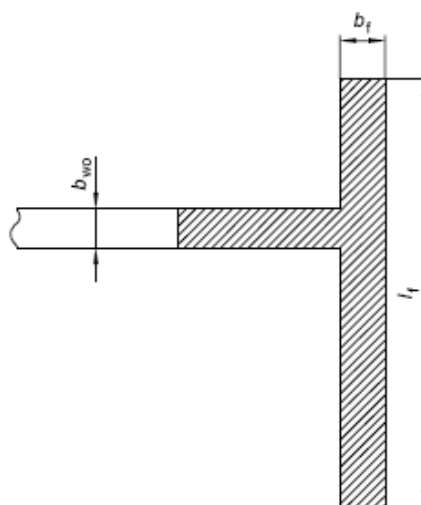
- b) se il valore di x_u supera l'altezza dell'elemento di contorno o flangia dopo il distacco (spalling) del calcestruzzo di copriferro, si può seguire il metodo generale basato su: 1) la definizione del coefficiente di duttilità in termini di curvatura $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) il calcolo di ϕ_u come $\epsilon_{cu2,c} / x_u$ e di ϕ_y come $\epsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) l'equilibrio della sezione per la stima della profondità dell'asse neutro x_u e x_y , e 4) la resistenza e la deformazione ultima del calcestruzzo confinato, $f_{ck,c}$ e $\epsilon_{cu2,c}$ in funzione dello sforzo di confinamento laterale efficace dato nella EN 1992-1-1:2004, punto 3.1.9. Si raccomanda che l'armatura di confinamento richiesta, se necessario, e le lunghezze della parete confinata siano calcolate di conseguenza.
- (6) Si raccomanda che il confinamento descritto in (3)-(5) del presente sottopunto si estenda verticalmente per un'altezza h_{cr} della zona critica definita nel punto 5.4.3.4.2(1) e orizzontalmente lungo una lunghezza l_c misurata dalla fibra estrema compressa della parete fino al punto dove il calcestruzzo non confinato può frantumarsi ed essere espulso per le grandi deformazioni di compressione. Se non sono disponibili dati più precisi, la deformazione a compressione a cui il distacco (spalling) è attesa può essere presa pari a $\epsilon_{cu2} = 0,0035$. L'estensione dell'elemento di contorno confinato può essere limitata fino a una distanza di $x_u(1 - \epsilon_{cu2} / \epsilon_{cu2,c})$ dalla linea media della staffa vicino alla fibra estrema compressa, con la profondità della zona compressa confinata x_u alla curvatura ultima stimata dall'equilibrio [vedere espressione (5.21) per una larghezza costante b_o della zona compressa confinata] e la deformazione ultima $\epsilon_{cu2,c}$ del calcestruzzo confinato stimata sulla base della EN 1992-1-1:2004, punto 3.1.9 come $\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ (figura 5.8). Come minimo, si raccomanda che la lunghezza l_c dell'elemento di contorno confinato non sia presa minore di $0,15l_w$ o $1,50b_w$.

figura 5.8 Elemento di contorno confinato di pareti con bordi liberi (In alto: deformazioni in corrispondenza della curvatura ultima; in basso: sezione trasversale della parete)



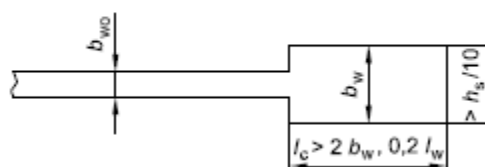
- (7) Non è richiesto alcun elemento confinato sulle flange delle pareti con spessore $b_f \geq h_s/15$ e larghezza $l_f \geq h_s/5$, dove h_s rappresenta l'altezza libera di piano (figura 5.9). Nondimeno, elementi di contorno confinati possono essere richiesti all'estremità di tali flange dovute alla flessione fuori piano della parete.

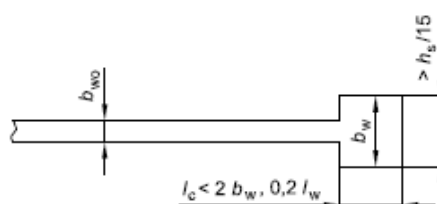
figura 5.9 Elementi di contorno confinati che non necessitano all'estremità della parete di una grande flangia trasversale



- (8) Si raccomanda che il rapporto di armatura longitudinale negli elementi di contorno non sia minore di 0,005.
- (9) Si applicano le disposizioni del punto 5.4.3.2(9) e (11) per gli elementi di contorno delle pareti. Si raccomanda di utilizzare staffe multiple, in modo tale che ogni altra barra longitudinale sia contenuta da una staffa o legatura.
- (10) Si raccomanda che lo spessore b_w delle parti confinate della sezione della parete (elementi di contorno) non sia minore di 200 mm. Inoltre, se la lunghezza della parte confinata non supera il massimo tra $2b_w$ e $0,2l_w$, si raccomanda che b_w non sia minore di $h_s/15$, con h_s che rappresenta l'altezza di piano. Se la lunghezza della parte confinata supera il massimo tra $2b_w$ e $0,2l_w$, si raccomanda che b_w non sia minore di $h_s/10$ (vedere figura 5.10).

figura 5.10 Spessore minimo degli elementi di contorno confinati





- (11) Lungo l'altezza della parete sopra la zona critica si applicano solo le rispettive regole della EN 1992-1-1:2004 relative all'armatura verticale, orizzontale e trasversale. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove nella situazione sismica di progetto la deformazione a compressione ε_c è maggiore di 0,002, si raccomanda di fornire un rapporto di armatura verticale minimo di 0,005.
- (12) L'armatura trasversale degli elementi di contorno di (4)-(10) del presente sottopunto può essere determinata in accordo con la sola EN 1992-1-1:2004, se una delle seguenti condizioni è rispettata:
 - a) il valore della forza assiale di progetto normalizzata ν_d non è maggiore di 0,15; oppure,
 - b) il valore di ν_d non è maggiore di 0,20 e il coefficiente q utilizzato nell'analisi è ridotto del 15%.

Nel paragrafo 5.4.3.5.3 si mostrano i dettagli costruttivi da utilizzare per le grandi pareti debolmente armate DCM.

5.4.3.5.3

Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e taglio, o per il soddisfacimento di qualsiasi disposizione di armatura minima, siano contenute da una staffa o da una legatura con un diametro non minore di 6 mm o di un terzo del diametro della barra verticale, d_{bL} . Si raccomanda che staffe e legature abbiano un passo in direzione verticale non maggiore di 100 mm o $8d_{bL}$, la minore tra le due.
- (2) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale e lateralmente vincolate da staffe e legature in accordo con (1) del presente sottopunto siano concentrate negli elementi di contorno alle estremità della sezione trasversale. Si raccomanda che questi elementi si estendano nella direzione della lunghezza l_w della parete per una lunghezza non minore di b_w o $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$, la maggiore tra le due, dove σ_{cm} è il valore medio dello sforzo nel calcestruzzo nella zona compressa negli stati limite ultimi (ULS) di flessione e azione assiale. Si raccomanda che il diametro delle barre verticali non sia minore di 12 mm nel piano inferiore dell'edificio, o in qualsiasi piano dove la lunghezza l_w della parete è ridotta rispetto a quella del piano sottostante di più di un terzo dell'altezza di piano h_g . In tutti gli altri piani si raccomanda che il diametro delle barre verticali non sia minore di 10 mm.
- (3) Per evitare un cambio nel tipo di comportamento da uno controllato dalla flessione ad un altro controllato dal taglio, si raccomanda che la quantità di armatura verticale disposta nella sezione della parete non sia necessariamente maggiore della quantità richiesta per la verifica dello stato limite ultimo (ULS) a flessione e carico assiale e per l'integrità del calcestruzzo.
- (4) Si raccomanda di disporre legature continue di acciaio, orizzontali o verticali: (a) lungo le intersezioni delle pareti o connessioni con le flange; (b) ai livelli degli impalcati; e (c) attorno alle aperture nella parete. Come minimo, si raccomanda che queste legature soddisfino la EN 1992-1-1:2004, punto 9.10.

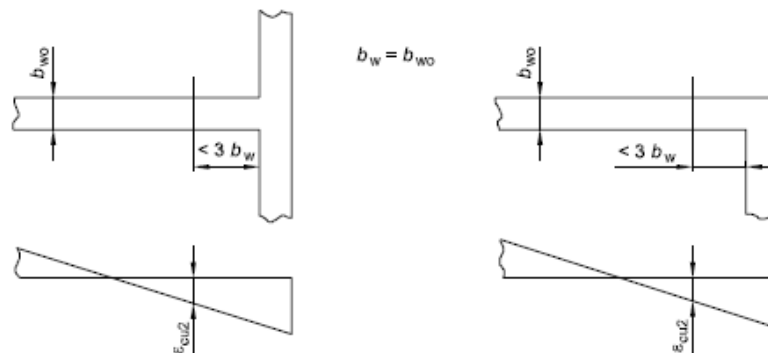
Per quanto riguarda invece la progettazione DCH (alta duttilità) nel paragrafo 5.5.3.4.5 l'Eurocodice 8 fornisce i dettagli costruttivi da utilizzare per le pareti duttili.

5.5.3.4.5

Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1) Si applica il punto 5.4.3.4.2(1).
- (2) Si applica il punto 5.4.3.4.2(2).
- (3) Si applica il punto 5.4.3.4.2(3).
- (4) Si applica il punto 5.4.3.4.2(4).
- (5) Si applica il punto 5.4.3.4.2(5).
- (6) Si applica il punto 5.4.3.4.2(6).
- (7) Si applica il punto 5.4.3.4.2(8).
- (8) Si applica il punto 5.4.3.4.2(10).
- (9) Se la parete è collegata a una flangia di spessore $b_f \geq h_g/15$ e larghezza $l_f \geq h_g/5$ (dove h_g rappresenta l'altezza libera di piano), e l'elemento di contorno confinato deve estendersi oltre la flangia nell'anima per una lunghezza aggiuntiva fino a $3b_{wo}$, allora si raccomanda che lo spessore b_w dell'elemento di contorno nell'anima segua solo le disposizioni del punto 5.4.1.2.3(1) per b_{wo} (figura 5.11).

figura 5.11 Spessore minimo di elementi di contorno confinati in pareti di classe DCH con flange larghe



- (10) All'interno degli elementi di contorno delle pareti si applicano i requisiti specificati nel punto 5.5.3.2.2(12) e si raccomanda che ci sia un valore minimo di ω_{wd} di 0,12. Si raccomanda di utilizzare staffe multiple, in modo che ogni altra barra longitudinale sia contenuta da una staffa o legatura.
- (11) Al di sopra della zona critica si raccomanda che gli elementi di contorno siano disposti per un'altezza superiore a quella di un piano, con almeno metà dell'armatura di confinamento richiesta nella zona critica.
- (12) Si applica il punto 5.4.3.4.2(11).
- (13)P Si deve evitare la prematura fessurazione per taglio dell'anima delle pareti disponendo un'armatura d'anima minima: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.
- (14) Si raccomanda che sia disposta un'armatura d'anima nella forma di due griglie ortogonali di barre con le medesime caratteristiche di aderenza, una su ogni faccia della parete. Si raccomanda che le griglie siano collegate per mezzo di legature distanziate di circa 500 mm.
- (15) Si raccomanda che l'armatura d'anima abbia un diametro non minore di 8 mm, ma non maggiore di un ottavo della larghezza b_{wo} dell'anima. Si raccomanda che essa sia distanziata a non più di 250 mm o 25 volte il diametro della barra, il minore dei due.

- (16) Per controbilanciare gli effetti sfavorevoli della fessurazione lungo i nodi e delle relative incertezze, si raccomanda che sia disposta una quantità minima di armatura verticale completamente ancorata in tali nodi. Il rapporto minimo di questa armatura, ρ_{min} , necessario per ristabilire la resistenza del calcestruzzo non fessurato rispetto al taglio, è:

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \times f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w}\right) / (f_{yd} \times (1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}})) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

dove:

A_w è l'area della sezione trasversale totale orizzontale della parete e N_{Ed} deve essere positiva quando di compressione.

Inoltre nel paragrafo 5.5.3.5 vengono fornite delle indicazioni per la progettazione delle travi di accoppiamento.

5.5.3.5 Elementi di collegamento di pareti accoppiate

- (1) Non si deve tenere conto di accoppiamenti di pareti per mezzo di solette, poiché non sono efficaci.
- (2) Le disposizioni del punto 5.5.3.1 possono essere applicate solo a travi di collegamento, se una delle seguenti condizioni è soddisfatta:

a) la fessurazione in entrambe le direzioni diagonali è improbabile. Una regola di applicazione accettabile è:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

b) è garantito un modo prevalente di collasso di tipo flessionale. Una regola di applicazione accettabile è:

$$l/h \geq 3.$$

- (3) Se nessuna delle due condizioni in (2) è soddisfatta, si raccomanda che la resistenza alle azioni sismiche sia fornita da un'armatura disposta lungo entrambe le diagonali della trave, in accordo con la seguente (vedere figura 5.12):

a) si raccomanda di garantire che la seguente espressione sia soddisfatta:

$$V_{Ed} \leq 2 \times A_{si} \times f_{yd} \times \sin \alpha \quad (5.49)$$

dove:

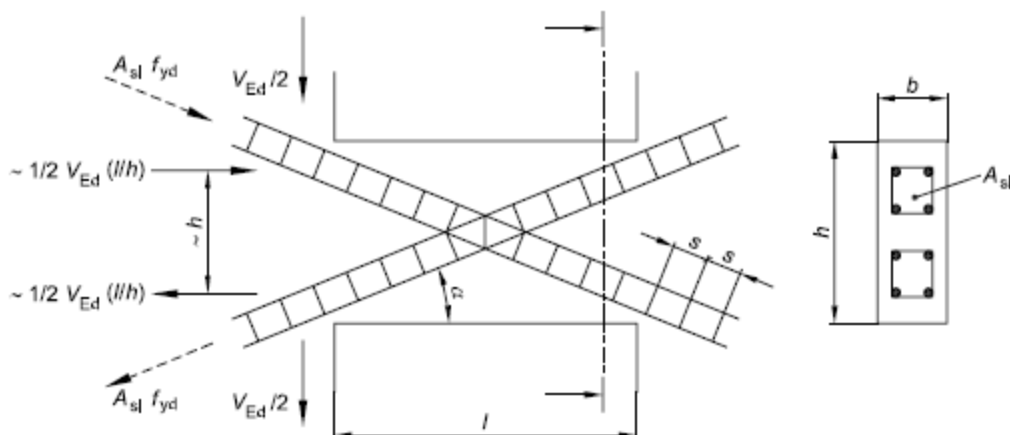
V_{Ed} è la forza di taglio di progetto nell'elemento di collegamento ($V_{Ed} = 2 \times M_{Ed} / l$);

A_{si} è l'area totale delle barre di acciaio in ogni direzione diagonale;

α è l'angolo tra le barre diagonali e l'asse della trave;

- b) si raccomanda che l'armatura diagonale sia disposta negli elementi tipo-colonna con lunghezze dei lati almeno uguali a $0,5b_w$; si raccomanda che il suo ancoraggio sia maggiore del 50% rispetto a quello richiesto dalla EN 1992-1-1:2004;
- c) si raccomanda di disporre staffe attorno a questi elementi tipo-colonna per evitare fenomeni di instabilità delle barre longitudinali. Si applicano le disposizioni del punto 5.5.3.2.2(12) per le staffe;
- d) si raccomanda di fornire un'armatura longitudinale e trasversale su entrambe le facce laterali della trave, in modo da soddisfare i requisiti minimi specificati nella EN 1992-1-1:2004 per travi alte. Si raccomanda che l'armatura longitudinale non sia ancorata nelle pareti accoppiate e si estenda solo in esse per 150 mm.

figura 5.12 Travi di collegamento con armatura diagonale



4.3 Confronto tra le due normative.

In questo paragrafo si cercherà di vedere quali sono le maggiori differenze tra le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e l'Eurocodice 8. Per quanto riguarda la definizione delle diverse tipologie strutturali non si notano grandi differenze tra le due normative e lo stesso vale per il calcolo del fattore di struttura, quindi è possibile notare come entrambi i codici forniscano due diverse classi di duttilità anche se vengono denominate in maniera differente. Per quanto riguarda invece la valutazione delle sollecitazioni di calcolo si può certamente dire che l'Eurocodice 8 fornisce indicazioni più dettagliate rispetto al D.M. 08. Infatti l'Eurocodice 8 per ogni diversa classe di duttilità (bassa, media, alta) fornisce indicazioni sulla valutazione delle sollecitazioni di progetto sia per le pareti duttili che per le grandi pareti debolmente armate. Per quanto riguarda le verifiche di resistenza sostanzialmente le due normative forniscono le medesime indicazioni mentre invece l'Eurocodice 8 è sicuramente più dettagliato per quanto concerne le indicazioni sui dettagli costruttivi da adottare per la realizzazione di una buona struttura in zona sismica.

CAPITOLO 5

PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO CON NUCLEO DI CONTROVENTAMENTO

5.1 Introduzione.

L'uso di sistemi strutturali a telaio è sicuramente quello più comune nella realizzazione di costruzioni in conglomerato cementizio armato, spesso però si è cercato di accomunare i telai con setti in cemento armato in modo da rendere la struttura più solida e resistente nelle zone in cui è alto il rischio sismico. Di seguito si procederà ad effettuare lo studio di un telaio con un nucleo di controventamento e si farà particolare attenzione alla progettazione del nucleo tenendo conto delle indicazioni progettuali fornite dalle *Norme tecniche per le costruzioni* (D.M. 14/01/2008).

5.2 Descrizione della struttura.

Nel seguente lavoro è stato analizzato un edificio in cemento armato che prevede come destinazione d'uso la civile abitazione. La struttura è costituita da cinque piani in elevazione con una copertura non praticabile ed un'altezza di piano pari a 3,15 m per i primi quattro piani mentre l'ultimo piano, definito piano attico, ha un'altezza pari a 2,75m. Inoltre la struttura presenta un piano interrato che ha un'altezza di 3,04m per uno sviluppo totale in verticale di 18,39m. Sostanzialmente l'edificio è costituito da una struttura a telaio dove sono stati adottati pilastri 50X50 per il piano di base mentre per i restanti piani sono stati utilizzati pilastri 40X40 inoltre le travi dei primi due piani hanno dimensioni 40X60 mentre per i restanti piani hanno dimensioni 30X50. Nella parte centrale sono presenti un vano scala e un vano ascensore, questi sono realizzati con setti in cemento armato spessi rispettivamente 30 cm e 15 cm in modo da fornire

una maggiore resistenza ai carichi laterali indotti dal sisma. Il piano tipo ha un'area totale pari a $198m^2$ mentre il piano di copertura ha un'area pari a $150m^2$. In figura I si mostra la pianta della struttura (piano tipo e piano copertura), questa ha una forma quasi rettangolare la direzione maggiore conta 19,62m mentre quella minore 10,12m e il prospetto. Si hanno quattro telai lungo la direzione minore e sei lungo quella maggiore. L'edificio è ubicato a Roccaraso.

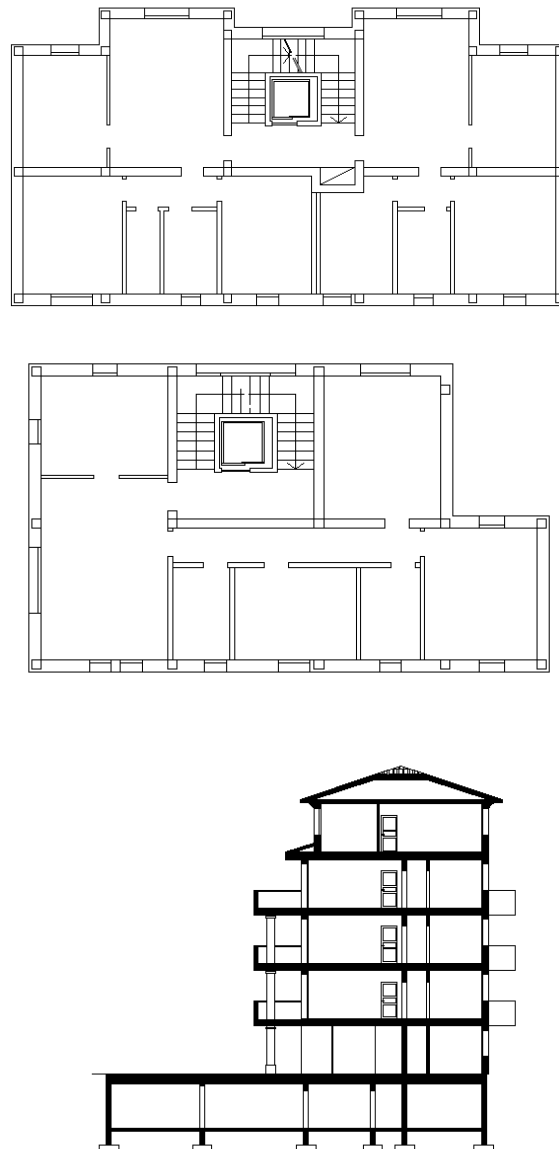


Figura I.

5.3 Analisi dei carichi.

ANALISI DEI CARICHI : solaio tipo

CARICHI PERMANENTI

•Peso proprio solaio		$305 \frac{kg}{m^2}$
•Intonaco	$0.02m \cdot 1800 \frac{kg}{m^3}$	$36 \frac{kg}{m^2}$
•Massetto	$0.1m \cdot 1400 \frac{kg}{m^3}$	$140 \frac{kg}{m^2}$
•Pavimento		$40 \frac{kg}{m^2}$
•Tramezzi		$120 \frac{kg}{m^2}$

$$641 \frac{kg}{m^2} = 6.3 \frac{kN}{m^2}$$

CARICHI ACCIDENTALI

•Civile abitazione	$q_k = 2 \frac{kN}{m^2}$
Totale solaio tipo	$q_{ts} = 8.3 \frac{kN}{m^2}$

ANALISI DEI CARICHI : solaio del piano di copertura

CARICHI PERMANENTI

•Peso proprio solaio		$305 \frac{kg}{m^2}$
•Intonaco	$0.02m \cdot 1800 \frac{kg}{m^3}$	$36 \frac{kg}{m^2}$
•Massetto	$0.1m \cdot 1400 \frac{kg}{m^3}$	$140 \frac{kg}{m^2}$
•Coppi		$80 \frac{kg}{m^2}$
•Coibenza e impermeabilizzazione		$15 \frac{kg}{m^2}$

$$576 \frac{kg}{m^2} = 5.7 \frac{kN}{m^2}$$

Il carico accidentale sul solaio di copertura è dato dalla nave. Per valutare l'entità di tale carico ci si rifà a quanto esposto nel capitolo 3.4 del D.M. 14/01/2008.

Il carico dovuto alla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

Dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è un coefficiente di forma fornito nel paragrafo 3.4.5 del D.M. 14/01/2008;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al paragrafo 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al paragrafo 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al paragrafo 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il valore q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il territorio nazionale viene diviso in zone, Roccaraso si trova nella zona III. Un altro parametro importante per la valutazione di q_{sk} è la quota sul livello del mare (a_s).

Per Roccaraso $a_s = 1236m$ e trovandosi in zona III la formula per il calcolo di q_{sk} è:

$$q_{sk} = 0.51 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} = 0.51 \left[1 + \left(\frac{1236}{481} \right)^2 \right] = 3.9 \frac{kN}{m^2}$$

Si assume $C_E = 1$ e $C_t = 1$.

Il coefficiente di forma dipende dall'inclinazione α del piano di copertura.

Essendo in questo caso $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ si avrà che $\mu_i = 0.8$.

Infine moltiplicando i diversi coefficienti si otterrà che :

$$q_s = 0.8 \cdot 3.9 \cdot 1 \cdot 1 = 3.12 \frac{kN}{m^2}$$

Adesso è possibile calcolare il carico totale che agisce sul piano di copertura:

$$q_{tc} = 5.7 \frac{kN}{m^2} + 3.12 \frac{kN}{m^2} = 8.82 \frac{kN}{m^2}$$

Si andrà ora a calcolare il carico sulle scale e sui balconi in quanto sarà utile per valutare la massa di ogni piano quando verrà effettuata l'analisi sismica dell'edificio.

Per quanto riguarda i balconi si adotta un solaio di tipo tradizionale con spessore $s = 16cm$ e una soletta posizionata all'intradosso con $s = 4cm$. i laterizi hanno interasse di $50cm$.

ANALISI DEI CARICHI : balconi

CARICHI PERMANENTI

•Peso proprio solaio		$2.8 \frac{kN}{m^2}$
•Intonaco	$0.02m \cdot 1800 \frac{kg}{m^3}$	$0.36 \frac{kN}{m^2}$
•Peso pavimento alleggerito		$1 \frac{kN}{m^2}$

$$4.2 \frac{kN}{m^2}$$

CARICHI ACCIDENTALI

•Civile abitazione		$q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$
--------------------	--	--------------------------

Totale balconi		$q_{tb} = 8.2 \frac{kN}{m^2}$
----------------	--	-------------------------------

ANALISI DEI CARICHI : scale

CARICHI PERMANENTI

•Soletta in c.a.		$5 \frac{kN}{m^2}$
•Intonaco	$0.02m \cdot 1800 \frac{kg}{m^3}$	$0.36 \frac{kN}{m^2}$
•Malta di allettamento ($s = 1cm$)		$2 \frac{kN}{m^2}$

$$7.36 \frac{kN}{m^2}$$

CARICHI ACCIDENTALI

- Civile abitazione

$$q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$$

Totale scale

$$q_{tscale} = 8.2 \frac{kN}{m^2}$$

5.4 Materiali utilizzati.

Nella realizzazione dell'edificio si è utilizzato calcestruzzo mentre i rinforzi sono in acciaio.

5.4.1 Caratteristiche del calcestruzzo.

Le caratteristiche del calcestruzzo sono definite nel paragrafo 11.2.10 delle normative. Si è scelto di adottare un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- Rck(350)
- Resistenza a compressione come definito al paragrafo 11.2.10.1

$$f_{ck} = 0.83R_{ck} = 290 \frac{kg}{cm^2} = 2845 \frac{N}{cm^2} = 28.45 \frac{N}{mm^2}$$

Inoltre è possibile passare dal valore caratteristico al valore medio f_{cm} (N/mm^2):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28.45 + 8 = 36.45 \frac{N}{mm^2}$$

- Resistenza a compressione di progetto:

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 165 \frac{kg}{cm^2} = 1618 \frac{N}{cm^2} = 16180000 \frac{N}{m^2}$$

Con $\gamma_c = 1.5$.

- Modulo elastico definito in 11.2.10.3:

$$E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 32430 \frac{N}{mm^2}$$

5.4.2 Caratteristiche dell'acciaio.

Le caratteristiche dell'acciaio sono definite nel paragrafo 11.3.2 delle normative. Si è scelto di adottare un acciaio con le seguenti caratteristiche.

- (FeB44k) B450 C

- Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 4500 \frac{kg}{cm^2}$$

- Tensione ultima:

$$f_{yu} = 5400 \frac{kg}{cm^2}$$

- Tensione di snervamento di progetto:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 3913 \frac{kg}{cm^2} = 38387 \frac{N}{cm^2} = 383870000 \frac{N}{m^2}$$

- Modulo elastico:

$$E_s = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

- Coefficiente di Poisson:

$$v = 0.3$$

5.5 Combinazione delle azioni per analisi statica.

La combinazione delle azioni per l'analisi statica della struttura viene fornita nel capitolo 2 delle normative. In particolare le strutture devono fornire i requisiti di *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, ovvero capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera; e nei confronti *di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Il superamento dello stato limite ultimo è irreversibile e porta al collasso, mentre quello dello stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

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

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

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_1$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_1$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1$$

Dove:

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_1 (variabili) sono le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita

nominale della struttura;

I valori dei coefficienti sono forniti nel paragrafo 2.6 e per la combinazione SLU si ha che:

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{G2} = 1.5$$

$$\gamma_{Q1} = 1.5$$

Tali coefficienti verranno tenuti in conto quando si andrà ad analizzare la struttura con l'ausilio del calcolatore.

5.6 Combinazione delle azioni per analisi sismica.

La combinazione sismica viene ottenuta sommando le azioni statiche a quella sismica (E) che viene definita nel paragrafo 3.2 delle normative.

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1$$

5.6.1 Azione sismica.

Come definito nelle normative le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel caso che si andrà ad analizzare si studierà con maggiore attenzione il comportamento della struttura allo stato limite ultimo, in ogni caso la normativa definisce due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua

funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nella tabella I sono fornite le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella I.

Per definire l'azione sismica come prima cosa bisogna individuare la categoria del sottosuolo. La normativa definisce cinque diversi tipi di sottosuolo. Nel caso in esame, a seguito di indagini geologiche, il sottosuolo di Roccaraso è stato inserito nella categoria A così definita dalla normativa:

Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $v_{S,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

Una volta definita la categoria del sottosuolo è necessario valutare la categoria topografica del sito in esame. La normativa definisce quattro diverse categorie in base alle caratteristiche del suolo e il sito in esame viene inserito all'interno della categoria T4 così definita dalla normativa:

Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Note le caratteristiche del sottosuolo e quelle topografiche si può procedere alla valutazione dell'azione sismica.

Come prima cosa bisogna definire la vita nominale, la classe d'uso e il periodo di riferimento per l'opera che si andrà ad analizzare. Le informazioni necessarie per valutare tali parametri sono fornite nel paragrafo 2.4 della normativa.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , come definito in normativa, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'edificio in esame ricade nel caso di opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale, quindi si avrà che $V_N \geq 50$ anni.

Definita la vita nominale si procede alla valutazione della classe d'uso. La struttura che si andrà ad analizzare può essere inserita tra gli edifici di classe II così definiti dalla normativa:

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Si passa dunque alla valutazione del periodo di riferimento per l'azione sismica. Tale parametro viene fornito dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove C_U è un coefficiente che dipende dalla classe d'uso e per edifici di classe II vale 1, quindi il periodo di riferimento sarà:

$$V_R = 50 \cdot 1 = 50 \text{anni}$$

Per l'opera in oggetto, non costituendo una struttura di particolare rilevanza, gli unici stati limite da verificare sono:

- SLD: Stato Limite di Danno
- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le loro probabilità di superamento nel periodo di riferimento calcolato in precedenza valgono rispettivamente:

- SLD: 63%
- SLV: 10%

È possibile ora calcolare il tempo di ritorno dell'azione sismica per entrambi gli stati limite:

$$T_{Rit} = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

$$T_{RitSLV} = - \frac{50}{\ln(1 - 0.1)} = 475 \text{anni}(SLV)$$

$$T_{RitSLD} = - \frac{50}{\ln(1 - 0.63)} = 50 \text{anni}(SLD)$$

Tutti i parametri fin qui definiti ci permettono di calcolare lo spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale sia per lo SLD che per lo SLV come definito nel paragrafo 3.2.3.2.1 della normativa.

Come prima cosa bisogna definire a_g , F_0 e T_C^* per il sito in esame. Tali parametri possono essere consultati in un allegato presente in normativa. Si definisce la latitudine e la longitudine del sito e nell'allegato si leggono i tre valori sopra espressi.

Roccaraso : LAT 41,848 LON 14,081

Nell'allegato S della normativa si prende il punto che più si avvicina a tali coordinate. Il punto scelto è il seguente:

ID 28758
LAT 41,8334
LON 14,0942

A tale punto corrisponde una serie di valori in funzione del tempo di ritorno. Si sceglieranno i valori corrispondenti a un $T_{Rit} = 50anni(SLD)$ e a un $T_{Rit} = 475anni(SLV)$.

$T_{Rit} = 50anni(SLD)$

$$a_g = 1.008$$

$$F_0 = 2.33$$

$$T_C^* = 0.28$$

$T_{Rit} = 475anni(SLV)$

$$a_g = 2.609$$

$$F_0 = 2.33$$

$$T_C^* = 0.35$$

Lo spettro di progetto per SLD è lo spettro di risposta elastico corrispondente ad un $T_R = 50anni$.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti relazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Dove T e S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi tabella II) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella III).

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella II.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella III.

Quindi prendendo i valori espressi nelle tabelle precedenti per il sito di Roccaraso il coefficiente S vale:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(1 + \xi)}} \geq 0.55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

Per strutture convenzionali si sceglie un valore di $\xi = 5\%$ e di conseguenza si avrà che $\eta = 1$.

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Dove T_C^* è stato definito in precedenza per i due stati limite che si andranno a considerare.

$$\text{SLD} \quad T_C^* = 0.28$$

$$\text{SLV} \quad T_C^* = 0.35$$

Mentre il valore C_C dipende dalla categoria del sottosuolo e lo si può leggere nella tabella II mostrata in precedenza. Quindi si avrà:

$$\text{SLD} \quad T_C = C_C \cdot T_C^* = 1 \cdot 0.28 = 0.28$$

$$\text{SLV} \quad T_C = C_C \cdot T_C^* = 1 \cdot 0.35 = 0.35$$

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato da :

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

Quindi si avrà:

SLD $T_B = T_C/3 = 0.09$

SLV $T_B = T_C/3 = 0.11$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Quindi si avrà:

SLD

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4 \cdot \frac{1.008}{10} \frac{g}{g} + 1,6 = 2$$

SLV

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4 \cdot \frac{2,609}{10} \frac{g}{g} + 1,6 = 2,64$$

Quando si fanno le verifiche agli SLU, se non vengono usati opportuni accelerogrammi o analisi dinamiche al passo, è possibile considerare le capacità dissipative della struttura tenendo conto di una riduzione delle forze elastiche, che considera la capacità dissipativa anelastica della struttura, la sua sovreresistenza e l'incremento del periodo proprio della struttura dovuto alle plasticizzazioni. In sostanza si usano le stesse relazioni viste per lo spettro agli SLE ma si assume $\eta = \frac{1}{q}$ dove q è il fattore di struttura . Questa operazione sostanzialmente riduce le ordinate dello spettro di risposta elastico e il nuovo spettro così ottenuto sarà quello utilizzato in sede di progetto.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati dalla normativa per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Nel paragrafo 7.4.3.2 della normativa vengono forniti i parametri necessari per definire il fattore di struttura per costruzioni in calcestruzzo armato. I valori di q_0 vengono forniti dalla tabella IV in base al tipo di struttura che si andrà ad analizzare e alla classe di duttilità desiderata.

Tipologia	q ₀	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α _u /α ₁	4,5 α _u /α ₁
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α _u /α ₁
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella IV.

Anche i valori di α_u/α_1 sono definiti in base al tipo di struttura e nel caso in esame si ha che $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ perché si sta considerando un edificio a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti. Definiti i diversi parametri si può calcolare il fattore di struttura come:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 (\alpha_u/\alpha_1) \cdot 1 = 3,6$$

E quindi il valore di η per lo spettro di progetto agli SLU sarà:

$$\eta = \frac{1}{q} = \frac{1}{3,6} = 0,277$$

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici fornisce uno strumento molto utile per il calcolo degli spettri di risposta secondo il D.M.14/01/2008. Si tratta di un programma che permette di inserire in input il sito, la vita nominale, il coefficiente d'uso, la categoria topografica e quella del sottosuolo e lo stato limite che si desidera analizzare e rimanda in output i grafici dei diversi spettri di risposta e i parametri inerenti alla progettazione della struttura.

Si è inserito nel programma il sito di Roccaraso e tutti i parametri visti in precedenza necessari per la valutazione degli spettri di risposta.

Per prima cosa si sono ottenuti i grafici dei parametri di azione per i vari tempi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite. Tali parametri sono mostrati in figura V.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

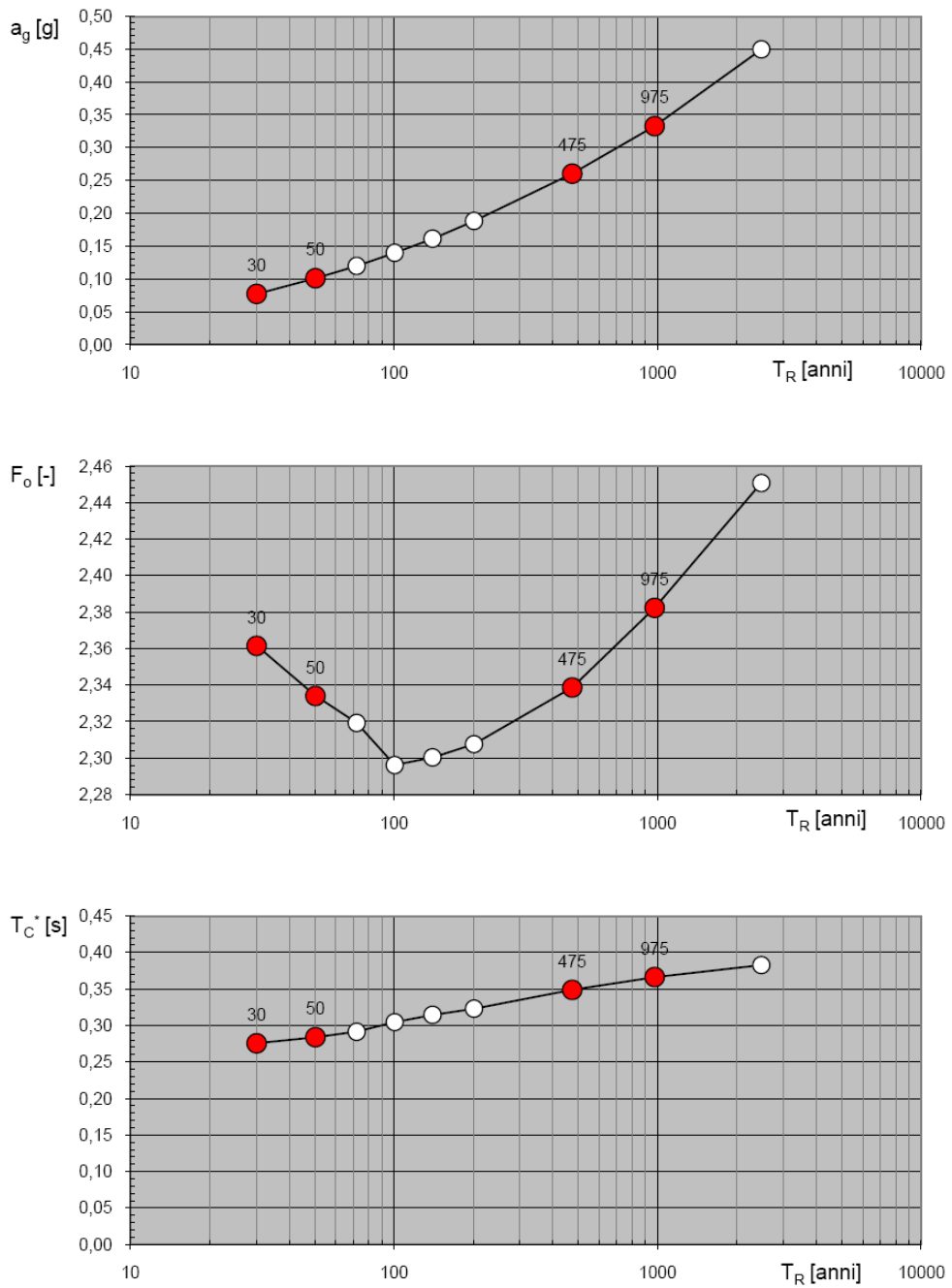


Figura V.

I risultati espressi nei grafici della figura V sono sintetizzati nella tabella VI.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,077	2,361	0,276
SLD	50	0,101	2,334	0,284
SLV	475	0,260	2,339	0,349
SLC	975	0,333	2,382	0,366

Tabella VI.

Come prima osservazione si può notare che i valori a_g , F_o e T_C^* valutati in precedenza corrispondono a quelli forniti dal programma e quindi è possibile proseguire l'analisi con l'ausilio di tale strumento senza incorrere in errori.

Dopodiché è stato analizzato lo spettro di risposta orizzontale per lo stato limite di danno. Il programma ha fornito i parametri esposti in tabella VII per il calcolo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,101 g
F_o	2,334
T_c^*	0,284 s
S_s	1,000
C_c	1,000
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,000
η	1,000
T_B	0,095 s
T_C	0,284 s
T_D	2,005 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right. \\
 T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \right. \\
 T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right. \\
 T_D \leq T \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \right.
 \end{array}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,101
T_B ←	0,095	0,236
T_C ←	0,284	0,236
	0,366	0,183
	0,448	0,150
	0,530	0,127
	0,612	0,110
	0,694	0,097
	0,776	0,087
	0,858	0,078
	0,940	0,071
	1,022	0,066
	1,104	0,061
	1,186	0,057
	1,267	0,053
	1,349	0,050
	1,431	0,047
	1,513	0,044
	1,595	0,042
	1,677	0,040
	1,759	0,038
	1,841	0,036
	1,923	0,035
T_D ←	2,005	0,033
	2,100	0,031
	2,195	0,028
	2,290	0,026
	2,385	0,024
	2,480	0,022
	2,575	0,020
	2,670	0,019
	2,765	0,018
	2,860	0,016
	2,955	0,015
	3,050	0,014
	3,145	0,014
	3,240	0,013
	3,335	0,012
	3,430	0,011
	3,525	0,011
	3,620	0,010
	3,715	0,010
	3,810	0,009
	3,905	0,009
	4,000	0,008

Tabella VII.

Anche in questo caso si può osservare come i valori forniti dal programma risultano essere compatibili con quelli calcolati manualmente e quindi possiamo essere sicuri che questo ci fornirà valori esatti che potranno essere utilizzati per la progettazione della struttura. Nella figura VIII viene rappresentato il grafico dello spettro di risposta per lo stato limite di danno.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

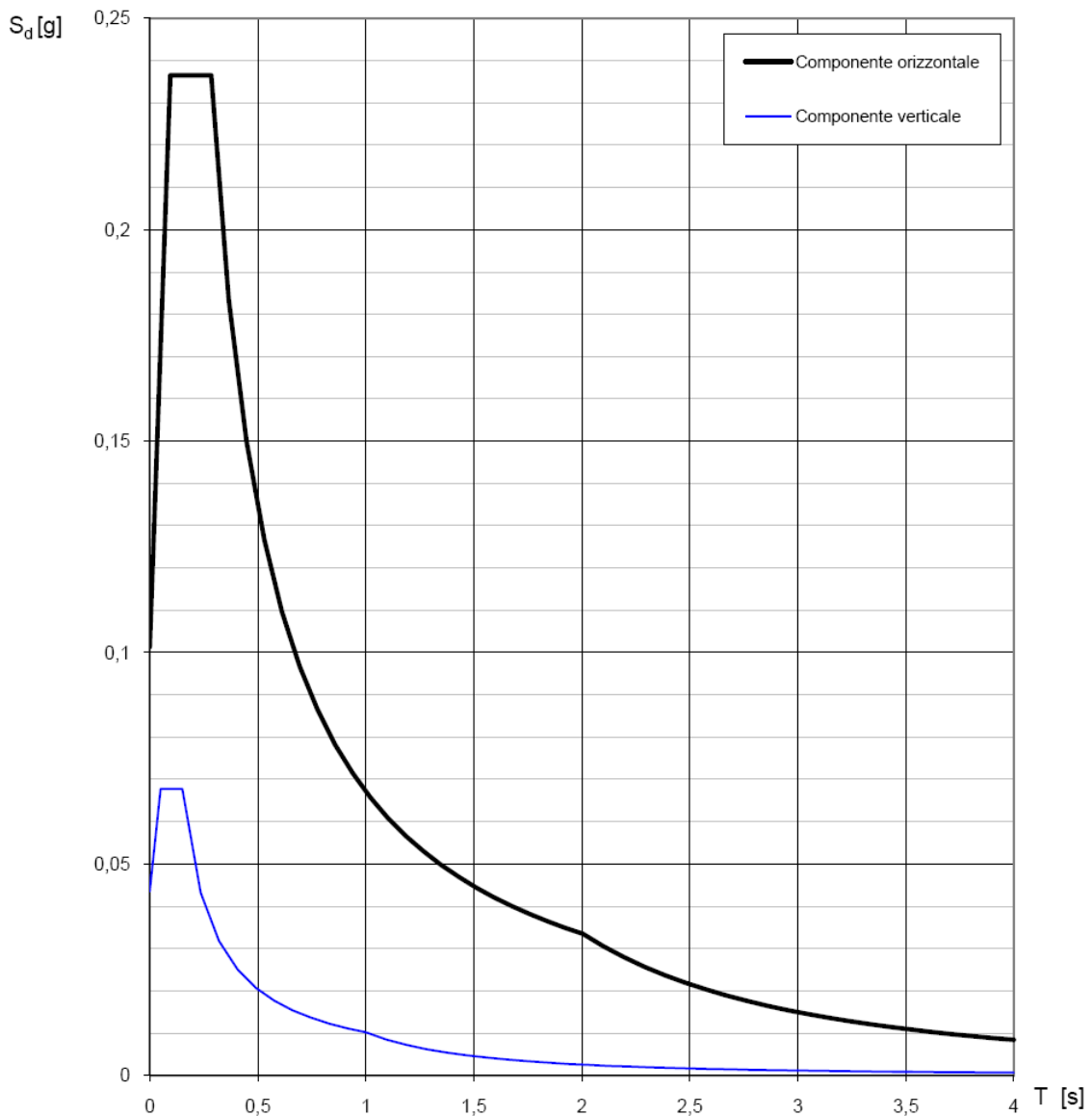


Figura VIII.

Il ragionamento appena seguito per la valutazione dello spettro di risposta per lo SLD può essere ripetuto per ottenere lo spettro per lo SLV. Di seguito in tabella IX e in

figura X verranno rispettivamente riportati i parametri e i punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV e la rappresentazione grafica dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,260 g
F_o	2,339
T_C^*	0,349 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,000
q	3,600

Parametri dipendenti

S	1,000
η	0,278
T_B	0,116 s
T_C	0,349 s
T_D	2,641 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right.$$

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \right.$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,260
$T_B \leftarrow$	0,116	0,169
$T_C \leftarrow$	0,349	0,169
	0,458	0,129
	0,567	0,104
	0,676	0,087
	0,785	0,075
	0,895	0,066
	1,004	0,059
	1,113	0,053
	1,222	0,052
	1,331	0,052
	1,440	0,052
	1,549	0,052
	1,659	0,052
	1,768	0,052
	1,877	0,052
	1,986	0,052
	2,095	0,052
	2,204	0,052
	2,314	0,052
	2,423	0,052
	2,532	0,052
$T_D \leftarrow$	2,641	0,052
	2,706	0,052
	2,770	0,052
	2,835	0,052
	2,900	0,052
	2,965	0,052
	3,029	0,052
	3,094	0,052
	3,159	0,052
	3,223	0,052
	3,288	0,052
	3,353	0,052
	3,418	0,052
	3,482	0,052
	3,547	0,052
	3,612	0,052
	3,676	0,052
	3,741	0,052
	3,806	0,052
	3,871	0,052
	3,935	0,052
	4,000	0,052

Tabella IX.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

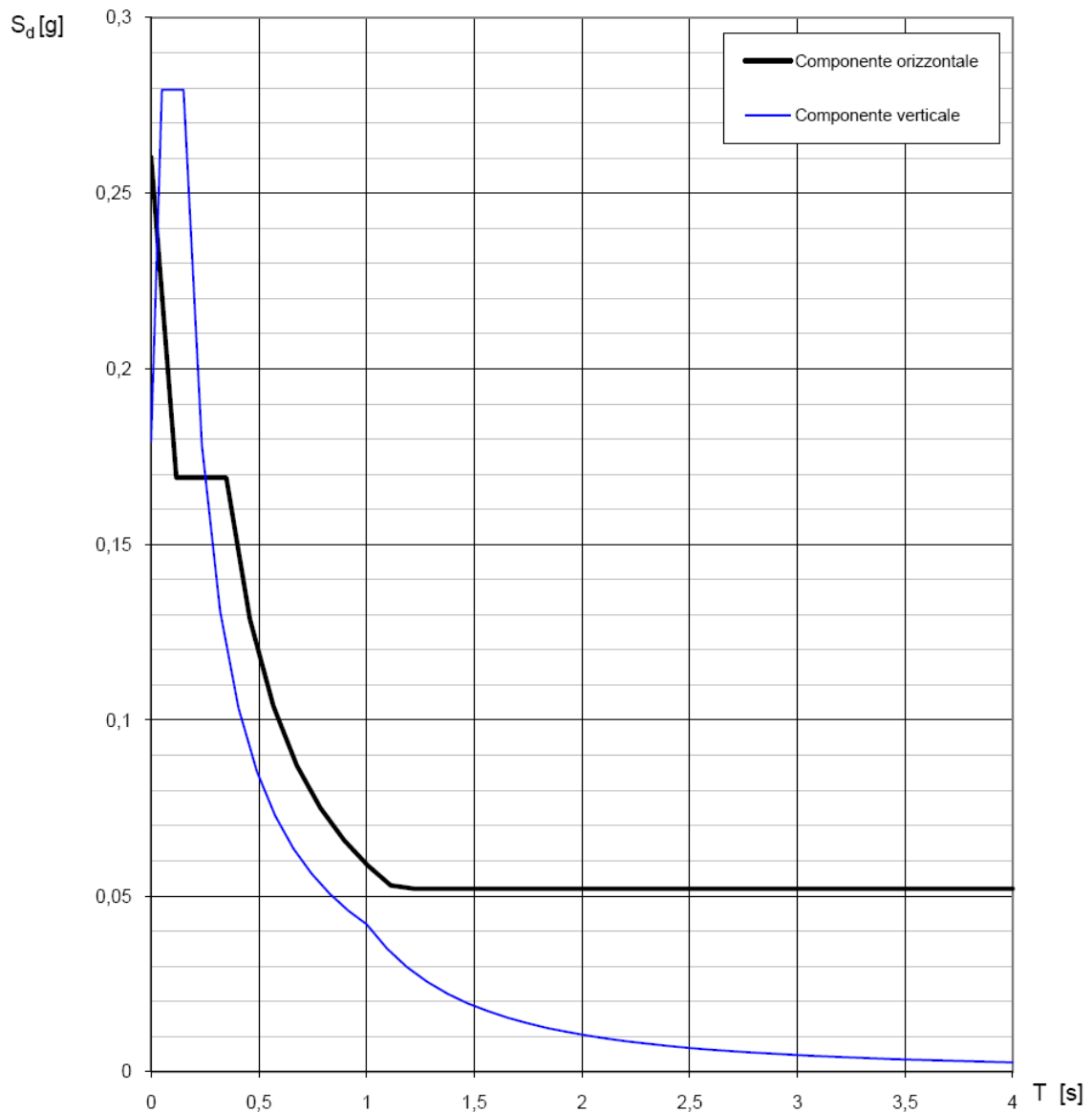


Figura X.

Ovviamente anche in questo caso tutti i parametri corrispondono a quelli calcolati manualmente in precedenza.

Tale strumento risulta estremamente utile perché permette di definire rapidamente lo spettro di risposta e soprattutto perché permette di estrapolare i valori di tale spettro da utilizzare in un'analisi al computer della struttura.

5.7 Modellazione della struttura.

L'edificio è stato modellato utilizzando il software agli elementi finiti *SAP 2000*, prodotto dalla *Computers and Structures, Inc.* di Berkeley, California. Sono stati adottati tutti elementi tipo *frame* (monodimensionali) collegati l'un l'altro da nodi (intesi di dimensioni pari agli spessori degli elementi in esso confluenti) rigidi. I pilastri al primo piano sono incastrati alla base. I solai sono stati modellati utilizzando elementi shell con un peso proprio nullo in modo da assicurare una certa rigidità nel piano. Il comportamento rigido nel piano e flessibile fuori dal piano è reso possibile dall'opzione "Diaphragm" che viene ridefinito per ogni piano, in modo che ognuno si muova indipendentemente dagli altri e che non siano un unico blocco. Per quanto riguarda i nodi appartenenti ai "mezzi piani" non abbiamo inserito alcun "Diaphragm" ritenendo questa schematizzazione sufficientemente vicina al comportamento reale. Al fine della determinazione delle sollecitazioni indotte dai soli carichi gravitazionali, avendo modellato l'elemento strutturale solaio con peso nullo, si è dovuto procedere alla ripartizione sulle travi dei carichi agenti sulle solette, adottando il metodo delle aree di influenza. I setti in cemento armato, che costituiscono il vano scala e il vano ascensore, sono stati modellati adottando elementi shell incastrati alla base. La modellazione dinamica è stata completata grazie ad una funzione del calcolatore che permette di valutare le masse a partire dai carichi assegnati e dal peso proprio degli elementi. Per questo motivo i solai sono stati realizzati con materiale avente peso nullo mentre nella fase di assegnazione dei carichi sulle travi con il metodo delle aree di influenza è stato ommesso il peso proprio dell'elemento strutturale in modo da evitare che il calcolatore lo considerasse due volte, inoltre su ogni trave è stato ripartito il peso derivante dalle tamponature in modo da tener conto di questo nella valutazione della massa complessiva dell'edificio. Ovviamente nell'analisi statica della struttura il peso proprio degli elementi è stato considerato non avendo necessità, in questo caso, di valutare le masse ad essi connesse. In figura I si mostra l'edificio modellato con SAP2000. Mentre in figura II si mostra la modellazione del nucleo di controventamento.

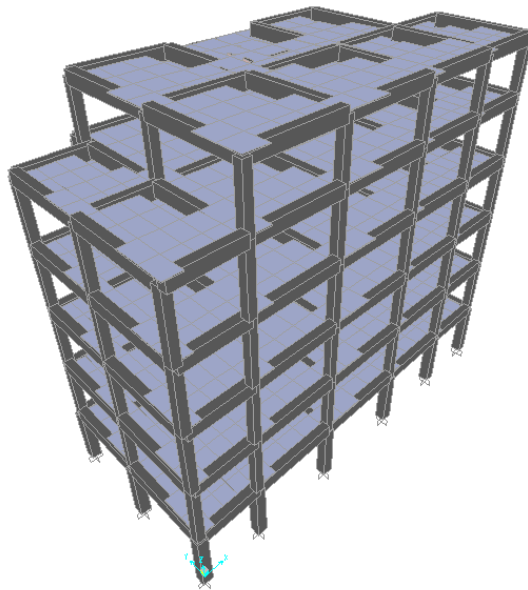


Figura I. Edificio modellato in SAP2000.
controventamento.

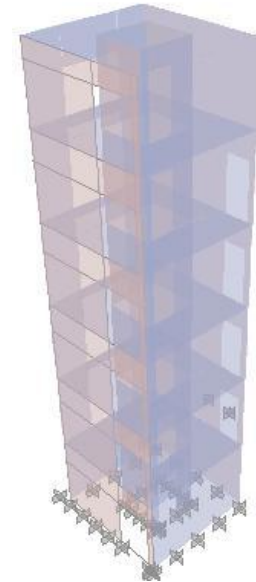


Figura II. Nucleo di

5.8 Assegnazione dei carichi sulle travi principali.

I carichi sulle travi principali sono stati assegnati omettendo i coefficienti amplificativi previsti dalla normativa. Questi sono stati tenuti in conto nella definizione delle diverse combinazioni di carico. Il solaio viene ordito in direzione x , quindi i carichi derivanti dai solai sono stati applicati alle travi disposte lungo la direzione y (travi principali) le travi disposte lungo la direzione x sono travi di collegamento. La figura I mostra l'orditura dei solai del piano tipo mentre la figura II mostra il solaio del piano di copertura. Inoltre su tutte le travi che definiscono il perimetro esterno della struttura sono stati applicati dei carichi derivanti dal peso delle tamponature.

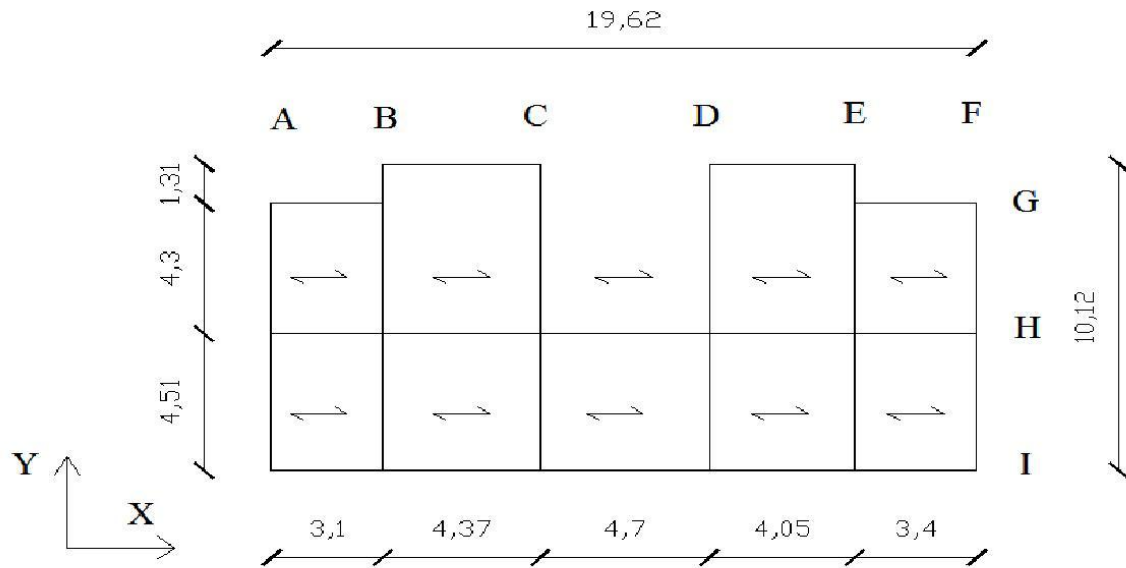


Figura I. Orditura solaio del piano tipo.

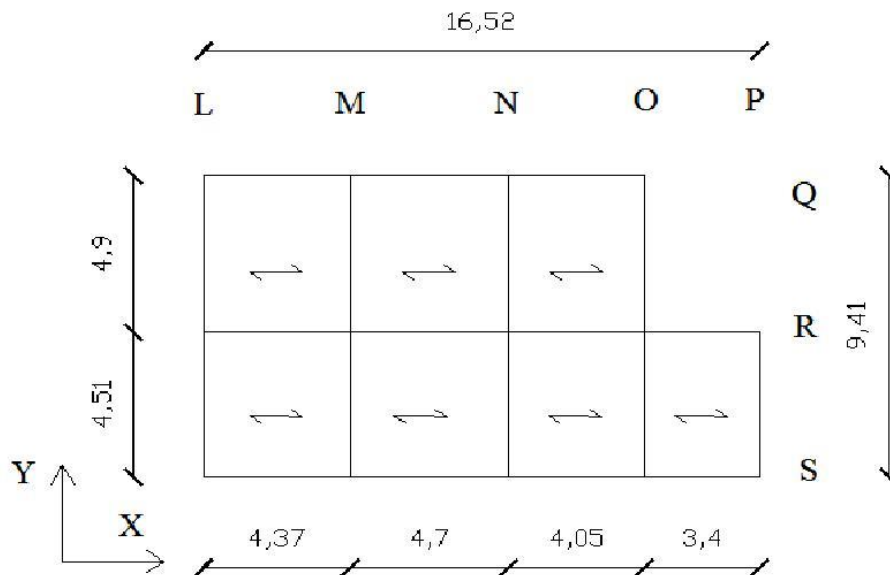


Figura II. Orditura solaio di copertura.

Tenendo conto di quanto detto nel paragrafo 5.3 il solaio del piano tipo ha un peso proprio strutturale e un peso proprio non strutturale oltre a un carico accidentale per civile abitazione previsto dalla normativa. Lo stesso vale per il solaio di copertura.

Solaio tipo:

• Peso elementi strutturali	$3 \frac{kN}{m^2}$
• Peso elementi non strutturali	$3.3 \frac{kN}{m^2}$
• Carichi accidentali	$2 \frac{kN}{m^2}$

Solaio di copertura:

• Peso elementi strutturali	$3 \frac{kN}{m^2}$
• Peso elementi non strutturali	$2.7 \frac{kN}{m^2}$
• Carichi accidentali	$3.12 \frac{kN}{m^2}$

Scale:

• Peso elementi strutturali	$5 \frac{kN}{m^2}$
• Peso elementi non strutturali	$2.36 \frac{kN}{m^2}$
• Carichi accidentali	$4 \frac{kN}{m^2}$

Tamponature

• Intonaco interno (2cm)	$36 \frac{kg}{m^2}$
• Fodera interna (10cm)	$80 \frac{kg}{m^2}$
• Fodera esterna (15cm)	$120 \frac{kg}{m^2}$
• Intonaco interno (2cm)	$36 \frac{kg}{m^2}$

Totale	$272 \frac{kg}{m^2} = 2.7 \frac{kN}{m^2}$
--------	---

Il peso dei vari elementi verrà scaricato sulle travi principali con il metodo delle aree di influenza. Mentre il peso delle tamponature verrà scaricato sulle travi che definiscono il perimetro esterno tenendo conto dell'altezza della tamponatura che agisce sulla singola trave. Di seguito verranno esposti i calcoli effettuati per valutare i carichi agenti sulle diverse travate mostrate nelle due figure precedenti usando il metodo delle aree di influenza.

TRAVATA A

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.1}{2} \right) m = 4.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.1}{2} \right) m = 5.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.1}{2} \right) m = 3.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto alle tamponature.

$$q_{tamp} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.04 + 3.15}{2} - 0.5 \right) \cdot 0.8m = 6.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata A.

$$q_{totA} = 19.1 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA B

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.1 + 4.37}{2} \right) m = 11.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.1 + 4.37}{2} \right) m = 12.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.1 + 4.37}{2} \right) m = 7.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata B.

$$q_{totB} = 31 \frac{kN}{m}$$

La travata C si divide in due parti; sulla prima agiscono i pesi scaricati dal solaio sulla seconda bisogna considerare l'incidenza dei pesi scaricati dal vano scala.

TRAVATA C-1

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37 + 4.7}{2} \right) m = 13.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37 + 4.7}{2} \right) m = 15 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37 + 4.7}{2} \right) m = 9 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata C-1.

$$q_{totC-1} = 37.6 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA C-2

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37}{2} \right) m = 6.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37}{2} \right) m = 7.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37}{2} \right) m = 4.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto al carico della scala.

$$q_{sca} = 2.36 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7}{2} \right) m = 5.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{accsca} = 4 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7}{2} \right) m = 9.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata C-2.

$$q_{totC-2} = 33.2 \frac{kN}{m}$$

Lo stesso ragionamento fatto per la travata C vale per la travata D.

TRAVATA D-1

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7 + 4.05}{2} \right) m = 13.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7 + 4.05}{2} \right) m = 14.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7 + 4.05}{2} \right) m = 8.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata D-1.

$$q_{totD-1} = 36.2 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA D-2

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05}{2} \right) m = 6.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05}{2} \right) m = 6.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05}{2} \right) m = 4.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto al carico della scala.

$$q_{sca} = 2.36 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7}{2} \right) m = 5.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{accsca} = 4 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7}{2} \right) m = 9.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata D-2.

$$q_{totD-2} = 31.9 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA E

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05 + 3.4}{2} \right) m = 11.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05 + 3.4}{2} \right) m = 12.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05 + 3.4}{2} \right) m = 7.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata E.

$$q_{totE} = 31 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA F

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.4}{2} \right) m = 5.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.4}{2} \right) m = 5.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.4}{2} \right) m = 3.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto alle tamponature.

$$q_{tamp} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.04 + 3.15}{2} - 0.5 \right) \cdot 0.8m = 6.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata F.

$$q_{totF} = 20.3 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA L

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37}{2} \right) m = 6.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37}{2} \right) m = 5.9 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37}{2} \right) m = 6.8 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto alle tamponature.

$$q_{tamp} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{2.75}{2} - 0.3 \right) \cdot 0.8m = 2.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata L.

$$q_{totA} = 15 \frac{kN}{m}$$

sulla seconda bisogna considerare l'incidenza dei pesi scaricati dal vano scala.

TRAVATA M

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37 + 4.7}{2} \right) m = 13.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37 + 4.7}{2} \right) m = 12.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.37 + 4.7}{2} \right) m = 14.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata M.

$$q_{totM} = 40.1 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA N

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7 + 4.05}{2} \right) m = 13.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7 + 4.05}{2} \right) m = 11.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.7 + 4.05}{2} \right) m = 13.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata N.

$$q_{totN} = 38.1 \frac{kN}{m}$$

La travata O è divisa in due parti differenti.

TRAVATA O-1

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05 + 3.4}{2} \right) m = 11.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05 + 3.4}{2} \right) m = 10 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05 + 3.4}{2} \right) m = 11.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata E.

$$q_{totO-1} = 32.8 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA O-2

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05}{2} \right) m = 6 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05}{2} \right) m = 5.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.05}{2} \right) m = 6.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto alle tamponature.

$$q_{tamp} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{2.75}{2} - 0.3 \right) \cdot 0.8m = 2.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata O-2.

$$q_{totO-2} = 19.9 \frac{kN}{m}$$

TRAVATA P

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.4}{2} \right) m = 5.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.4}{2} \right) m = 4.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.4}{2} \right) m = 5.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto alle tamponature.

$$q_{tamp} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{2.75}{2} - 0.3 \right) \cdot 0.8m = 2.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata P.

$$q_{totP} = 17.3 \frac{kN}{m}$$

A tutte le travi perimetrali del primo piano sono stati aggiunti $6.2 \frac{kN}{m}$ derivanti dal peso delle tamponature, mentre alle travi perimetrali del piano di copertura sono stati aggiunti per lo stesso motivo $2.3 \frac{kN}{m}$. Nei piani intermedi l'incidenza delle tamponature è maggiore, questo è dovuto al fatto che l'altezza di una tamponatura gravante su una singola trave è maggiore rispetto a quella che si ha nel primo piano e in quello di copertura. Quindi alle travi perimetrali dei piani intermedi saranno aggiunti $12.6 \frac{kN}{m}$ derivanti dal seguente calcolo:

$$q_{tamp} = 2.7 \frac{kN}{m^2} (3.15 \cdot 2 - 0.5) \cdot 0.8m = 12.6 \frac{kN}{m}$$

Ogni volta che si è andato a calcolare il peso dovuto alle tamponature questo è stato diminuito del 20% per tenere conto di eventuale aperture nelle stesse.

5.9 Analisi sismica dell'edificio.

È stata condotta in primo luogo un'analisi modale dell'edificio al fine di conoscere i periodi e i modi di vibrazione. Le masse sono state calcolate in maniera automatica dal calcolatore tenendo conto dei carichi assegnati come visto nel paragrafo 5.8 e dei pesi propri degli elementi strutturali (travi, pilastri, setti in c.a.).

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, già fornita nel paragrafo 5.6, che qui si riporta:

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

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

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

Dove i valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella seguente tabella I.

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella I. Valori dei coefficienti di combinazione.

Quindi tutti i carichi permanenti hanno un coefficiente di combinazione unitario, mentre per i carichi accidentali bisogna distinguere il caso di solaio tipo da quello del solaio di copertura. Per il solaio tipo il coefficiente ψ_{2j} vale 0,3 mentre per il solaio di copertura ψ_{2j} vale 0,2 perché il sito di Roccaraso si trova a 1236 m s.l.m.

Una volta assegnate le masse con il SAP2000, si procede all'analisi modale della struttura. Nella tabella II vengono esposti i periodi di vibrazione e la percentuale di massa partecipante a ciascun modo nella traslazione lungo le direzioni x e y e nella rotazione torsionale intorno all'asse verticale z .

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,407348	0,01177	0,00095	0,1944
MODAL	Mode	2	0,333171	0,69765	0,00117	0,32851
MODAL	Mode	3	0,317812	0,69767	0,70741	0,70114
MODAL	Mode	4	0,13397	0,70302	0,70741	0,72509
MODAL	Mode	5	0,091998	0,78069	0,79736	0,84157
MODAL	Mode	6	0,086818	0,87148	0,88089	0,84764
MODAL	Mode	7	0,079847	0,87148	0,88403	0,84938
MODAL	Mode	8	0,078153	0,87389	0,88646	0,85062
MODAL	Mode	9	0,076657	0,87482	0,88776	0,87112
MODAL	Mode	10	0,075169	0,87484	0,88817	0,87112
MODAL	Mode	11	0,069796	0,8751	0,88819	0,87122
MODAL	Mode	12	0,066978	0,87521	0,8882	0,8713

Come si può notare dai dati contenuti nella tabella, l'85% della massa viene eccitata al raggiungimento del sesto modo di vibrare. È possibile fare un primo controllo dei dati ottenuti confrontando il periodo fondamentale fornito dal calcolatore con il periodo fondamentale calcolato manualmente come definito nel paragrafo 7.3.3.2 della normativa. Questo controllo può essere effettuato perché la struttura in esame non raggiunge i 40m di altezza inoltre la massa si può considerare uniformemente distribuita lungo l'altezza. Detto ciò la normativa fornisce per la valutazione T_1 la seguente espressione:

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

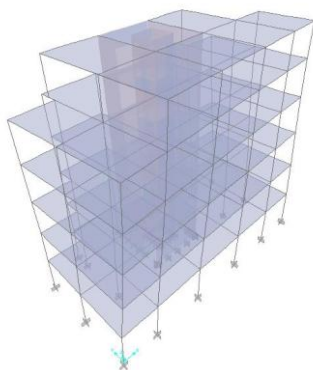
Dove C_1 è un coefficiente che dipende dal tipo di struttura ed in questo caso vale 0,05;

H è l'altezza della struttura pari a 18,39m;

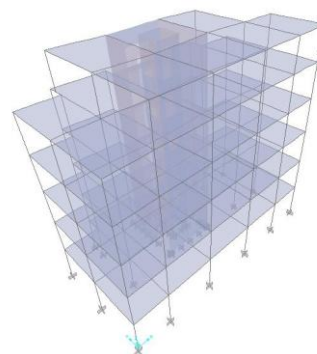
Sostituendo i diversi valori si otterrà:

$$T_1 = 0.05 \cdot 18.39^{3/4} = 0.44sec$$

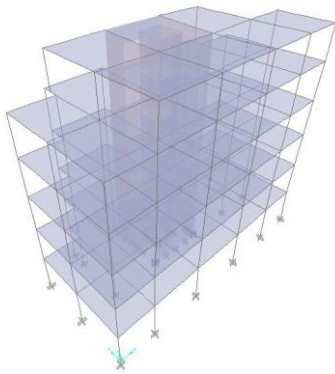
un valore molto prossimo a quello fornito dal SAP2000. Di seguito verranno riportate le immagini fornite dal SAP2000 inerenti alle diverse forme modali. Si mostrerà un'immagine 3D della struttura.



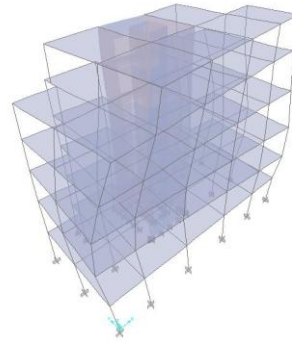
($T_1 = 0,40735sec$)



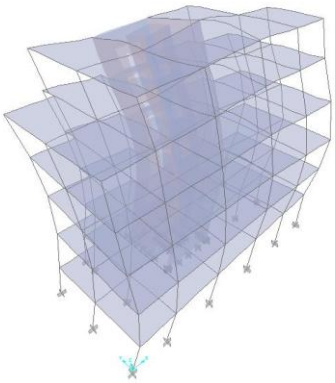
($T_2 = 0,33317sec$)



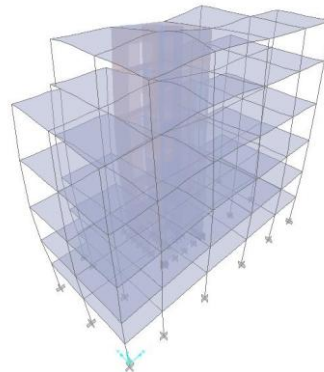
$(T_3 = 0,31781\text{sec})$



$(T_4 = 0,13397\text{sec})$.



$(T_5 = 0,09200\text{sec})$



$(T_6 = 0,08682\text{sec})$

Di seguito verranno confrontati i risultati ottenuti dal SAP2000 con dei calcoli manuali per verificare che il taglio totale alla base fornito dal calcolatore sia dello stesso ordine di grandezza di quello valutato con un veloce calcolo manuale.

Il peso totale dell'edificio viene ottenuto sommando le reazioni assiali dei nodi alla base dello stesso, in questo caso si considererà la combinazione chiamata SISMICA dove sono presenti i pesi propri degli elementi e in più tutti i carichi permanenti sono moltiplicati per un fattore unitario mentre i carichi accidentali del solaio tipo sono

moltiplicati per un fattore pari a 0,3 mentre i carichi accidentali del solaio di copertura sono moltiplicati per un fattore pari a 0,2.

$$W_{TOT} = 16710kN$$

Ora il valore fornito dal calcolatore sarà confrontato con un valore del peso totale dell'edificio calcolato a mano per essere certi che nel modello sono stati inseriti tutti i carichi.

PESO DI PIANO (piano tipo)

$$6,3 \frac{kN}{m^2} \cdot 198m^2 = 1250kN \times 5(\text{num piani}) = 6250kN$$

$$2 \frac{kN}{m^2} \cdot 198m^2 \cdot 0,3 = 120kN \times 5(\text{num piani}) = 600kN$$

PESO DI PIANO (piano copertura)

$$5,7 \frac{kN}{m^2} \cdot 150m^2 = 855kN$$

$$3,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 150m^2 \cdot 0,2 = 100kN$$

PESO DELLE PARETI (vano scala)

$$24 \frac{kN}{m^3} \cdot 4,7m \cdot 0,3 \cdot 18,39 = 630kN$$

$$24 \frac{kN}{m^3} \cdot 4,7m \cdot 0,3 \cdot 18,39 \cdot 0,8 = 510kN$$

$$2 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 4,9m \cdot 0,3 \cdot 18,39 \cdot 0,8 = 1050kN$$

PESO DELLE PARETI (vano ascensore)

$$24 \frac{kN}{m^3} \cdot 2m \cdot 0,15 \cdot 18,39 = 135kN$$

$$24 \frac{kN}{m^3} \cdot 2m \cdot 0,15 \cdot 18,39 \cdot 0,8 = 110kN$$

$$2 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,9m \cdot 0,15 \cdot 18,39 = 255kN$$

PESO TRAVI E PILASTRI

PILASTRI PIANO BASE

$$18 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.04m \cdot 0.5 \cdot 0.5 = 330kN$$

PILASTRI PIANI SUCCESSIVI

$$72 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.15m \cdot 0.4 \cdot 0.4 = 870kN$$

PILASTRI PIANO COPERTURA

$$10 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.75m \cdot 0.4 \cdot 0.4 = 110kN$$

TRAVI PRIMI DUE PIANI

$$8 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 19.62m \cdot 0.6 \cdot 0.4 = 910kN$$

$$12 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 8.81m \cdot 0.6 \cdot 0.4 = 610kN$$

TRAVI PIANI SUCCESSIVI

$$15 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 19.62m \cdot 0.5 \cdot 0.3 = 1100kN$$

$$23 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 8.81m \cdot 0.5 \cdot 0.3 = 730kN$$

$$W_{TOTmanuale} \cong 15200kN$$

Il valore calcolato a mano è leggermente diverso da quello ottenuto dal calcolatore perché quest'ultimo calcola con maggiore precisione il peso proprio degli elementi e poi perché nel calcolo manuale non si è tenuto conto del peso delle scale e dei balconi però si può certamente dire che nel modello sono stati inseriti correttamente tutti i carichi.

Adesso si va a valutare il valore di S_a tenendo conto dei seguenti parametri già valutati quando si è andato a calcolare lo spettro di risposta:

- $a_g = 0,26$
- $F_0 = 2,33$
- $S_T = 1$
- $\eta = \frac{1}{q} = \frac{1}{3,6} = 0,277$

$$S_a = a_g \cdot F_0 \cdot S_T \cdot \eta = 0,1678$$

Noto il peso totale dell'edificio e la S_a si calcola il taglio totale alla base moltiplicandolo per un coefficiente di 0,75 che tiene conto della massa partecipante e quindi si avrà:

$$T_{TOTBASE} = W_{TOT} \cdot S_a \cdot 0,75 \cong 2100kN$$

Ora si vanno a vedere i risultati forniti dal calcolatore. Per valutare il taglio alla base in direzione x e y si sommano le reazioni dei nodi di base in queste due direzioni e facendo questa operazione si ottiene che:

$$T_{TOTBASESAP200sx} = 2100kN$$

$$T_{TOTBASESAP200sy} = 2100kN$$

Questi due valori sono certamente equiparabili con quelli ottenuti manualmente.

5.10 Sollecitazioni di progetto.

Dopo aver effettuato l'analisi modale dell'edificio si procede alla valutazione delle sollecitazioni di progetto. Per fare ciò è necessario definire una combinazione sismica che verrà associata allo spettro di risposta calcolato in precedenza per la località di Roccaraso. Come già detto tutti i carichi permanenti verranno moltiplicati per un fattore unitario mentre i carichi accidentali del piano tipo saranno moltiplicati per un fattore pari a 0,3 e il carico accidentale in copertura, in questo caso la neve, sarà incrementato per un fattore pari a 0,2.

Combinazione SISMICA.

<u>Carico</u>	<u>Fattore di amplificazione</u>
DEAD	1
Strusol	1
Permsol	1
Accsol	0,3
Permsc	1
Accsc	0,3
Permcop	1
Acccop	0,2

Definita la combinazione SISMICA, con i coefficienti sopra esposti, questa verrà associata agli spettri di risposta calcolati in precedenza sia per lo SLD che per lo SLV.

La risposta della struttura può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. La normativa però impone, nel paragrafo 7.3.5, di calcolare gli effetti sulla struttura (sollecitazione, spostamenti, deformazioni) combinando come segue il sisma in direzione x e quello in direzione y :

$$1,00E_x + 0,30E_y$$

I coefficienti moltiplicativi si faranno ruotare in modo da individuare la combinazione più gravosa per la struttura.

A tal fine sono stati definiti, all'interno del programma, due spettri di risposta, uno per lo SLD e l'altro per lo SLV, e diverse combinazioni di analisi che tengono conto di quanto detto sopra. Le combinazioni analizzate sono sostanzialmente quattro:

- SISMICA+ $SX+0,3SY$ SLD
- SISMICA+ $0,3SX+SY$ SLD
- SISMICA+ $SX+0,3SY$ SLV
- SISMICA+ $0,3SX+SY$ SLV

Per valutare lo stato limite ultimo della struttura sono state prese in esame le ultime due combinazioni e, tenendo conto del fatto che il sisma è sostanzialmente un'azione ciclica, sono state considerate le sollecitazioni massime in valore assoluto. Per leggere i dati in output sugli elementi shell è necessario integrare le tensioni, o le forze lungo gli elementi stessi. Questa operazione risulta essere abbastanza lunga e complessa per questo si è utilizzato lo strumento *section cut* o *linea di sezione*, fornito dal programma stesso. Questo strumento permette di integrare facilmente le forze agenti sull'elemento shell che si sta considerando, consentendo di limitare al massimo il tempo necessario per eseguire questa operazione. Si andranno ad analizzare due tipologie di pareti presenti nella struttura. Come visto nella modellazione della stessa il nucleo è formato da una parete piena che si sviluppa lungo tutta l'altezza dell'edificio e da pareti con aperture necessarie per permettere la realizzazione di finestre o porte. In questa sede si andrà ad analizzare il comportamento della parete piena e di una delle pareti con aperture considerando queste come pareti accoppiate con l'uso di travi di accoppiamento.

5.10.1 Sollecitazioni di progetto per la parete piena.

In primo luogo si andrà ad analizzare il comportamento della parete piena. Si definiranno le linee di sezione nei punti di interesse per valutare le sollecitazioni fornite dal calcolatore, queste poi verranno incrementate come previsto da normativa e si procederà al calcolo delle armature necessarie. Sono state scelte come sezioni di interesse quelle coincidenti con l'altezza di ogni piano come mostrato in figura I.

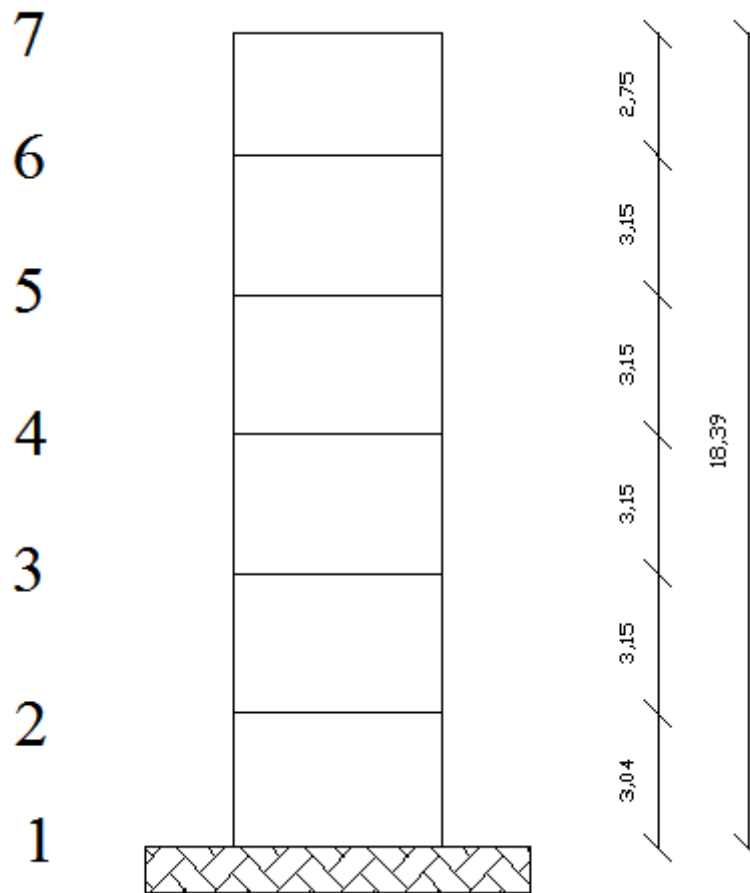


Figura I. Sezioni per il calcolo delle sollecitazioni.

In ognuna di queste sezioni sono state fatte delle section cut in modo da valutare le sollecitazioni fornite dal SAP2000. Di seguito vengono riportate le tabelle che registrano le sollecitazioni sulle varie sezioni. Nelle caselle evidenziate sono indicate le sollecitazioni massime in valore assoluto che verranno utilizzate per il calcolo delle armature necessarie per la parete.

SEZIONE 1

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione1	Max	847,618	19,891	3527,739	26,2321	4668,681	42,2289
sezione1	Min	-889,437	-19,717	635,458	-23,2526	-4176,93	-4,6266
sezione1	Max	386,857	40,032	5038,25	56,5174	2137,542	63,2596
sezione1	Min	-428,676	-39,858	-875,053	-53,5379	-1645,79	-25,6573

SEZIONE 2

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione2	Max	1230,434	22,051	2785,296	50,7533	4509,134	82,5876
sezione2	Min	-1258,23	-40,34	1059,748	-16,2899	-4751,58	-81,1199
sezione2	Max	470,683	75,838	4387,45	112,0103	1404,461	57,3191
sezione2	Min	-498,478	-94,127	-542,406	-77,5469	-1646,91	-55,8514

SEZIONE 3

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione3	Max	1044,78	25,282	2208,97	55,0827	2815,871	93,5535
sezione3	Min	-1056,31	-43,56	855,916	-20,9502	-3006,61	-91,5113
sezione3	Max	356,344	86,569	3374,224	127,2868	941,3088	54,8875
sezione3	Min	-367,878	-104,847	-309,338	-93,1542	-1132,04	-52,8454

SEZIONE 4

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione4	Max	840,025	18,645	1606,918	50,9562	1387,07	85,1332
sezione4	Min	-849,567	-42,04	706,024	-12,1247	-1543,89	-81,9192
sezione4	Max	283,201	67,702	2330,641	105,9543	572,5232	50,4147
sezione4	Min	-292,743	-91,097	-17,699	-67,1228	-729,342	-47,2007

SEZIONE 5

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione5	Max	560,323	17,465	1029,684	48,4712	391,5391	70,0642
sezione5	Min	-562,814	-39,461	507,15	-9,8754	-484,523	-61,2607
sezione5	Max	220,752	51,151	1416,269	85,473	218,4115	49,4042
sezione5	Min	-223,243	-73,147	120,565	-46,8772	-311,395	-40,6007

SEZIONE 6

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione6	Max	76,807	-18,809	499,111	51,4486	724,3233	-17,5314
sezione6	Min	-92,186	-54,385	180,069	12,0073	-640,668	-36,2513
sezione6	Max	39,502	-0,478	608,673	65,3598	573,5726	-19,4902
sezione6	Min	-54,881	-72,716	70,507	-1,904	-489,918	-34,2925

SEZIONE 7

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sezione7	Max	102,369	63,922	-227,316	62,833	253,7748	58,6084
sezione7	Min	-79,297	28,599	-310,091	25,3514	-278,998	38,6625
sezione7	Max	58,64	73,953	-213,084	76,9389	172,283	61,8553
sezione7	Min	-35,568	18,567	-324,323	11,2455	-197,506	35,4156

Una volta ottenute le sollecitazioni dal calcolatore si procederà alla valutazione dei diversi involuipi previsti dalla normativa nel paragrafo 7.4.4.5.1.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete (l_w), un sesto dell'altezza della parete ($h_w/6$); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Detto ciò si andrà a valutare l'altezza critica necessaria per disegnare l'involuppo del diagramma dei momenti flettenti.

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w/6,)$$

$$h_{cr} < h_{pt} \text{ perchè l'edificio ha meno di sei piani.}$$

$$\text{Dove } l_w = 3,04m \quad h_w/6 = 3,06m$$

Perciò si avrà che:

$$h_{cr} = 3,06m$$

Alla base del muro si assumerà un momento flettente pari a 4800 kNm , mentre in sommità si avrà un momento pari a 300 kNm . Tenendo conto dell'altezza critica appena calcolata si otterrà il seguente diagramma dei momenti flettenti.

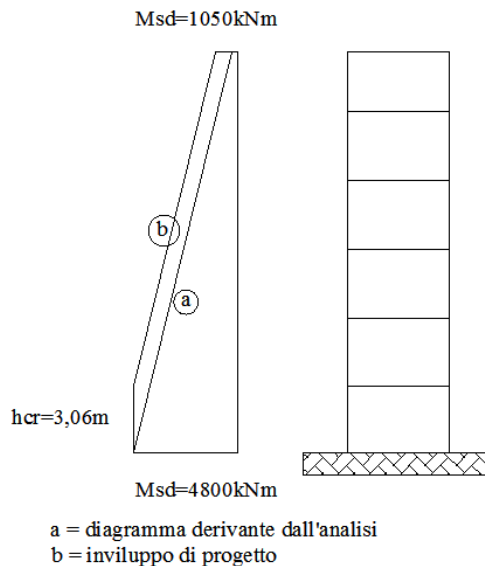


Figura II. Involuppo del diagramma dei momenti flettenti.

La parete verrà analizzata in tre diverse sezioni come mostrato in figura III. Una prima sezione sarà alla base della parete, la seconda sarà posta all'altezza di 8,15m mentre la terza sarà all'altezza di 13,26m.

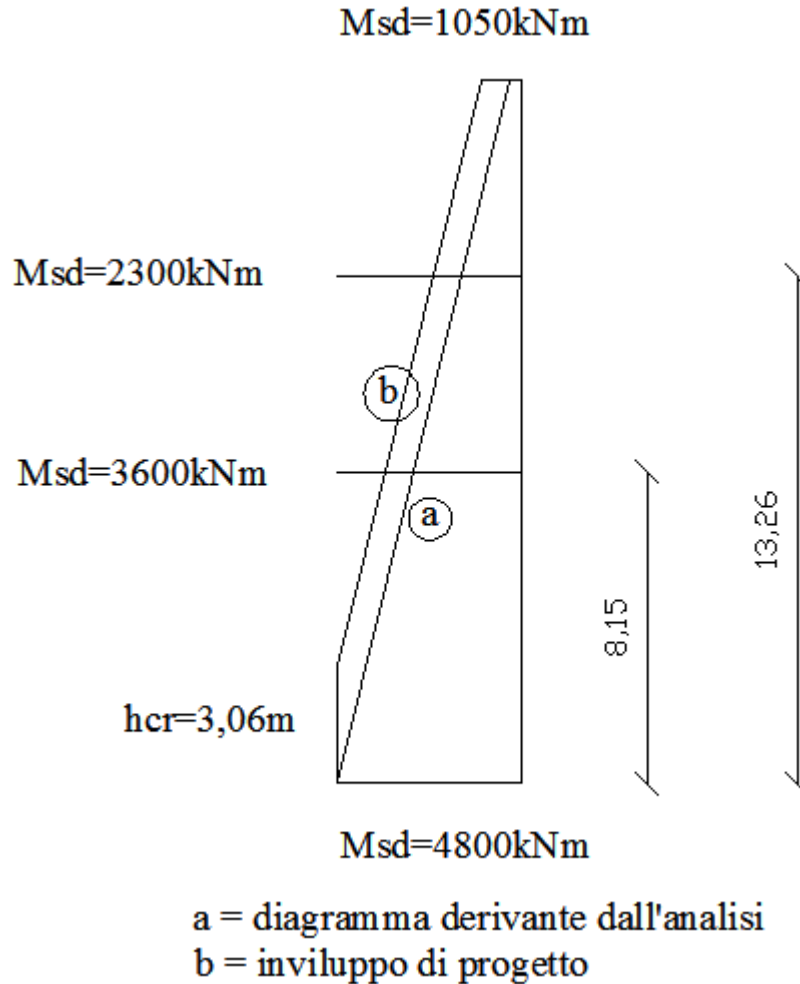


Figura III. Sezioni di analisi.

Anche il taglio ottenuto dall'analisi deve essere incrementato infatti la normativa dice che per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Nella figura IV verrà mostrato il diagramma del taglio lungo l'intera parete.

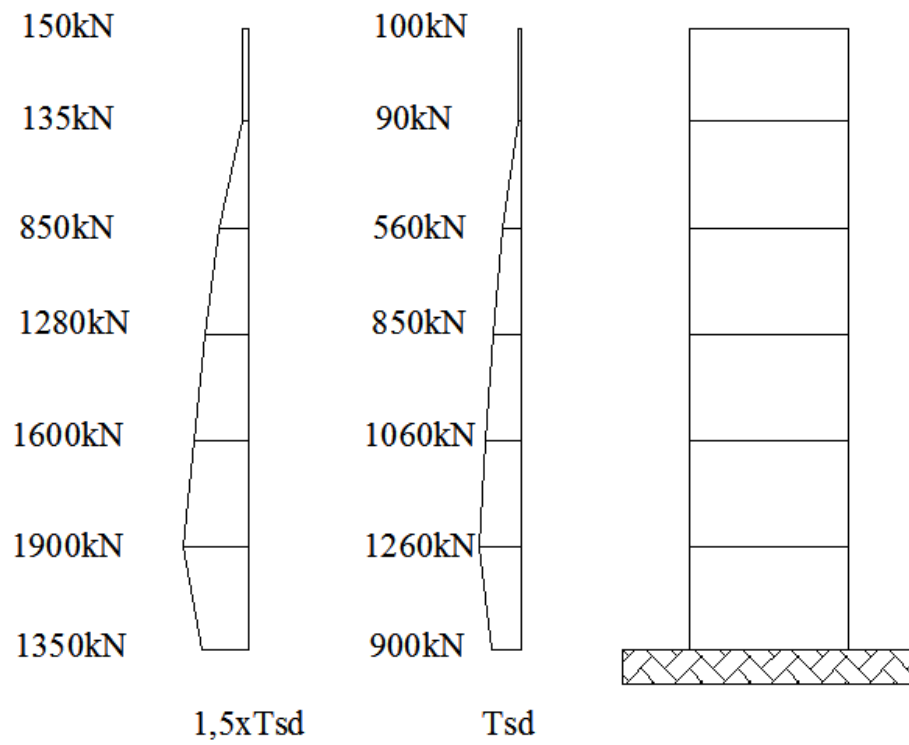


Figura IV. Diagramma del taglio.

5.10.2 Aspetti teorici riguardanti il calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete piena.

Dopo aver ottenuto i momenti di progetto si andrà a calcolare l'armatura necessaria facendo dapprima un'analisi a livello di sezione. Per valutare le capacità resistenti di una sezione soggetta a sforzo normale e momento flettente è necessario innanzitutto fare le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla nelle condizioni fessurate;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- utilizzare per il calcestruzzo il legame costitutivo rappresentato dal tipico diagramma parabola rettangolo (figura I) e per l'acciaio il diagramma elasto-plastico di Prandtl (figura II);

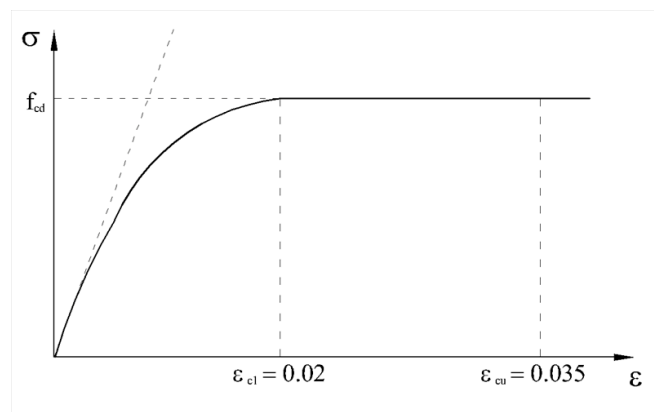


Figura I. Diagramma costitutivo per il calcestruzzo.

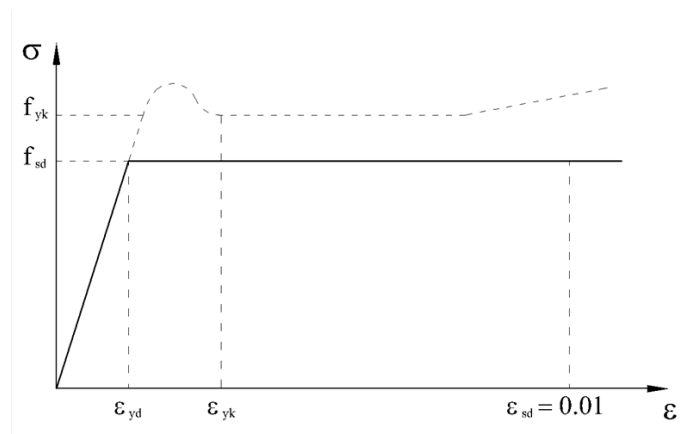


Figura II. Diagramma costitutivo per l'acciaio.

Le limitazioni previste delle deformazioni relative al calcestruzzo e all'acciaio portano a definire sei campi limite (o *campi di rottura*) intesi come il raggiungimento dello stato limite ultimo che porta la struttura a non poter essere più utilizzata.

Si consideri la sezione in c.a. di figura III e il relativo diagramma; assumendo l'asse ε come origine, qualsiasi retta che congiunge un punto della ε_c con uno della ε_s definisce un diagramma di deformazione della sezione e nel punto dove interseca la ε passa l'asse neutro.

I valori limite delle deformazioni per calcestruzzo e acciaio individuano delle rette, le cui posizioni definiscono i diagrammi di deformazione allo stato limite ultimo, ossia i campi che raggruppano tutte le possibili situazioni di sollecitazione.

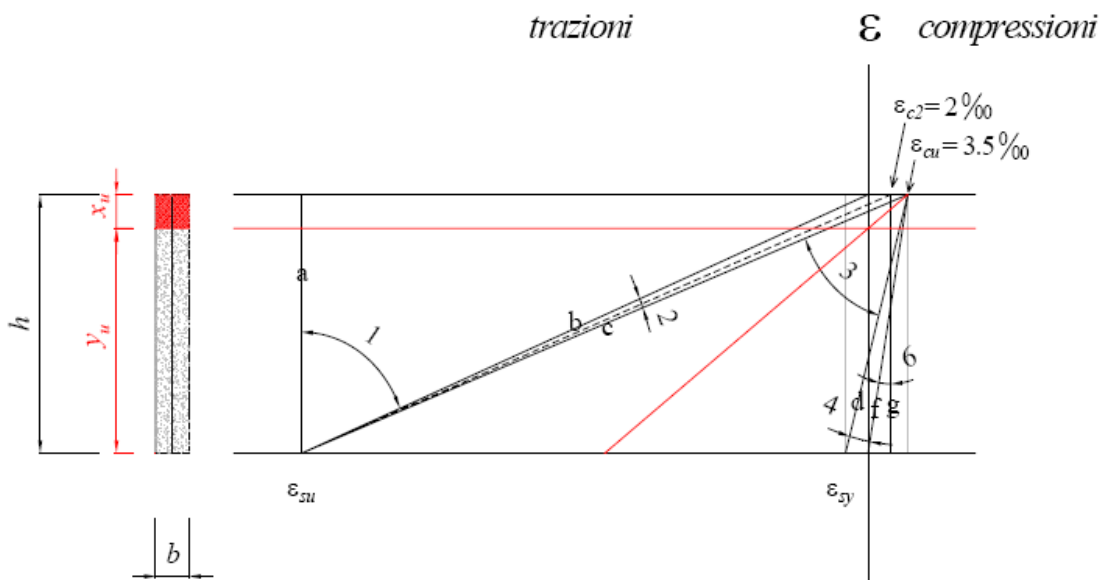


Figura III. Campi di rottura.

Campo 1. I possibili diagrammi di deformazione sono definiti dal fascio di rette uscenti dal punto ε_{su} , corrispondente allo stato limite ultimo per trazione con un allungamento unitario ε_{su} e comprese fra le rette a e b ; il calcestruzzo presenta una deformazione nulla per cui non fornisce alcun contributo alla resistenza della sezione che è totalmente tesa.

L'asse neutro è esterno alla sezione, che risulta quindi soggetta a trazione semplice o con piccola eccentricità. La crisi della sezione avviene per il cedimento dell'acciaio teso.

Campo 2. I diagrammi di deformazione possibili sono definiti dal fascio di rette con origine in ε_{su} e comprese fra b e c , dove il punto ε_{cu} corrisponde all'accorciamento unitario massimo $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ del calcestruzzo.

L'asse neutro è interno alla sezione, per cui la sezione è in parte tesa e in parte compressa e quindi è soggetta a flessione semplice o flessione composta (pressoflessione).

La resistenza del calcestruzzo non è completamente sfruttata (salvo al limite per $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$), mentre l'acciaio viene completamente utilizzato e quando raggiunge il suo allungamento limite avviene la crisi della sezione (rottura di tipo "duttile").

All'interno del campo 2 è possibile distinguere i campi 2a e 2b in funzione del valore di deformazione massima raggiunta dal calcestruzzo:

CAMPO 2a: il calcestruzzo presenta un valore di deformazione massima $\varepsilon_{c,max} < \varepsilon_{c2} = 2\%$ e si presenta quindi ancora sufficientemente riposato; in questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di tipo triangolare;

CAMPO 2b: il calcestruzzo presenta un valore di deformazione massima $\varepsilon_{c2} = 2\% \leq \varepsilon_{c,max} \leq \varepsilon_{cu} = 3,5\%$ e incomincia ad essere più sollecitato; in questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;

Campo 3. I diagrammi di deformazione possibili sono individuati dal fascio di rette uscenti dal punto ε_{cu} e comprese fra le rette c e d , dove il punto ε_{sy} rappresenta la deformazione ε_{sy} al limite elastico (snervamento).

Questo campo è caratterizzato dalle possibilità di massimo accorciamento del calcestruzzo ($\varepsilon_{cu} = 3,5\%$) e di massimo allungamento dell'acciaio (ε_{su}); si ha il massimo sfruttamento dei due materiali.

L'asse neutro è interno alla sezione che è in parte tesa e in parte compressa ed è sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 4. Il fascio di rette che individua i vari diagrammi ha centro in ε_{cu} ed è compreso fra le rette d ed f .

L'asse neutro è interno alla sezione che risulta in parte compressa e in parte tesa, ed è sollecitata a flessione semplice o composta.

L'allungamento dell'acciaio è compreso fra ε_{sy} (tensione allo stato limite ultimo) ed $\varepsilon_s = 0$; la tensione dell'acciaio in zona tesa si mantiene, al momento della situazione di rottura, inferiore al limite di snervamento, per cui l'acciaio risulta poco utilizzato, mentre il calcestruzzo arriva fino al suo massimo accorciamento ($\varepsilon_{cu} = 3,5\%$) per cui la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo.

CAMPO 6. È quello compreso tra le rette f e g . La sezione è interamente compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di pressoflessione con piccole eccentricità o compressione semplice. L'asse neutro cade fuori dalla sezione e la rottura di tipo fragile avviene per schiacciamento del calcestruzzo al raggiungimento di $\varepsilon_c = 2\%$.

I diversi campi di rottura sono identificabili valutando la posizione dell'asse neutro. Si studierà la parete nel campo 3 e si cercherà di ottenere delle relazioni che permettano di valutare la posizione dell'asse neutro nella condizione di primo snervamento, in quella di snervamento sostanziale e nella condizione ultima. Si studierà una tipica sezione rettangolare di area $b \times h$ in cui si andrà a considerare un rinforzo uniformemente posizionato lungo tutta la sezione.

5.10.2.1 Determinazione dell'asse neutro e del momento in condizioni di primo snervamento.

Per prima cosa si andrà a valutare la posizione dell'asse neutro nella condizione di primo snervamento sfruttando la seguente equazione di equilibrio:

$$R_c - R_s = N \quad (1)$$

Con :

- R_c risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo;
- R_s risultante delle tensioni di trazione agenti sul rinforzo in acciaio;
- N sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione;

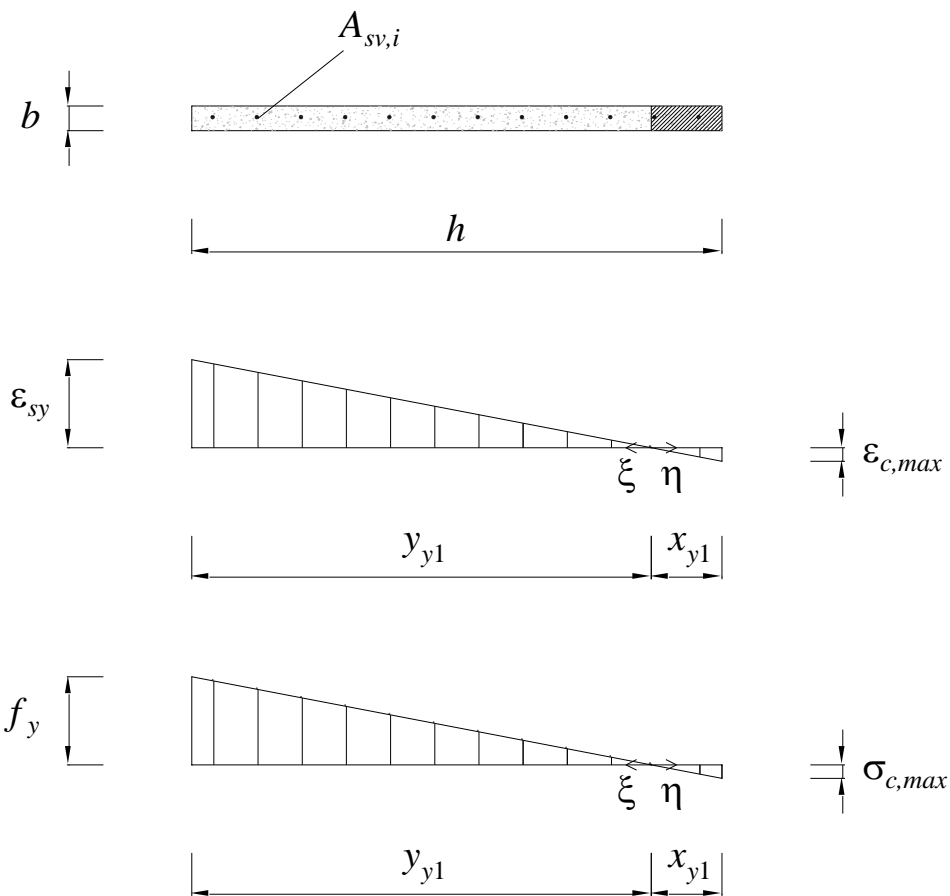


Figura IV. Andamento delle tensioni e delle deformazioni nella condizione di primo snervamento.

Nella figura IV viene rappresentato l'andamento delle tensioni e delle deformazioni in una sezione in condizione di primo snervamento. Si nota che l'andamento delle deformazioni dell'acciaio e del calcestruzzo è lineare lungo le direzioni ξ e η . Una volta trovate le espressioni che permettono di definire come variano ε_{sy} e $\varepsilon_{c,max}$ rispettivamente lungo le direzioni ξ e η adottando un legame costitutivo lineare del tipo $f_y = E_s \varepsilon_{sy}$ è possibile calcolare la distribuzione delle tensioni di trazione e di compressione, quindi integrando tali distribuzioni si otterranno rispettivamente le risultanti di trazione e di compressione che sostituite nell'equazione di equilibrio (1) permettono di ottenere la posizione dell'asse neutro.

Con una serie di passaggi matematici esposti nel documento Valutazione teorica delle proprietà strutturali di pannelli in c.a. soggetti ad azione sismica (Ceccoli-Trombetti-Dallavalle-Gasparini-Malavolta-Silvestri) si ottengono le seguenti espressioni per R_c e R_s :

$$R_c = \frac{f_y b (h - y_{y1})^2}{n \cdot 2y_{y1}} \quad (2)$$

$$R_s = \frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \quad (3)$$

Dove:

y_{y1} è la posizione dell'asse neutro;

$\rho = \frac{A_{sv}}{bh}$ è la percentuale di armatura verticale;

$n = \frac{E_s}{E_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione;

gli altri simboli sono rappresentati in figura IV.

Sostituendo R_c e R_s nell'equazione di equilibrio (1) da cui si era partiti si otterrà il valore di y_{y1} che a questo punto risulta essere l'unica incognita. Nelle condizioni di primo snervamento si ottiene che la posizione dell'asse neutro risulta individuata dalla seguente espressione:

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b}\right) - \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b}\right)^2 - h^2(1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (4)$$

Tutti gli elementi presenti nel membro a destra della (4) hanno valori noti quindi si calcola il valore di y_{y1} e lo si sostituisce nelle espressioni di R_c e R_s al fine di

valutare numericamente la risultante delle tensioni di compressione e di quelle di trazione. Fatto ciò si andrà a valutare il momento flettente M_{y1} in condizioni di primo snervamento. Si scriverà un'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di primo snervamento, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione in modo da annullare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio. Tale equazione fornisce la seguente espressione:

$$M_{y1} = R_c \cdot d_c + R_s \cdot d_s \quad (5)$$

Dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione. Facendo riferimento alla figura IV e tenendo conto che le tensioni sono distribuite linearmente tali distanze sono valutate come segue:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \quad (6)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{y1}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \quad (7)$$

Essendo $x_{y1} = h - y_{y1}$.

Sostituendo ora nell'espressione del momento (5) i valori appena ricavati dei bracci delle forze e i valori ricavati in precedenza per la risultante delle tensioni di trazione e per quella delle tensioni di compressione si otterrà che:

$$M_{y1} = \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \right) \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \left(\frac{f_y b (h - y_{y1})^2}{n \cdot 2 y_{y1}} \right) \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) \quad (8)$$

5.10.2.2 Determinazione dell'asse neutro e del momento in condizioni di snervamento sostanziale.

Nel paragrafo 5.10.2.1 si è valutata la posizione dell'asse neutro nella condizione di primo snervamento assumendo che la condizione di snervamento dell'acciaio si manifesti nella fibra tesa più esterna della sezione in esame. Per valutare invece la posizione dell'asse neutro y_{ys} in condizioni di snervamento sostanziale, si deve considerare che la deformazione ε_{sy} si sviluppa all'interno della parete per un tratto lungo δy che raggiunge almeno la 1° barra e spesso coinvolge anche le barre successive. Generalmente la lunghezza di tale tratto viene assunta pari a:

$$\delta y = 1 \div 5 \frac{h}{n_{barre}} \approx 3 \frac{h}{n_{barre}} \quad (1)$$

La sezione in esame si trova nella condizione rappresentata nella figura I.

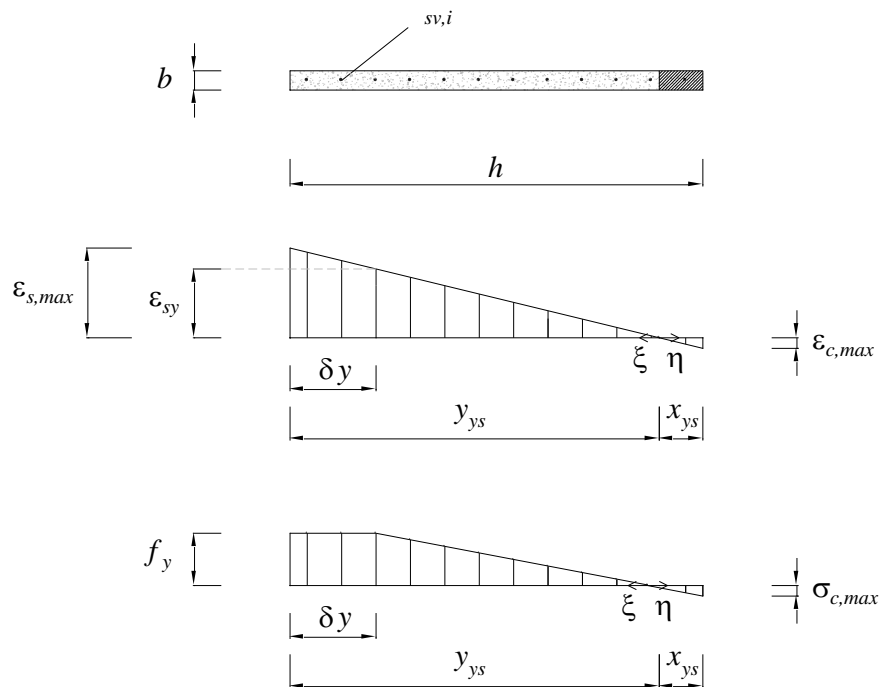


Figura I. Sezione in condizione di snervamento sostanziale.

Come si vede in figura I anche in questo caso le deformazioni ε_s e ε_c hanno un andamento lineare rispettivamente lungo le direzioni ξ e η , perciò vale quanto detto nel

paragrafo 5.10.2.1. L'acciaio raggiunge una deformazione $\varepsilon_{s,max}$ maggiore della deformazione di snervamento ε_{sy} che può essere quantificata con la seguente espressione:

$$\varepsilon_{s,max} = \frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta_y} \varepsilon_{sy} \quad (2)$$

Mentre il calcestruzzo raggiunge nella fibra più esterna la deformazione massima di compressione $\varepsilon_{c,max}$.

Dopodiché bisogna trovare una relazione che descriva l'andamento lineare delle deformazioni lungo le due direzioni ξ e η e, considerando un legame costitutivo di tipo lineare come quello visto nel paragrafo 5.10.2.1, si arriva a definire la distribuzione delle tensioni di trazione e di compressione sull'intera sezione. Tutti i passaggi matematici che permettono di valutare le distribuzioni delle tensioni e di integrarle in modo da ottenere le risultanti di trazione e di compressione sono esposti nel documento già citato nel paragrafo 5.10.2.2. Di seguito verranno riportate le espressioni di R_c e R_s .

$$R_c = \frac{f_y b (h - y_{ys})^2}{n 2 (y_{ys} - \delta_y)} \quad (3)$$

$$R_s = \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} - \delta_y) \quad (4)$$

Sostituendo queste due espressioni in un'equazione di equilibrio come la (1) del paragrafo 5.10.2.1 si ottiene l'espressione di y_{ys} :

$$y_{ys} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - \left(h^2 + n\rho\delta_y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta_y \right) (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (5)$$

Nel membro a destra della (5) tutti gli elementi sono noti quindi si calcola numericamente y_{ys} e lo si sostituisce in (3) e (4) ottenendo così i valori numerici delle risultanti delle tensioni di compressione e di quelle di trazione.

Noti i valori numerici di R_c e R_s e di y_{ys} si andrà a valutare il momento di snervamento sostanziale scrivendo un'equazione di equilibrio alla rotazione attorno al baricentro geometrico della sezione in modo da eliminare il contributo dello sforzo normale N . Si otterrà così la seguente espressione:

$$M_{ys} = R_c \cdot d_c + R_s \cdot d_s \quad (6)$$

Dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione. Facendo riferimento alla figura I e tenendo conto della distribuzione delle tensioni mostrata nella stessa figura I si otterrà che:

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{ys}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \quad (7)$$

Essendo $x_{ys} = h - y_{ys}$.

Il braccio della risultante delle tensioni di trazione d_s avrà un'espressione più complessa e ciò è dovuto al fatto che la distribuzione delle tensioni di trazioni è divisa in due tratti, uno con andamento lineare e l'altro con andamento costante pari alla tensione di snervamento f_y dell'acciaio. I passaggi matematici sono riportati nel documento sopra citato in questa sede ci limiteremo ad esporre l'espressione analitica del braccio d_s .

$$d_s = \left[\frac{f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta_y)^2}{6} \right)}{\left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta_y) \right)} \right] - \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \quad (8)$$

Sostituendo le equazioni (7) e (8) nella (6) e tenendo conto di (3) e di (4) si ottiene il valore del momento di snervamento sostanziale.

$$M_{ys} = \frac{f_y \rho b}{2} \left[\frac{h}{2} y_{ys} - \frac{(y_{ys} - \delta_y)^2}{3} - \delta_y \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right] + \frac{f_y}{n} \frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta_y)} \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \quad (9)$$

5.10.2.3 Determinazione dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Si andrà ora a valutare la posizione dell'asse neutro y_u in condizioni ultime assumendo un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso e supponendo che questo sia fortemente sollecitato. Naturalmente il valore di y_u verrà ottenuto sempre a partire dalla seguente equazione di equilibrio:

$$R_c - R_s = N \quad (1)$$

Dove i diversi membri hanno lo stesso significato di quelli presenti nell'espressione (1) del paragrafo 5.10.2.1. In figura I si mostra la sezione in condizioni ultime.

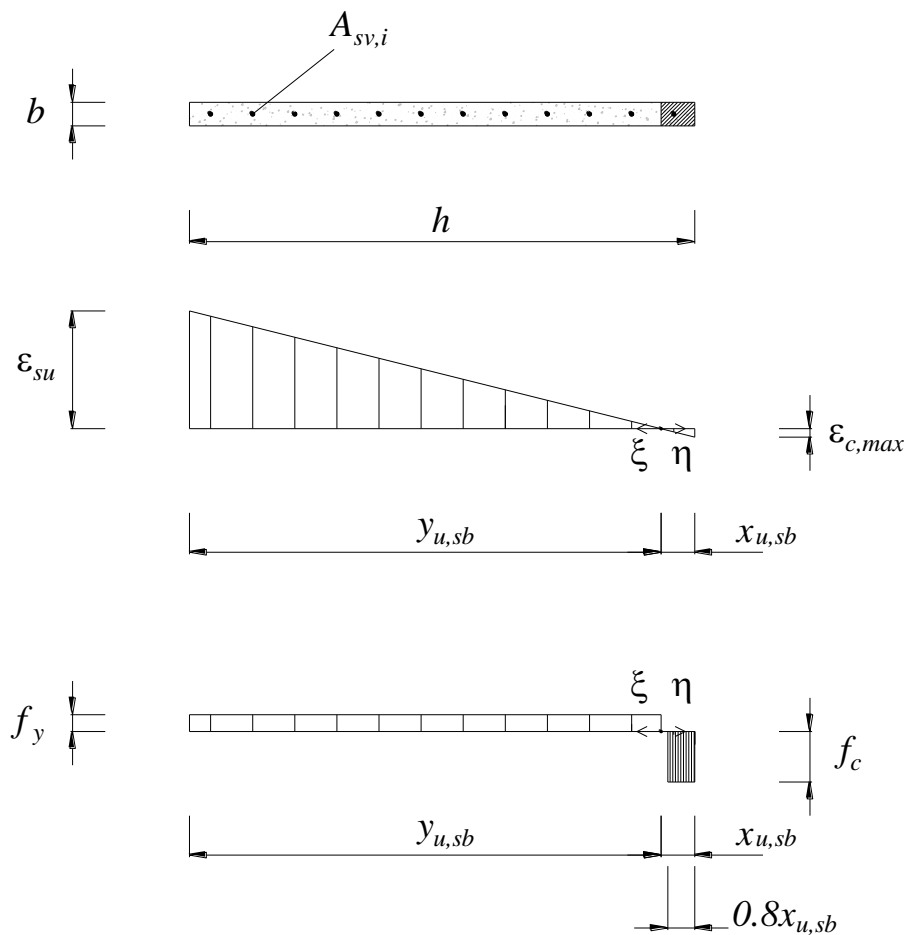


Figura I. Sezione in condizioni ultime.

Come si può vedere nella figura I l'andamento delle deformazioni è lineare lungo le due direzioni ξ e η , mentre la distribuzione delle tensioni di trazione e di compressione è costante lungo la sezione. Quindi considerando che:

- $\sigma_s(\xi) = f_y$ tensione di snervamento dell'acciaio;
- $\sigma_c(\eta) = f_c$ tensione di compressione nel calcestruzzo;

e integrando queste due distribuzioni di tensione lungo la sezione si otterrà che:

$$R_s = f_y \rho b y_u \quad (2)$$

$$R_c = f_c b 0,8 x_u = f_c b 0,8 (h - y_u) \quad (3)$$

Quindi sostituendo (2) e (3) nella (1) si valuta la posizione dell'asse neutro come segue:

$$y_u = \left(\frac{0,8 - \frac{N}{f_c b h}}{0,8 + \frac{f_y}{f_c} \rho} \right) h \quad (4)$$

A questo punto nella (4) si introducono due parametri:

- $v = \frac{N}{f_c b h}$ sforzo normale adimensionalizzato;
- $\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h}$ percentuale meccanica di armatura;

ottenendo quindi il seguente valore di y_u :

$$y_u = \frac{0,8 - v}{0,8 + \rho_m} h = \frac{1 - 1,25v}{1 + 1,25\rho_m} h \quad (5)$$

Sostituendo ora la (5) in (2) e (3) si otterranno i valori numerici di R_c e R_s . Noti questi e y_u si andrà a valutare il momento ultimo scrivendo un'equazione di equilibrio alla rotazione attorno al baricentro geometrico della sezione in modo da eliminare il contributo dello sforzo normale N . Si otterrà così la seguente espressione:

$$M_u = R_c \cdot d_c + R_s \cdot d_s \quad (6)$$

Dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione. Facendo riferimento alla figura I e tenendo conto della distribuzione delle tensioni mostrata nella stessa figura I si otterrà che:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_u}{2} \quad (7)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - 0.4x_u = \frac{h}{2} - 0.4(h - y_u) = 0.1h + 0.4y_u \quad (8)$$

Essendo $x_u = (h - y_u)$.

Sostituendo ora (7) e (8) nella (6) e tenendo conto di (2) e (3) si otterrà il valore del momento in condizioni ultime.

$$M_u = (f_c b 0,8(h - y_u))(0.1h + 0.4y_u) + (f_y \rho b y_u) \left(\frac{h}{2} - \frac{y_u}{2} \right) \quad (9)$$

Queste sono espressioni utilizzabili nei campi 2b, 3 e 4.

5.10.3 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete “piena”.

Nel presente paragrafo si andrà a valutare la quantità di armatura necessaria per la parete “piena” affinché questa sia verificata a pressoflessione in accordo con quanto esposto nel paragrafo 7.4.4.5.2 della normativa. Il rinforzo che si andrà a calcolare sarà necessario per scongiurare meccanismi di rottura come quello mostrato in figura I. Le sezioni che saranno analizzate sono quelle individuate nel paragrafo 5.10.1 utilizzando le sollecitazioni di progetto calcolate nello stesso. Inoltre verranno seguite le indicazioni progettuali presenti nel paragrafo 7.4.6.2.4 della normativa.

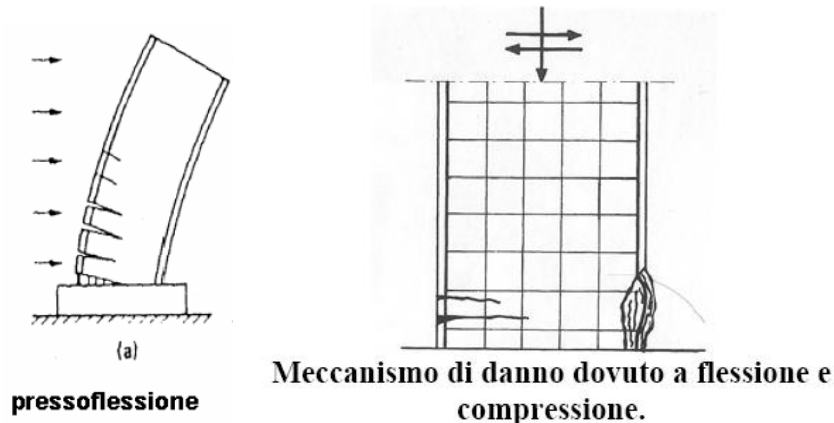


Figura I. Meccanismi di rottura dovuti a pressoflessione.

SEZIONE 1

Sulla sezione 1, posta alla base della parete, agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 4800 \text{ kNm}$

- $N_{Ed} = 5050 \text{ kN}$

In primo luogo si valuterà la quantità minima di armatura necessaria.

$$A_{sv} = \frac{M_{Ed}}{0.9hf_{yd}} = \frac{4800000}{0.9 \cdot 4.7 \cdot 383870000} = 2.95 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 29.5 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

Ora si andranno ad individuare le quantità minime di armatura definite nel paragrafo 7.4.6.2.4 della normativa.

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

Per prima cosa si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 470 \cdot 0.2 = 95cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 95cm$ di conseguenza l’area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 95 \cdot 30 = 2850cm^2 \quad (2)$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 2850cm^2 = 28.5cm^2$$

In figura II sono rappresentate le zone confinate alle estremità della sezione.

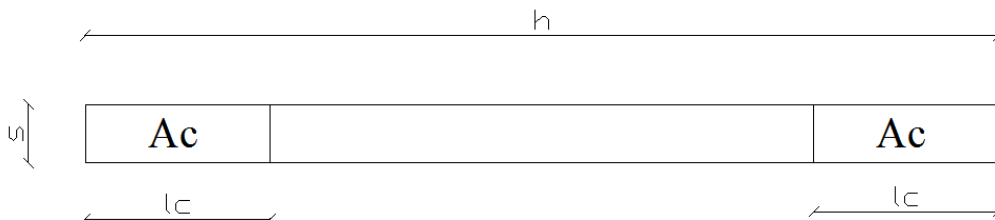


Figura II. Zone confinate.

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 280 = 8400cm^2 \quad (3)$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 8400cm^2 = 16.8cm^2 \quad (4)$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 16.8cm^2 + 2 \cdot 28.5cm^2 = 73.8cm^2 \quad (5)$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/23cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

$$2 \times 4\phi 16/23cm \Rightarrow 2 \times 8.03cm^2 = 16.07cm^2$$

$$A_{sv,c} = 15.38cm^2 + 16.07cm^2 = 31.45cm^2 > 28.5cm^2(\text{minimo normativo}) \quad (6)$$

Area centrale:

$$2 \times 14\phi 10/20cm \Rightarrow 2 \times 10.99cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 21.98cm^2 > 16.8cm^2(\text{minimo normativo}) \quad (7)$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 62.9cm^2 + 21.98cm^2 = 84.98cm^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow > 73.8cm^2(\text{minimo normativo}) \quad (8)$$

In figura III viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

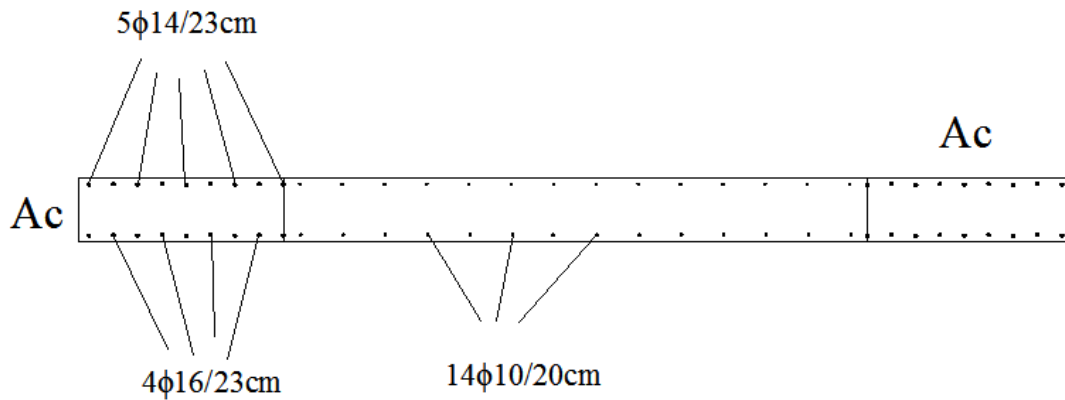


Figura III. Disposizione delle barre verticali.

Nota la quantità di rinforzo verticale è possibile ora calcolare con le formule esposte nei paragrafi 5.10.2.1, 5.10.2.2 e 5.10.2.3 il momento di primo snervamento, il momento di snervamento sostanziale e il momento ultimo della sezione e verificare che questi siano superiori al momento sollecitante. Inoltre i valori dei momenti resistenti calcolati devono essere decurtati del 30% come previsto nel paragrafo 7.4.4.2.2.1 della normativa.

Per prima cosa si andrà a valutare la resistenza a compressione della sezione. La normativa nel paragrafo 7.4.4.5.2.1 dice che per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 470cm \cdot 30cm = 22813800N \quad (9)$$

$$0.4N_{Rd} = 9125500N = 9125kN > N_{Ed} = 5050 kN \quad (10)$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{84.98cm^2}{14100cm^2} = 6.02 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{\left(470cm + \frac{5050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right) - \sqrt{\left(470cm + \frac{5050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)^2 - (470cm)^2(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = \frac{498.37cm - \sqrt{248374cm^2 - 212284cm^2}}{0.961} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 321cm \quad (11)$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 321cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 1112700N \quad (12)$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (470cm - 321cm)^2 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2 \cdot 321cm \cdot 6.47} = 6155150N \quad (13)$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.35m - 1.07m = 1.28m \quad (14)$$

$$d_c = 0.78m + 1.07m = 1.85m \quad (15)$$

Quindi noti i valori di R_s, R_c, d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$\begin{aligned} M_{y1} &= 1112700N \cdot 1.28m + 6155150N \cdot 1.85m = 1424256Nm + 11387027Nm \\ &= 12811283Nm \quad (16) \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 8968000Nm = 8968kNm > M_{Ed} = 4800 kNm \quad (17)$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni di snervamento sostanziale.

I parametri sono gli stessi utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento, questi si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.2. Inoltre bisognerà valutare il δ_y dalla (1).

$$\delta_y = 3 \frac{h}{n_{barre}} = 3 \cdot \frac{470cm}{64} = 22.03cm \quad (18)$$

Dalla (5) si otterrà:

$$y_{ys} = \frac{\left(470cm + \frac{5050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}$$

$$\sqrt{\frac{\left(470cm + \frac{5050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)^2 - ((470cm)^2 + 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot (22.03cm)^2 + 2 \cdot \frac{5050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \cdot 22.03cm)(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}}$$

$$= \frac{498.37cm - \sqrt{248374cm^2 - (220900cm^2 + 18.90cm^2 + 1250cm^2) \cdot 0.961}}{0.961}$$

$$y_{ys} = 323cm \quad (19)$$

Nota la y_{ys} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (3) e (4) del paragrafo 5.10.2.2.

$$R_s = \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot (323cm + 22.03cm) \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 1196000N \quad (20)$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (470cm - 323cm)^2}{2 \cdot (323cm - 22.03cm)} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 6389700N \quad (21)$$

Adesso dall'equazione (9) del paragrafo 5.10.2.2 si andrà a valutare M_{ys} .

$$M_{ys} = 346635 \frac{N}{m} (7.56m^2 - 3.94m^2 - 0.19m^2) +$$

$$+ 6389700N(0.78m + 1.07m) = 1190000Nm + 11820000Nm =$$

$$= 13010000Nm \quad (22)$$

Adesso il valore di M_{ys} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 9107000Nm = 9107kNm > M_{Ed} = 4800 kNm \quad (23)$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento e in quello di snervamento sostanziale si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{5050000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 470 \cdot 30} = 0.221 \quad (24) \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 6.02 \times 10^{-3} = 0.142 \quad (25) \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.221}{1 + 1.25 \cdot 0.142} \right) \cdot 470cm = 289cm \quad (26)$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 289cm = 2003550N \quad (27)$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 181cm = 7028600N \quad (28)$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.35m - 1.44m = 0.91m \quad (29)$$

$$d_c = 0.47m + 1.15m = 1.62m \quad (30)$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 2003550N \cdot 0.91m + 7028600N \cdot 1.62m = 1823230Nm + 11386332Nm =$$
$$= 13210000Nm = 13210kNm \quad (31)$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 9247000Nm = 9247kNm > M_{Ed} = 4800 kNm \quad (32)$$

Si utilizzerà la stessa quantità di armatura lungo tutta la direzione verticale della parete. Infatti la quantità utilizzata per i calcoli precedenti risulta essere la minima imposta dalla normativa e come si è appena visto risulta essere sufficiente per la sezione di base che è quella maggiormente sollecitata. Di conseguenza, non potendo utilizzare una quantità di armatura inferiore a quella minima imposta dalla normativa, questa deve essere adottata lungo tutta l'estensione verticale della parete e naturalmente le verifiche di resistenza saranno soddisfatte per tutte le sezioni. Nella figura IV si mostra la disposizione dei ferri verticali lungo tutta l'altezza della parete e il diagramma del momento ultimo che risulta essere sostanzialmente costante lungo tutta la parete dato che questa è stata armata uniformemente utilizzando la percentuale minima di armatura prevista dalla normativa.

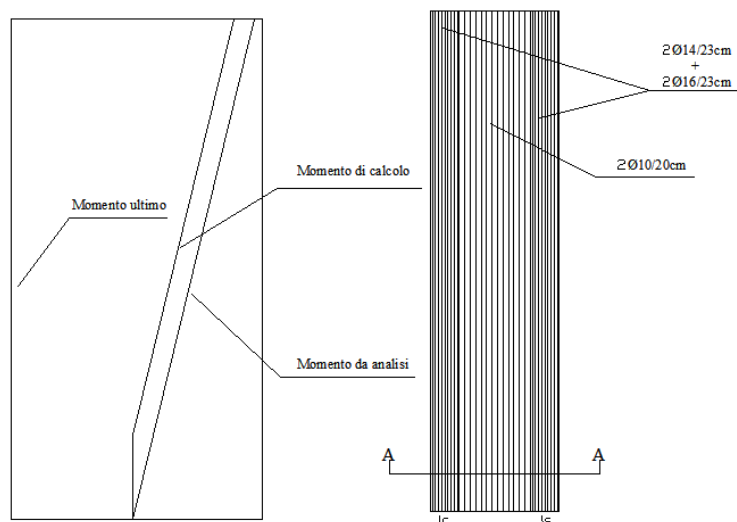


Figura IV. Disposizione dei ferri verticali.

5.10.4 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza a taglio per la parete piena.

Si analizzerà una parete di altezza l e sezione rettangolare $b \times h$ soggetta ad una forza orizzontale F e di cui conosciamo la percentuale di armatura verticale ρ_v . Si dovrà calcolare la percentuale di armatura orizzontale ρ_h necessaria per scongiurare rotture a taglio della parete come quella mostrata nella figura I.

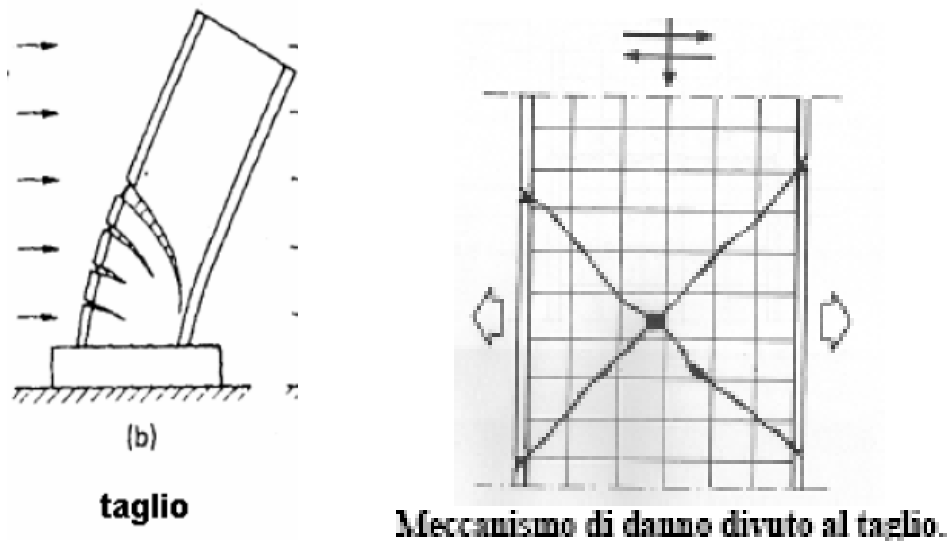


Figura I. Meccanismo di rottura a taglio.

La forza F in questione è il taglio di progetto già calcolate nel paragrafo 5.10.1 la ρ_v è stata calcolata nel paragrafo 5.10.3. Nella figura II si mostra come viene sollecitata la prima parte di parete che verrà analizzata a taglio.

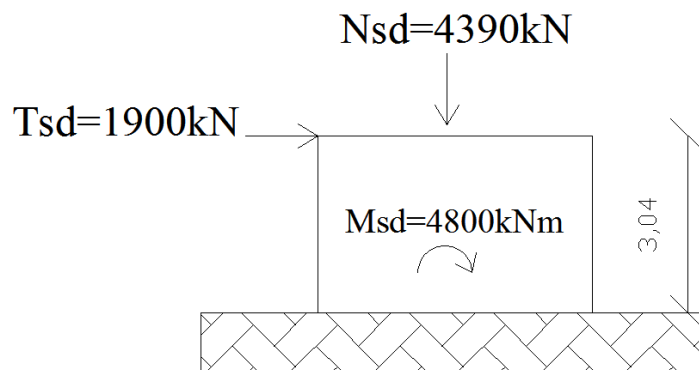


Figura II. Sezione soggetta a taglio.

La verifica a taglio verrà eseguita come definito nel paragrafo 7.4.4.5.2.2 della normativa.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Sezione 1)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300\text{mm}$
- $h = 4700\text{mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 4700 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 4562760\text{N} = 4562\text{kN} > T_{sd} = 1900\text{kN} \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione 1)

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{4800\text{kNm}}{1900\text{kN} \cdot 3.04\text{m}} = 0.83 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

$$\bullet k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{4700}\right)^{1/2} = 1.2$$

$$\bullet d = 4700mm$$

$$\bullet \rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 6.02 \times 10^{-3}$$

$$\bullet \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{4390000N}{14100cm^2} = 311 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet b_w = 300mm$$

$$\bullet v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.245$$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.2 \cdot \left(100 \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2}\right)^{1/3} / 1.5 + 0.4665 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 4700mm$$

$$= 1181000N \geq$$

$$\geq \left(0.245 \frac{N}{mm^2} + 0.4665 \frac{N}{mm^2}\right) 300mm \cdot 4700mm = 1003000N$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + minN_{sd} \quad (6)$$

In cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 470 - 545000N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 304cm} \leq 9.7 \times 10^{-3} \quad (7)$$

Dalla (4) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{1900000N - 1181000N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.83 \cdot 304} = 3.3 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Confrontando la (7) e la (8) si avrà:

$$3.3 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 9.7 \times 10^{-3} \quad (9)$$

Si adotterà un $\rho_h = 4 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 4 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 4 \times 10^{-3} = 30cm \cdot 304cm \cdot 4 \times 10^{-3} = 36.48cm^2 \quad (10)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 8$ con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire 44 staffe $\emptyset 8$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 44\emptyset 8 / 7cm = 2 \cdot 22.1cm^2 = 44.21cm^2 \quad (11)$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti dalla (9), infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{44.21cm^2}{30cm \cdot 304cm} = 4.84 \times 10^{-3} \quad (12)$$

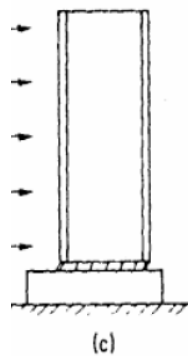
Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 1900kN &\leq 1181000N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 4.84 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.83 \cdot 304cm = \\ &= 1181000N + 1054800N = 2235800N = 2235kN > T_{sd} = 1900kN \quad (13) \end{aligned}$$

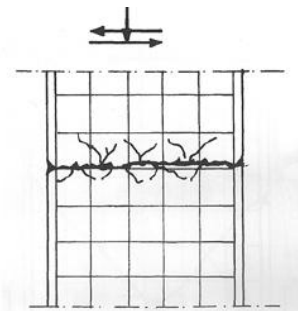
VERIFICATO

Verifica a scorrimento nelle zone critiche. (Sezione 1)

Devono poi essere effettuate delle verifiche a scorrimento nelle zone critiche come per esempio alla base della parete o nelle zone in cui avviene la ripresa del getto per evitare meccanismi di rottura come quelli rappresentati in figura III.



scorrimento



Meccanismo di danno in corrispondenza di riprese di getto

Figura III. Meccanismo di rottura dovuto a scorrimento.

Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare che:

$$T_{sd} \leq T_{Rd,S} \quad (14)$$

dove $T_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento dato dalla seguente espressione:

$$T_{Rd,S} = T_{dd} + T_{id} + T_{fd} \quad (15)$$

nella quale T_{dd} , T_{id} e T_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$T_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (16)$$

$$T_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (17)$$

$$T_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{sd} \right) \cdot \xi + \frac{M_{sd}}{z} \right] \\ 0.5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad (18)$$

Dove

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{con } \alpha_j = 0.6 \Rightarrow 0.6 \left(1 - \frac{28.45 \frac{N}{mm^2}}{250} \right) = 0.53 \quad (19)$$

$$\xi = \frac{h_{comp}}{h_{tot}} = \frac{147cm}{470cm} = 0.312 \quad (20)$$

e μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte

compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i . Definite le diverse espressioni necessarie per la verifica allo scorrimento si andrà a vedere se questa è soddisfatta alla base della parete. Quindi si avrà che la (16), la (17) e la (18) diventeranno:

$$T_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot 84.98 \text{cm}^2 \cdot \sqrt{1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}} = 870650N \\ 0.25 \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 84.98 \text{cm}^2 = \mathbf{815530N} \end{array} \right.$$

$$T_{id} = 38387 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 44.21 \text{cm}^2 \cdot 1 = 1697000N$$

$$T_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \cdot \left[\left(84.98 \text{cm}^2 \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2} + 4390000 \right) \cdot 0.312 + \frac{4800000Nm}{470} \right] = 1438600N \\ 0.5 \cdot 0.53 \cdot 1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 0.312 \cdot 304 \text{cm} \cdot 30 \text{cm} = \mathbf{1293200N} \end{array} \right.$$

Sostituendo ora i valori calcolati nella (15) si otterrà:

$$T_{Rd,S} = 815530N + 1697000N + 1293200N = 3805530N = 3805kN > T_{sd} = 1900kN$$

VERIFICATO

Si andrà ora a calcolare la quantità necessaria di rinforzo a taglio per la sezione immediatamente sopra a quella di base (figura IV). Le formule da usare sono identiche a quelle appena usate per la sezione di base quindi ci si limiterà a riportare i calcoli.

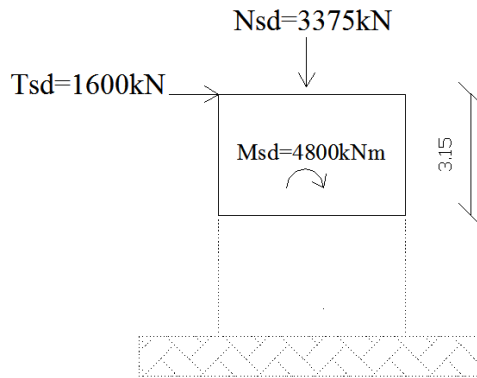


Figura IV. Sezione soggetta a taglio.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Sezione 2)

Questa verifica risulta essere soddisfatta per tutta la parete in quanto come si vede dalla (1) il valore di T_{Rcd} non dipende dalla quantità di rinforzo orizzontale e quindi risulta essere costante lungo l'altezza della parete. Perciò essendo soddisfatta la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima per la sezione 1, che risulta essere la più sollecitata a taglio, tale verifica sarà automaticamente soddisfatta per tutte le altre sezioni della parete.

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione 2)

Verranno, come già detto, riportati solo i calcoli il procedimento da seguire è lo stesso visto per la sezione 1.

Dalla (3) si otterrà:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{4800 \text{ kNm}}{1600 \text{ kN} \cdot 3.15 \text{ m}} = 0.95$$

Dalla (5):

$$T_{rd,c} = 1029500N$$

Da (7) e da (8):

$$2.2 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 7.9 \times 10^{-3}$$

Quindi si adotterà un $\rho_h = 4 \times 10^{-3}$, di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale seguente:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 4 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 4 \times 10^{-3} = 30cm \cdot 315cm \cdot 4 \times 10^{-3} = 37.8cm^2$$

Quindi si provvederà ad inserire 44 staffe $\emptyset 8$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 45\emptyset 8/7cm = 2 \cdot 22.6cm^2 = 45.21cm^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti in precedenza, infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{45.21cm^2}{30cm \cdot 315cm} = 4.78 \times 10^{-3}$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} &= 1900kN \leq 1029500N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 4.78 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.95 \cdot 315cm = \\ &= 1029500N + 1236300N = 2265800N = 2265kN > T_{sd} = 1600kN \end{aligned}$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione 3)

Si andrà ora a calcolare la quantità necessaria di rinforzo a taglio per la sezione 3 (figura V). Le formule da usare sono identiche a quelle appena usate per la sezione di base quindi ci si limiterà a riportare i calcoli.

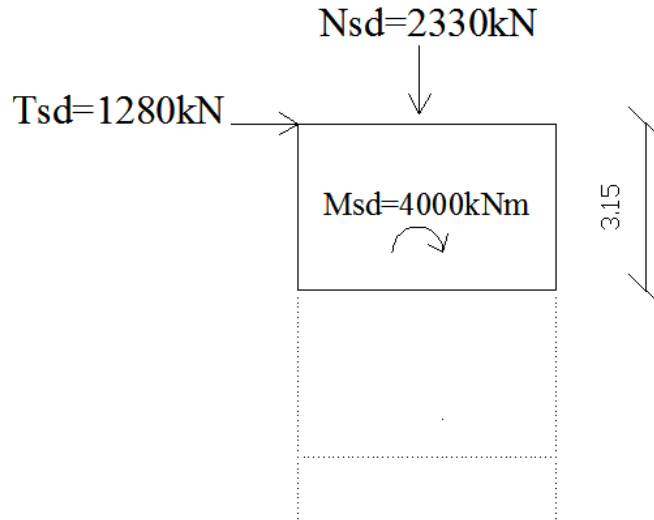


Figura V. Sezione soggetta a taglio.

Verranno, come già detto, riportati solo i calcoli il procedimento da seguire è lo stesso visto per la sezione 1.

Dalla (3) si otterrà:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{4000 \text{ kNm}}{1280 \text{ kN} \cdot 3.15 \text{ m}} = 0.99$$

Dalla (5):

$$T_{rd,c} = 872600 \text{ N}$$

Da (7) e da (8):

$$1.87 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 8.98 \times 10^{-3}$$

Quindi si adotterà un $\rho_h = 4 \times 10^{-3}$, di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale seguente:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 4 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 4 \times 10^{-3} = 30 \text{ cm} \cdot 315 \text{ cm} \cdot 4 \times 10^{-3} = 37.8 \text{ cm}^2$$

Quindi si provvederà ad inserire 63 staffe $\emptyset 6$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 63 \emptyset 6 / 5 \text{ cm} = 2 \cdot 17.8 \text{ cm}^2 = 35.6 \text{ cm}^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti in precedenza, infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{35.6 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 315 \text{ cm}} = 3.76 \times 10^{-3}$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} &= 1900 \text{ kN} \leq 872600 \text{ N} + 0.75 \cdot 38387 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \cdot 3.76 \times 10^{-3} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 0.99 \cdot 315 \text{ cm} = \\ &= 872600 \text{ N} + 1012800 \text{ N} = 1885400 \text{ N} = 1885 \text{ kN} > T_{sd} = 1280 \text{ kN} \end{aligned}$$

VERIFICATO

La quantità di armatura appena adottata è la minima imposta dalla normativa quindi se riesce a soddisfare i requisiti di resistenza richiesti dalla sezione 3 sicuramente soddisferà anche i requisiti richiesti dalle altre sezioni poste al di sopra della 3 perché queste sono meno sollecitate a taglio. Con ciò tale quantità di armatura orizzontale verrà utilizzata fino al raggiungimento della sommità della parete.

In figura VI viene mostrata la disposizione dei ferri lungo la direzione verticale della parete mentre in figura VII si rappresentano i dettagli della sezione A. la disposizione dei ferri nella sezione B risulta essere uguale a quella della sezione A ovviamente con ferri di dimensioni diverse già specificate in precedenza.

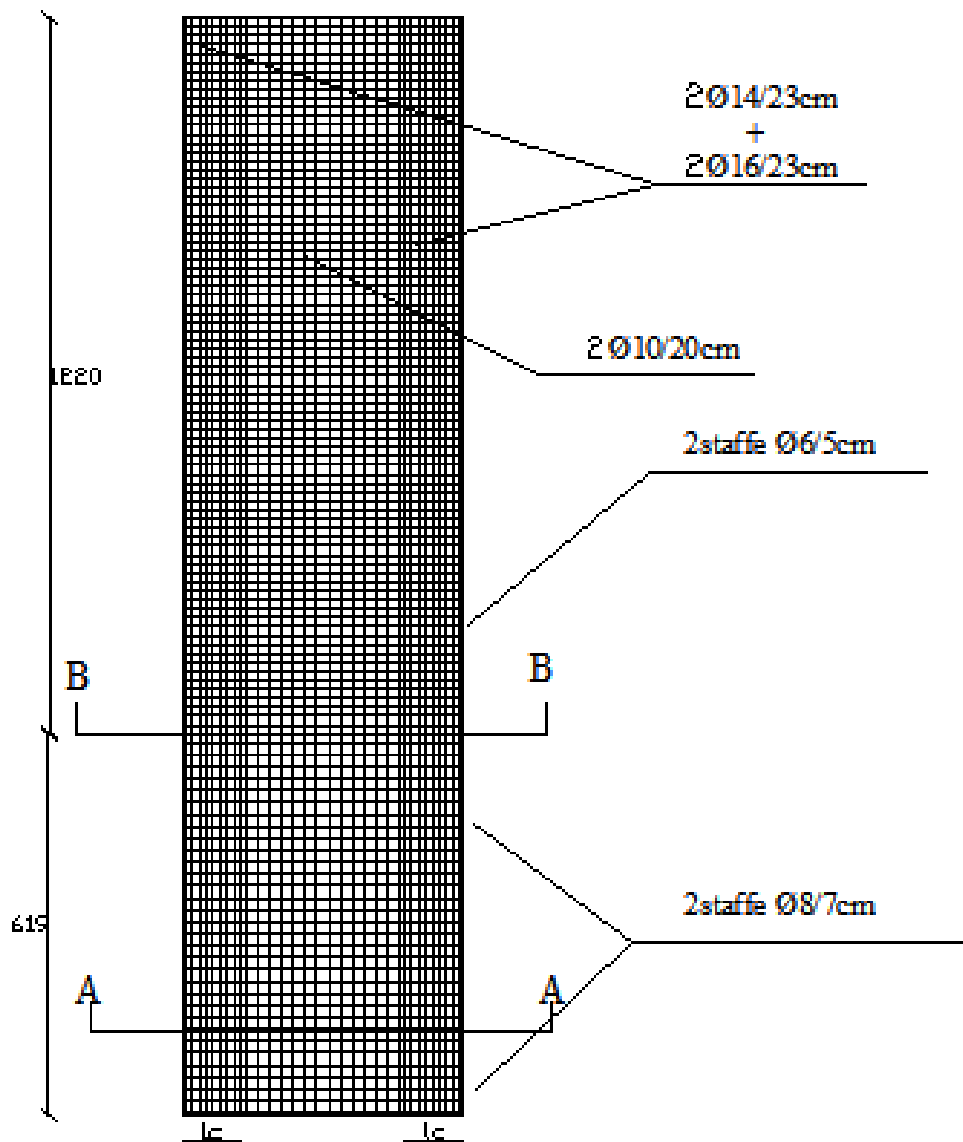


Figura VI. Disposizione dei ferri in direzione verticale.

SEZIONE A-A

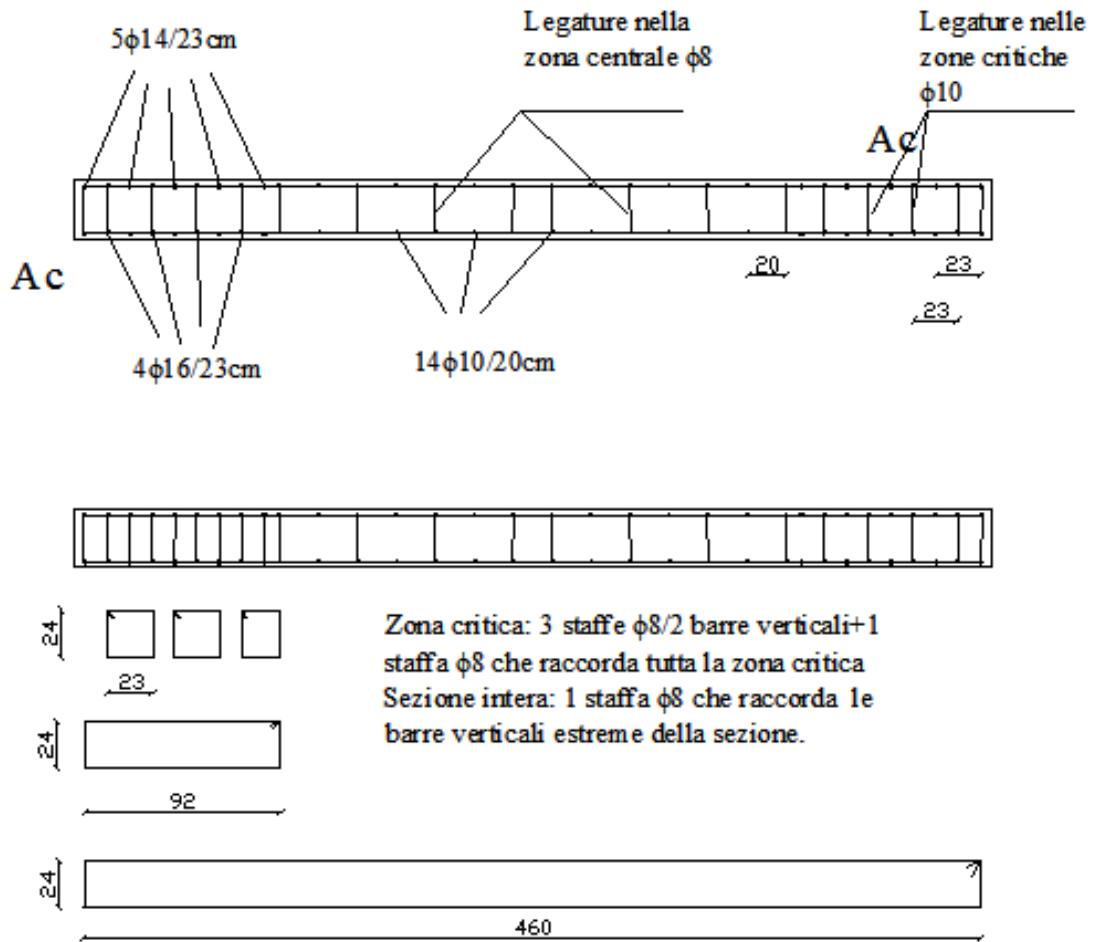


Figura VII. Disposizione dei ferri nella sezione A.

5.10.5 Sollecitazioni di progetto per la parete accoppiata.

Come già fatto nel paragrafo 5.10.1 per la parete piena si definiranno le linee di sezione nei punti di interesse per valutare le sollecitazioni fornite dal calcolatore per la parete accoppiata, queste poi verranno incrementate come previsto da normativa e si procederà al calcolo delle armature necessarie. Sono state scelte come sezioni di interesse quelle mostrate in figura I. La parete è stata suddivisa in quattro parti contrassegnate dalle lettere A, B, C e D per ognuna di queste parti si andrà a valutare la quantità necessaria di armatura verticale ed orizzontale per resistere alle sollecitazioni esterne di momento e taglio.

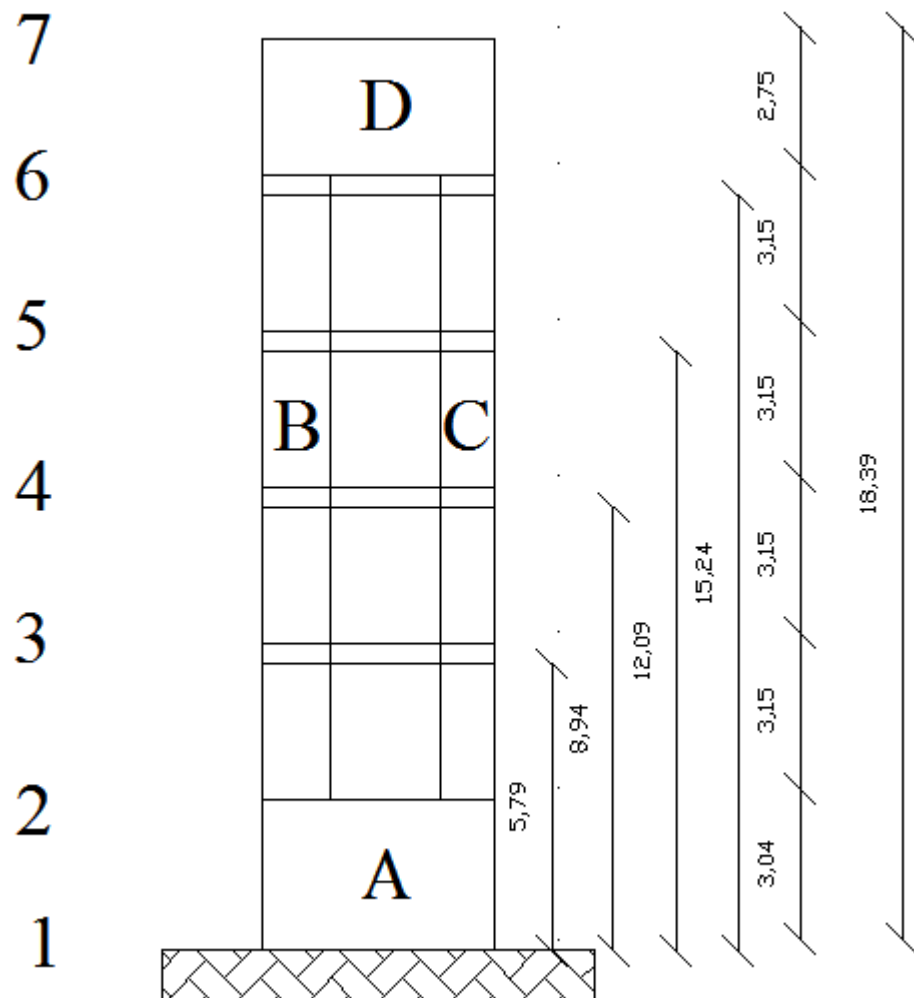


Figura I. Sezioni per il calcolo delle sollecitazioni

In ognuna di queste sezioni sono state fatte delle section cut in modo da valutare le sollecitazioni fornite dal SAP2000. Di seguito vengono riportate le tabelle che registrano le sollecitazioni sulle varie sezioni. Nelle caselle evidenziate sono indicate le sollecitazioni massime in valore assoluto che verranno utilizzate per il calcolo delle armature necessarie per la parete.

SEZIONE A

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A1	Max	943,653	7,518	1464,606	17,365	2726,8066	16,1624
A1	Min	-909,391	-9,805	139,601	-18,5872	-2346,114	-20,7831
A1	Max	449,81	21,782	2909,172	46,7517	1202,237	11,7793
A1	Min	-415,548	-24,069	-1304,966	-47,9738	-821,5439	-16,4

SEZIONE B1

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B1	Max	197,278	3,321	667,582	4,0901	412,6897	2,7417
B1	Min	-221,342	-2,667	29,758	-5,5636	-471,432	-3,1899
B1	Max	138,596	6,978	1155,368	11,7767	266,193	4,166
B1	Min	-162,66	-6,324	-458,028	-13,2503	-324,9352	-4,6141

SEZIONE B2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B2	Max	161,099	3,798	582,572	3,5788	267,2026	2,3877
B2	Min	-173,325	-2,436	-44,428	-6,187	-297,3498	-3,3008
B2	Max	98,458	7,228	789,681	9,6252	159,9155	3,5524
B2	Min	-110,684	-5,866	-251,537	-12,2334	-190,0627	-4,4655

SEZIONE B3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B3	Max	143,546	3,478	506,962	2,6208	202,2192	1,8354
B3	Min	-154,071	-1,957	-107,722	-5,4499	-227,609	-2,9608
B3	Max	77,515	6,686	499,009	7,1844	120,6995	2,5251
B3	Min	-88,04	-5,165	-99,769	-10,0135	-146,0893	-3,6505

SEZIONE B4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B4	Max	92,411	3,44	430,923	2,0346	106,946	1,0953
B4	Min	-108,94	-1,547	-173,823	-5,1999	-136,8256	-2,0586
B4	Max	37,254	5,815	294,163	4,2224	56,1681	1,4675
B4	Min	-53,783	-3,922	-37,063	-7,3877	-86,0476	-2,4308

SEZIONE B5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B5	Max	190,831	3,485	379,639	3,8418	54,4455	0,901
B5	Min	-184,172	-3,216	-256,094	-5,3049	-64,0748	-1,2556
B5	Max	78,59	4,862	190,74	3,1865	36,6363	1,2281
B5	Min	-71,932	-4,593	-67,196	-4,6496	-46,2656	-1,5827

SEZIONE B6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B6	Max	12,077	2,239	167,838	0,6333	92,2274	1,4602
B6	Min	-25,835	-1,973	-95,585	-1,5661	-94,3167	-1,7404
B6	Max	10,937	1,417	95,093	1,4615	36,8225	2,1571
B6	Min	-24,696	-1,151	-22,84	-2,3943	-38,9118	-2,4372

SEZIONE C1

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C1	Max	151,804	3,688	716,828	4,8056	290,5283	2,3689
C1	Min	-130,771	-2,907	-99,122	-6,3488	-248,9465	-1,8541
C1	Max	93,938	7,215	1045,684	11,828	174,559	3,152
C1	Min	-72,906	-6,434	-427,978	-13,3711	-132,9772	-2,6372

SEZIONE C2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C2	Max	127,514	3,892	650,843	3,8871	201,4355	2,6468
C2	Min	-116,569	-2,653	-160,521	-6,3217	-183,0971	-2,0911
C2	Max	79,21	7,432	769,662	10,0431	128,2721	3,6932
C2	Min	-68,265	-6,193	-279,339	-12,4777	-109,9337	-3,1375

SEZIONE C3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C3	Max	119,275	4,041	528,122	4,5363	169,7171	2,3829
C3	Min	-106,31	-3,046	-159,776	-6,5162	-148,9486	-1,8496
C3	Max	74,603	7,181	502,741	9,1422	115,9379	3,4306
C3	Min	-61,637	-6,186	-134,396	-11,1221	-95,1695	-2,8974

SEZIONE C4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C4	Max	84,364	4,403	398,35	4,5877	110,4619	1,7475
C4	Min	-71,61	-3,371	-158,097	-6,5028	-90,3939	-1,3542
C4	Max	56,251	6,614	279,95	7,0002	83,426	2,5095
C4	Min	-43,497	-5,582	-39,697	-8,9153	-63,358	-2,1162

SEZIONE C5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C5	Max	184,334	2,242	333,27	3,3275	99,1152	0,5798
C5	Min	-155,824	-2,604	-247,853	-3,4426	-64,4455	-0,6206
C5	Max	82,516	3,403	156,618	3,098	52,8641	0,2861
C5	Min	-54,005	-3,765	-71,2	-3,213	-18,1943	-0,3268

SEZIONE C6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C6	Max	14,951	1,255	138,232	0,5467	63,0302	0,8086
C6	Min	3,185	-1,447	-67,68	-1,0986	-68,933	-1,0028
C6	Max	15,167	0,628	85,429	1,0273	23,3384	0,653
C6	Min	2,969	-0,82	-14,876	-1,5792	-29,2411	-0,8472

Le sollecitazioni flettenti e di taglio ottenute dal SAP2000 serviranno ora per creare rispettivamente gli involuipi del momento flettente di progetto e il diagramma del taglio di progetto come previsto dalla normativa e come già mostrato nel paragrafo 5.10.1.

In figura II vengono mostrate le sollecitazioni di calcolo agenti sulla parte A della parete. La sollecitazione di taglio è ottenuta incrementando il valore fornito dal SAP2000 per 1,5 volte ($T_{sd} = 1.5 \cdot T_{SAP2000} = 1.5 \cdot 943 \cong 1450kN$), mentre i valori del momento e dello sforzo normale sono quelli presi direttamente dal calcolatore. Nelle figure III e IV si mostrano i diagrammi del taglio e del momento calcolati come da normativa per le parti B e C della parete.

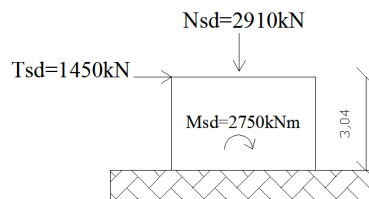


Figura II. Sollecitazioni di calcolo per la parte A dell'intera parete.

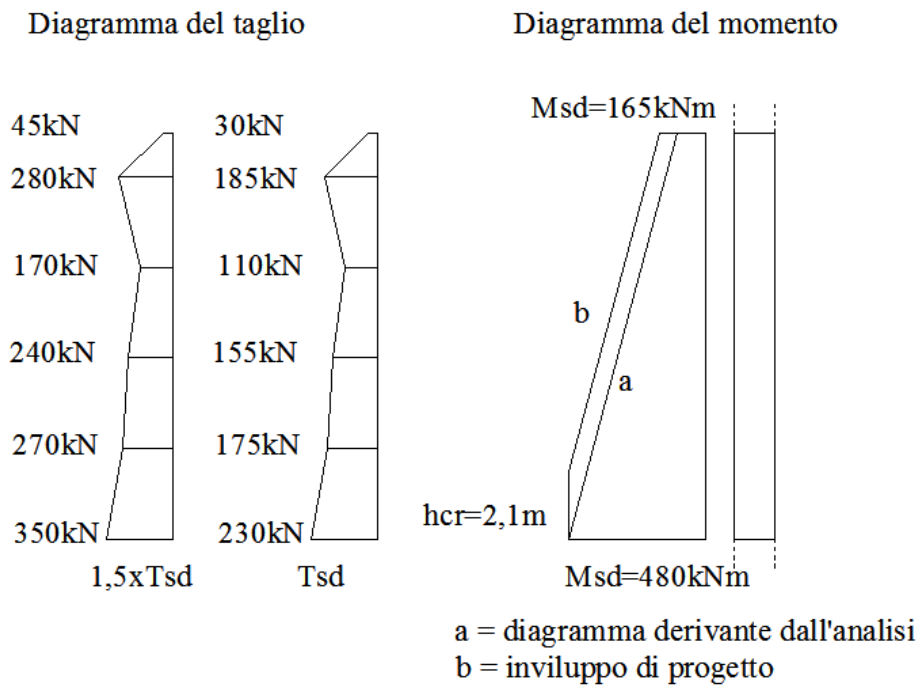


Figura III. Sollecitazioni di calcolo per la parte B dell'intera parete.

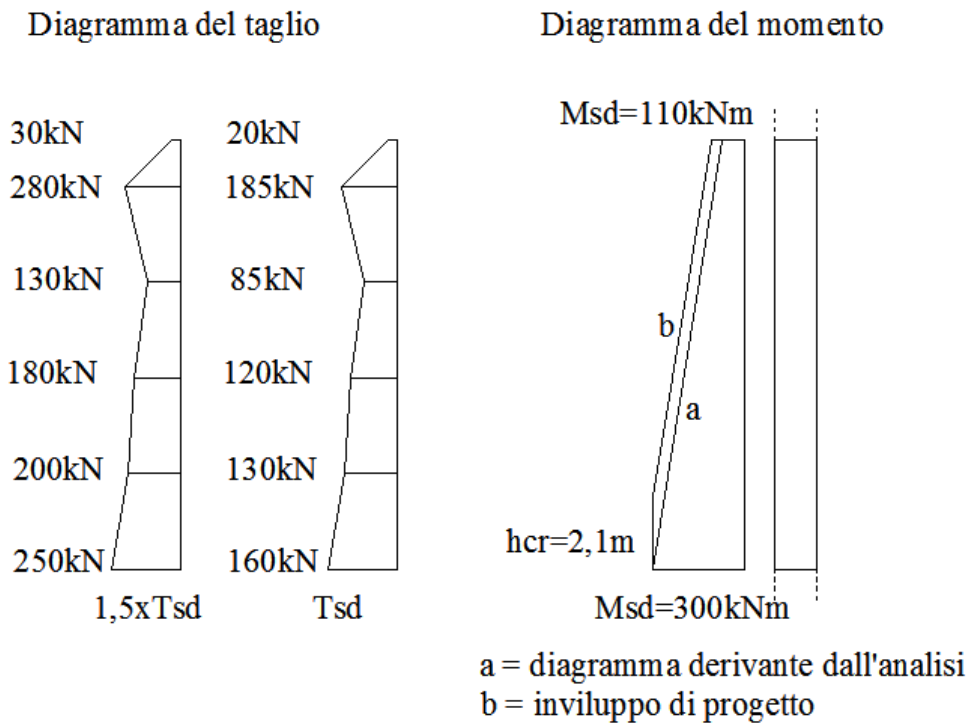


Figura IV. Sollecitazioni di calcolo per la parte C dell'intera parete.

5.10.6 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete accoppiata.

Si partirà con l'analisi della sezione A mostrata nella figura II del paragrafo 5.10.5. verrà dapprima effettuata una verifica a pressoflessione tenendo conto del procedimento seguito nel paragrafo 5.10.3.

SEZIONE A

Sulla sezione 1, posta alla base della parete, agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 2750 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 2910 \text{ kN}$

In primo luogo si valuterà la quantità minima di armatura necessaria.

$$A_{sv} = \frac{M_{Ed}}{0.9hf_{yd}} = \frac{2750000}{0.9 \cdot 4.7 \cdot 383870000} = 1.693 \times 10^{-3} m^2 = 16.9 cm^2 \quad (1)$$

Quindi si individuerà la lunghezza "confinata".

$$l_c = l \cdot 0.2 = 470 \cdot 0.2 = 95 cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45 cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 95 cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 95 \cdot 30 = 2850 cm^2 \quad (2)$$

Si adotterà nella zona "confinata" una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 2850 cm^2 = 28.5 cm^2$$

In figura II sono rappresentate le zone confinate alle estremità della sezione.

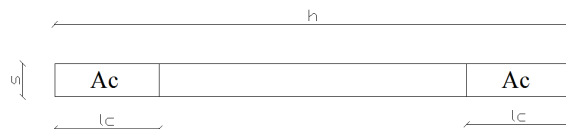


Figura I. Zone confinate.

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 280 = 8400cm^2 \quad (3)$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 8400cm^2 = 16.8cm^2 \quad (4)$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 16.8cm^2 + 2 \cdot 28.5cm^2 = 73.8cm^2 \quad (5)$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/23cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

$$2 \times 4\phi 16/23cm \Rightarrow 2 \times 8.03cm^2 = 16.07cm^2$$

$$A_{sv,c} = 15.38cm^2 + 16.07cm^2 = 31.45cm^2 > 28.5cm^2 (\text{minimo normativo}) \quad (6)$$

Area centrale:

$$2 \times 14\phi 10/20cm \Rightarrow 2 \times 10.99cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 21.98cm^2 > 16.8cm^2 (\text{minimo normativo}) \quad (7)$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 62.9cm^2 + 21.98cm^2 = 84.98cm^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow > 73.8cm^2 (\text{minimo normativo}) \quad (8)$$

In figura II viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

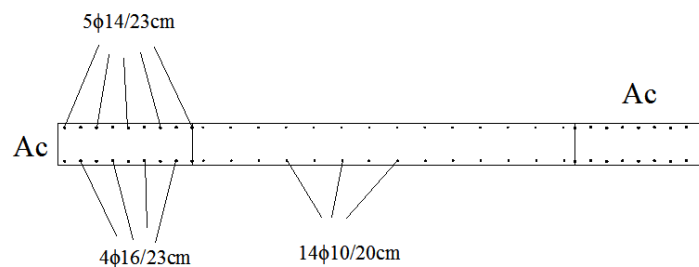


Figura II. Disposizione delle barre verticali.

Nota la quantità di rinforzo verticale è possibile ora calcolare con le formule esposte nei paragrafi 5.10.2.1, 5.10.2.2 e 5.10.2.3 il momento di primo snervamento, il momento di snervamento sostanziale e il momento ultimo della sezione e verificare che questi siano superiori al momento sollecitante. Inoltre i valori dei momenti resistenti calcolati devono essere decurtati del 30% come previsto nel paragrafo 7.4.4.2.2.1 della normativa.

Per prima cosa si andrà a valutare la resistenza a compressione della sezione. La normativa nel paragrafo 7.4.4.5.2.1 dice che per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 470cm \cdot 30cm = 22813800N \quad (9)$$

$$0.4N_{Rd} = 9125500N = 9125kN > N_{Ed} = 2910 kN \quad (10)$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell’asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{84.98cm^2}{14100cm^2} = 6.02 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{\left(470cm + \frac{2910000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right) - \sqrt{\left(470cm + \frac{2910000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)^2 - (470cm)^2(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = \frac{486.34\text{cm} - \sqrt{236535\text{cm}^2 - 212284\text{cm}^2}}{0.961} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 344\text{cm} \quad (11)$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 30\text{cm} \cdot 344\text{cm} \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{2} = 1192423N \quad (12)$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (470\text{cm} - 344\text{cm})^2}{2 \cdot 344\text{cm}} \frac{38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{6.47} = 4107275N \quad (13)$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.35\text{m} - 1.15\text{m} = 1.2\text{m} \quad (14)$$

$$d_c = 0.78\text{m} + 1.15\text{m} = 1.93\text{m} \quad (15)$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 1192423N \cdot 1.2\text{m} + 4107275 \cdot 1.93\text{m} = 1430900Nm + 7927040Nm$$

$$= 9357940Nm \quad (16)$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 6550558Nm = 6550kNm > M_{Ed} = 2750 kNm \quad (17)$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni di snervamento sostanziale.

I parametri sono gli stessi utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento, questi si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.2. Inoltre bisognerà valutare il δ_y dalla (1).

$$\delta_y = 3 \frac{h}{n_{barre}} = 3 \cdot \frac{470cm}{64} = 22.03cm \quad (18)$$

Dalla (5) si otterrà:

$$y_{ys} = \frac{\left(470cm + \frac{2910000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \right)}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})} -$$

$$\sqrt{\frac{\left(470cm + \frac{2910000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \right)^2 - ((470cm)^2 + 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot (22.03cm)^2 + 2 \cdot \frac{2910000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \cdot 22.03cm)(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}}$$

$$= \frac{486.34cm - \sqrt{236535cm^2cm^2 - (220900cm^2 + 18.90cm^2 + 720cm^2) \cdot 0.961}}{0.961} =$$

$$y_{ys} = 346cm \quad (19)$$

Nota la y_{ys} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (3) e (4) del paragrafo 5.10.2.2.

$$R_s = \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot (346cm + 22.03cm) \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 1272250N \quad (20)$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (470cm - 346cm)^2}{2 \cdot (346cm - 22.03cm)} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 4305550N \quad (21)$$

Adesso dall'equazione (9) del paragrafo 5.10.2.2 si andrà a valutare M_{ys} .

$$\begin{aligned} M_{ys} &= 346635 \frac{N}{m} (8.08m^2 - 3.45m^2 - 0.24m^2) + \\ &+ 4305550N (0.78m + 1.15m) = 1521700Nm + 8309700Nm = \\ &= 9831400Nm \quad (22) \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_{ys} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 6882000Nm = 6882kNm > M_{Ed} = 2750 kNm \quad (23)$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento e in quello di snervamento sostanziale si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{2910000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 470 \cdot 30} = 0.127 \quad (24) \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 6.02 \times 10^{-3} = 0.142 \quad (25) \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.127}{1 + 1.25 \cdot 0.142} \right) \cdot 470cm = 335cm \quad (26)$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 335cm = 2322450N \quad (27)$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 135cm = 5242320N \quad (28)$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.35m - 1.67m = 0.68m \quad (29)$$

$$d_c = 0.47m + 1.34m = 1.81m \quad (30)$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$\begin{aligned} M_u &= 2322450N \cdot 0.68m + 5242320N \cdot 1.81m = 1579266Nm + 9490000Nm = \\ &= 11069266Nm = 11069kNm \quad (31) \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 7748486Nm = 7748kNm > M_{Ed} = 2750 kNm \quad (32)$$

SEZIONE B-1

Sulla sezione 1, posta alla base della parete, agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 480 kNm$
- $N_{Ed} = 1160 kN$

In primo luogo si valuterà la quantità minima di armatura necessaria.

$$A_{sv} = \frac{M_{Ed}}{0.9hf_{yd}} = \frac{480000}{0.9 \cdot 1.4 \cdot 383870000} = 9.9 \times 10^{-4}m^2 = 9.9cm^2$$

Quindi si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 140 \cdot 0.2 = 28cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350 \text{ cm}^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350 \text{ cm}^2 = 13.5 \text{ cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 50 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 1500 \text{ cm}^2 = 3 \text{ cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 3 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 13.5 \text{ cm}^2 = 30 \text{ cm}^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times 7.69 \text{ cm}^2 = 15.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv,c} = 15.38 \text{ cm}^2 > 13.5 \text{ cm}^2 (\text{minimo normativo})$$

Area centrale:

$$2 \times 4\phi 8/10 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times 2.0096 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv,centr} = 4.01 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 (\text{minimo normativo})$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 30.76 \text{ cm}^2 + 4.01 \text{ cm}^2 = 34.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow > 30 \text{ cm}^2 (\text{minimo normativo})$$

In figura II viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

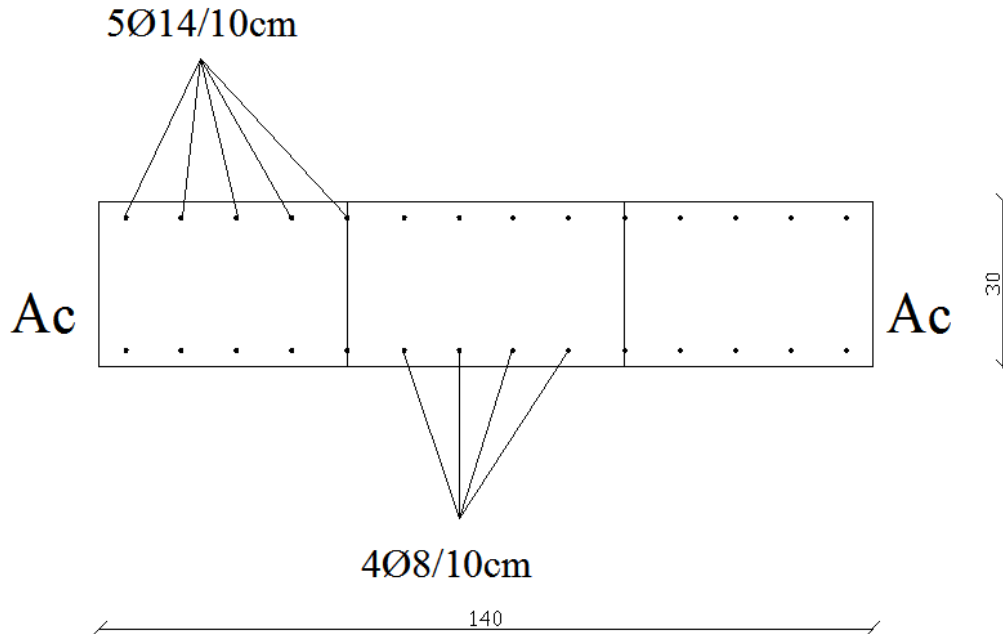


Figura II. Disposizione delle barre verticali.

Nota la quantità di rinforzo verticale è possibile ora calcolare con le formule esposte nei paragrafi 5.10.2.1, 5.10.2.2 e 5.10.2.3 il momento di primo snervamento, il momento di snervamento sostanziale e il momento ultimo della sezione e verificare che questi siano superiori al momento sollecitante. Inoltre i valori dei momenti resistenti calcolati devono essere decurtati del 30% come previsto nel paragrafo 7.4.4.2.2.1 della normativa.

Per prima cosa si andrà a valutare la resistenza a compressione della sezione. La normativa nel paragrafo 7.4.4.5.2.1 dice che per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 140cm \cdot 30cm = 6795600N$$

$$0.4N_{Rd} = 2718240N = 2718kN > N_{Ed} = 1160 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{34.77cm^2}{4200cm^2} = 8.27 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{\left(140cm + \frac{1160000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right) - \sqrt{\left(140cm + \frac{1160000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)^2 - (140cm)^2(1 - 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3})}}{(1 - 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3})} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = \frac{146.51cm - \sqrt{21467cm^2 - 18541cm^2}}{0.946}$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 97cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{8.27 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 97cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 461900N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (140cm - 97cm)^2}{2 \cdot 97cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 1696431N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.7m - 0.32m = 0.38m$$

$$d_c = 0.23m + 0.32m = 0.55m$$

Quindi noti i valori di R_s, R_c, d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 461900N \cdot 0.38m + 1696431N \cdot 0.55m = 175550Nm + 933050Nm$$
$$= 1108600Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 776000Nm = 776kNm > M_{Ed} = 480 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni di snervamento sostanziale.

I parametri sono gli stessi utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento, questi si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.2. Inoltre bisognerà valutare il δ_y dalla (1).

$$\delta_y = 3 \frac{h}{n_{barre}} = 3 \cdot \frac{140cm}{28} = 15cm$$

Dalla (5) si otterrà:

$$y_{ys} = \frac{\left(140cm + \frac{1160000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \right)}{(1 - 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3})}$$

$$= \frac{\sqrt{\left(140cm + \frac{1160000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \right)^2 - ((140cm)^2 + 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3} \cdot (15cm)^2 + 2 \frac{1160000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} 15cm)(1 - 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3})}}{(1 - 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3})}}$$
$$= \frac{146.51cm - \sqrt{21467cm^2 - (19600cm^2 + 12.03cm^2 + 195.5cm^2) \cdot 0.946}}{0.946} =$$

$$y_{ys} = 99cm$$

Nota la y_{ys} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (3) e (4) del paragrafo 5.10.2.2.

$$R_s = \frac{8.27 \times 10^{-3} \cdot 30\text{cm} \cdot (98\text{cm} + 15\text{cm}) \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{2} = 490476N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (140\text{cm} - 98\text{cm})^2 \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{2 \cdot (98\text{cm} - 15\text{cm}) \cdot 6.47} = 1688000N$$

Adesso dall'equazione (9) del paragrafo 5.10.2.2 si andrà a valutare M_{ys} .

$$\begin{aligned} M_{ys} &= 476190 \frac{N}{m} (0.69\text{m}^2 - 0.288\text{m}^2 - 0.01\text{m}^2) + \\ &+ 1591500N (0.23\text{m} + 0.33\text{m}) = 190000Nm + 945280Nm = \\ &= 1135280Nm \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_{ys} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 794700Nm = 794kNm > M_{Ed} = 480 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento e in quello di snervamento sostanziale si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$v = \frac{N}{f_c b h} = \frac{1160000N}{1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 140 \cdot 30} = 0.170 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{1618 \frac{N}{\text{cm}^2}} 8.27 \times 10^{-3} = 0.194 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.170}{1 + 1.25 \cdot 0.194} \right) \cdot 140\text{cm} = 89\text{cm}$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 8.27 \times 10^{-3} \cdot 30\text{cm} \cdot 89\text{cm} = 847620N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 30\text{cm} \cdot 0.8 \cdot 51\text{cm} = 1980500N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.7\text{m} - 0.44\text{m} = 0.26\text{m}$$

$$d_c = 0.14\text{m} + 0.36\text{m} = 0.5\text{m}$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$\begin{aligned} M_u &= 847620N \cdot 0.26\text{m} + 1980500N \cdot 0.5\text{m} = 220400Nm + 990250Nm = \\ &= 1210650Nm = 1210kNm \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 847455Nm = 847kNm > M_{Ed} = 480 kNm$$

SEZIONE C-1

Sulla sezione C-1 agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 300 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 1050 \text{ kN}$

In primo luogo si valuterà la quantità minima di armatura necessaria.

$$A_{sv} = \frac{M_{Ed}}{0.9h f_{yd}} = \frac{300000}{0.9 \cdot 1.1 \cdot 383870000} = 7.89 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.89 \text{ cm}^2$$

Quindi si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 110 \cdot 0.2 = 22 \text{ cm} \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45 \text{ cm} \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45 \text{ cm}$ di conseguenza l’area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350 \text{ cm}^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350 \text{ cm}^2 = 13.5 \text{ cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 20 = 600 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 600 \text{ cm}^2 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 1.2cm^2 + 2 \cdot 13.5cm^2 = 28.2cm^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

$$A_{sv,c} = 15.38cm^2 > 13.5cm^2 (\text{minimo normativo})$$

Area centrale:

$$2 \times 2\phi 8/10cm \Rightarrow 2 \times 1cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 2cm^2 > 1.2cm^2 (\text{minimo normativo})$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 30.76cm^2 + 2cm^2 = 32.76cm^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow > 28.2cm^2 (\text{minimo normativo})$$

In figura II viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

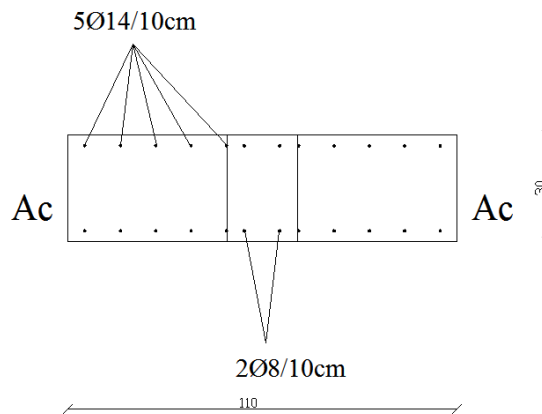


Figura II. Disposizione delle barre verticali.

Nota la quantità di rinforzo verticale è possibile ora calcolare con le formule esposte nei paragrafi 5.10.2.1, 5.10.2.2 e 5.10.2.3 il momento di primo snervamento, il momento di snervamento sostanziale e il momento ultimo della sezione e verificare che questi siano superiori al momento sollecitante. Inoltre i valori dei momenti resistenti calcolati devono essere decurtati del 30% come previsto nel paragrafo 7.4.4.2.2.1 della normativa.

Per prima cosa si andrà a valutare la resistenza a compressione della sezione. La normativa nel paragrafo 7.4.4.5.2.1 dice che per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 110cm \cdot 30cm = 5339400N$$

$$0.4N_{Rd} = 2135760N = 2135kN > N_{Ed} = 1050 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell’asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{32.76cm^2}{3300cm^2} = 9.9 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{\left(110cm + \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right) - \sqrt{\left(110cm + \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)^2 - (110cm)^2(1 - 6.47 \cdot 9.9 \times 10^{-3})}}{(1 - 6.47 \cdot 9.9 \times 10^{-3})} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = \frac{115.89cm - \sqrt{13432cm^2 - 11325cm^2}}{0.935} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 74cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{9.9 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 74cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 421835N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (110cm - 74cm)^2}{2 \cdot 74cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 1558635N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.55m - 0.24m = 0.31m$$

$$d_c = 0.18m + 0.24m = 0.42m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 421835N \cdot 0.31m + 1558635N \cdot 0.42m = 130770Nm + 654630Nm$$

$$= 785400Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 549780Nm = 549kNm > M_{Ed} = 300 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni di snervamento sostanziale.

I parametri sono gli stessi utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento, questi si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.2. Inoltre bisognerà valutare il δ_y dalla (1).

$$\delta_y = 3 \frac{h}{n_{barre}} = 3 \cdot \frac{110cm}{24} = 13.75cm$$

Dalla (5) si otterrà:

$$y_{ys} = \frac{\left(110cm + \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \right)}{(1 - 6.47 \cdot 9.9 \times 10^{-3})} -$$

$$\sqrt{\frac{\left(110cm + \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \right)^2 - ((110cm)^2 + 6.47 \cdot 9.9 \times 10^{-3} \cdot (13.75cm)^2 + 2 \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm} \cdot 13.75cm)(1 - 6.47 \cdot 9.9 \times 10^{-3})}{(1 - 6.47 \cdot 8.27 \times 10^{-3})}}$$

$$= \frac{115.89cm - \sqrt{13430cm^2 - (12100cm^2 + 12.11cm^2 + 162.22cm^2) \cdot 0.935}}{0.935} =$$

$$y_{ys} = 77cm$$

Nota la y_{ys} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (3) e (4) del paragrafo 5.10.2.2.

$$R_s = \frac{9.9 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot (77cm + 13.75cm) \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 517320N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (110cm - 77cm)^2}{2 \cdot (77cm - 13.75cm)} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 1532280N$$

Adesso dall'equazione (9) del paragrafo 5.10.2.2 si andrà a valutare M_{ys} .

$$\begin{aligned}M_{ys} &= 570050 \frac{N}{m} (0.42m^2 - 0.133m^2 - 0.03m^2) + \\ &+ 1532280N (0.18m + 0.26m) = 146500Nm + 674200Nm = \\ &= 820700Nm\end{aligned}$$

Adesso il valore di M_{ys} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 574500Nm = 574kNm > M_{Ed} = 300 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento e in quello di snervamento sostanziale si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{1050000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 110 \cdot 30} = 0.196 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 9.9 \times 10^{-3} = 0.234 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.196}{1 + 1.25 \cdot 0.234} \right) \cdot 110cm = 65cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 9.9 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 65cm = 741060N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 45cm = 1747440N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.55m - 0.32m = 0.23m$$

$$d_c = 0.11m + 0.26m = 0.37m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$\begin{aligned} M_u &= 741060N \cdot 0.23m + 1747440N \cdot 0.37m = 180500Nm + 650000Nm = \\ &= 830500Nm = 830kNm \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 581350Nm = 581kNm > M_{Ed} = 300 kNm$$

5.10.7 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza a taglio per la parete accoppiata.

Si analizzerà una parete di altezza l e sezione rettangolare $b \times h$ soggetta ad una forza orizzontale F e di cui conosciamo la percentuale di armatura verticale ρ_v . Si dovrà calcolare la percentuale di armatura orizzontale ρ_h necessaria per scongiurare rotture a taglio. Verranno utilizzate le stesse formule di paragrafo 5.10.4.

La forza F in questione è il taglio di progetto già calcolate nel paragrafo 5.10.5 la ρ_v è stata calcolata nel paragrafo 5.10.6. Nella figura I si mostra come viene sollecitata la prima parte di parete che verrà analizzata a taglio.

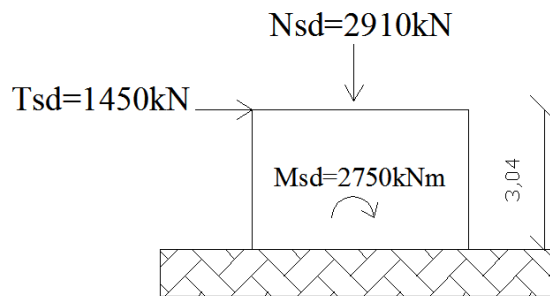


Figura I. Sezione soggetta a taglio.

La verifica a taglio verrà eseguita come definito nel paragrafo 7.4.4.5.2.2 della normativa.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Sezione A)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($T_{sd} < T_{Rcd}(cot\theta = 1)$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot cot\theta}{1 + cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300\text{mm}$
- $h = 4700\text{mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 4700 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 4562760\text{N} = 4562\text{kN} > T_{sd} = 1450\text{kN} \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione A)

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{2750\text{kNm}}{1450\text{kN} \cdot 3.04\text{m}} = 0.62 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{4700}\right)^{1/2} = 1.2$
- $d = 1400\text{mm}$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 6.02 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{2910000\text{N}}{14100\text{cm}^2} = 206 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$
- $b_w = 300\text{mm}$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.299$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.2 \cdot \left(100 \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{1/3} / 1.5 \right. \\ \left. + 0.309 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right\} 300\text{mm} \cdot 4700\text{mm} = 958940\text{N} \geq \\ \geq \left(0.299 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 0.309 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) 300\text{mm} \cdot 4700\text{mm} = 857200\text{N}$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{sd} \quad (6)$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 470 + 140000N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 304cm} \leq 9.3 \times 10^{-3} \quad (7)$$

Dalla (4) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{1450000N - 958940N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.62 \cdot 304} = 3.01 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Confrontando la (7) e la (8) si avrà:

$$3.01 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 9.3 \times 10^{-3} \quad (9)$$

Si adotterà un $\rho_h = 4 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 4 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 4 \times 10^{-3} = 30cm \cdot 304cm \cdot 4 \times 10^{-3} = 36.48cm^2 \quad (10)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 8$ con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire 44 staffe $\emptyset 8$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 44\emptyset 8 / 7cm = 2 \cdot 22.1cm^2 = 44.21cm^2 \quad (11)$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti dalla (9), infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{44.21cm^2}{30cm \cdot 304cm} = 4.84 \times 10^{-3} \quad (12)$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} &= 1450kN \leq 1033060N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 4.84 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.62 \cdot 304cm = \\ &= 958940N + 787900N = 1746840N = 1746kN > T_{sd} = 1450kN \quad (13) \end{aligned}$$

VERIFICATO

Verifica a scorrimento nelle zone critiche. (Sezione A)

Devono poi essere effettuate delle verifiche a scorrimento nelle zone critiche come si è visto per il caso della parete piena.

Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare che:

$$T_{sd} \leq T_{Rd,S} \quad (14)$$

dove $T_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento dato dalla seguente espressione:

$$T_{Rd,S} = T_{dd} + T_{id} + T_{fd} \quad (15)$$

Nella quale T_{dd} , T_{id} e T_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$T_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (16)$$

$$T_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (17)$$

$$T_{fd} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{sd} \right) \cdot \xi + \frac{M_{sd}}{z} \right] \right. \\ \left. 0.5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\} \quad (18)$$

Dove

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{con } \alpha_j = 0.6 \Rightarrow 0.6 \left(1 - \frac{28.45 \frac{N}{mm^2}}{250} \right) = 0.53 \quad (19)$$

$$\xi = \frac{h_{comp}}{h_{tot}} = \frac{124cm}{470cm} = 0.263 \quad (20)$$

μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna

armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i . Definite le diverse espressioni necessarie per la verifica allo scorrimento si andrà a vedere se questa è soddisfatta alla base della parete. Quindi si avrà che la (16), la (17) e la (18) diventeranno:

$$T_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot 84.98cm^2 \cdot \sqrt{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}} = 870650N \\ 0.25 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 84.98cm^2 = \mathbf{815530N} \end{array} \right.$$

$$T_{id} = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 44.21cm^2 \cdot 1 = 1697000N$$

$$T_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \cdot \left[\left(84.98cm^2 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} + 2910000 \right) \cdot 0.263 + \frac{2750000Nm}{470} \right] = \mathbf{979800N} \\ 0.5 \cdot 0.53 \cdot 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 0.263 \cdot 304cm \cdot 30cm = 1028430N \end{array} \right.$$

Sostituendo ora i valori calcolati nella (15) si otterrà:

$$T_{Rd,S} = 815530N + 1697000N + 979800N = 3492330N = 3492kN > T_{sd} = 1450kN$$

VERIFICATO

Si andrà ora a calcolare la quantità necessaria di rinforzo a taglio per la sezione B-1 (figura II). Le formule da usare sono identiche a quelle usate per la parete piena quindi ci si limiterà a riportare i calcoli.

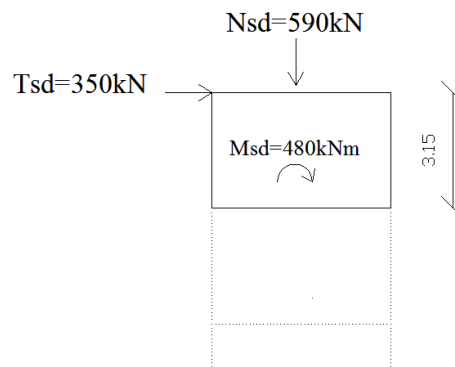


Figura II. Sezione B-1 soggetta a taglio.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Sezione B-1)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300\text{mm}$
- $h = 1400\text{mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1400 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1359120N = 1359kN > T_{sd} = 350kN \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione B-1)

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{480kNm}{350kN \cdot 3.15m} = 0.43 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1400}\right)^{1/2} = 1.37$
- $d = 1400mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 8.27 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{590000N}{4200cm^2} = 140 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$

$$\bullet v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.245$$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.37 \cdot \left(100 \cdot 8.27 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} / 1.5 + 0.21 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 1400mm$$

$$= 286000N \geq$$

$$\geq \left(0.245 \frac{N}{mm^2} + 0.21 \frac{N}{mm^2} \right) 300mm \cdot 1400mm = 191100N$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{sd} \quad (6)$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{8.27 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 140 - 44000N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 315cm} \leq 2.8 \times 10^{-3} \quad (7)$$

Dalla (4) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{350000N - 286000N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.43 \cdot 315} = 5.4 \times 10^{-4} \quad (8)$$

Confrontando la (7) e la (8) si avrà:

$$5.4 \times 10^{-4} \leq \rho_h \leq 2.8 \times 10^{-3} \quad (9)$$

Si adotterà un $\rho_h = 2 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 2 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 2 \times 10^{-3} = 30\text{cm} \cdot 315\text{cm} \cdot 2 \times 10^{-3} = 18.9\text{cm}^2 \quad (10)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 6$ con un passo di 7cm. Quindi si provvederà ad inserire 45 staffe $\emptyset 6$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 45\emptyset 6/7\text{cm} = 2 \cdot 12.71\text{cm}^2 = 25.43\text{cm}^2 \quad (11)$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti dalla (9), infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{25.43\text{cm}^2}{30\text{cm} \cdot 315\text{cm}} = 2.69 \times 10^{-3} \quad (12)$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} &= 350\text{kN} \leq 286000\text{N} + 0.75 \cdot 38387 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \cdot 2.69 \times 10^{-3} \cdot 30\text{cm} \cdot 0.43 \cdot 315\text{cm} = \\ &= 286000\text{N} + 314700\text{N} = 600700\text{N} = 600\text{kN} > T_{sd} = 350\text{kN} \quad (13) \end{aligned}$$

VERIFICATO

La quantità di armatura appena adottata è la minima imposta dalla normativa quindi se riesce a soddisfare i requisiti di resistenza richiesti dalla sezione B-1 sicuramente soddisferà anche i requisiti richiesti dalle altre sezioni poste al di sopra della stessa perché queste sono meno sollecitate a taglio. Con ciò tale quantità di armatura orizzontale verrà utilizzata fino al raggiungimento della sommità della parete B.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Sezione C-1)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$). Il taglio sollecitante sarà pari 280kN che rappresenta il valore maggiore registrato lungo lo sviluppo verticale della parete C.

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300\text{mm}$
- $h = 1100\text{mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1100 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1067880N = 1067kN > T_{sd} = 280kN \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione C-1)

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{300kNm}{280kN \cdot 3.15m} = 0.34 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1100}\right)^{1/2} = 1.42$
- $d = 1100mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 9.9 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{1050000N}{3300cm^2} = 318 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.315$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.42 \cdot \left(100 \cdot 9.9 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2}\right)^{1/3} / 1.5 + 0.477 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 1100mm$$

$$= 328460N \geq$$

$$\geq \left(0.315 \frac{N}{mm^2} + 0.477 \frac{N}{mm^2}\right) 300mm \cdot 1100mm = 261360N$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + minN_{sd} \quad (6)$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{9.9 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 110 - 100000N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 315cm} \leq 3.45 \times 10^{-3} \quad (7)$$

In teoria la sezione dovrebbe resistere a taglio anche senza la presenza di adeguati rinforzi essendo $T_{Rd,c} > T_{sd}$. In realtà si andrà ad inserire comunque una percentuale minima di armatura orizzontale perché la normativa vigente lo impone.

Si adotterà un $\rho_h = 2 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 2 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 2 \times 10^{-3} = 30cm \cdot 315cm \cdot 2 \times 10^{-3} = 18.9cm^2 \quad (8)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 6$ con un passo di 7cm. Quindi si provvederà ad inserire 45 staffe $\emptyset 6$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 45\emptyset 6/7cm = 2 \cdot 12.71cm^2 = 25.43cm^2 \quad (9)$$

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{25.43cm^2}{30cm \cdot 315cm} = 2.69 \times 10^{-3} \quad (10)$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} &= 280kN \leq 328460N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 2.69 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.43 \cdot 315cm = \\ &= 328460N + 314700N = 643160N = 643kN > T_{sd} = 280kN \quad (11) \end{aligned}$$

VERIFICATO

La quantità di armatura appena adottata è la minima imposta dalla normativa quindi se riesce a soddisfare i requisiti di resistenza richiesti dalla sezione C-1 sicuramente soddisferà anche i requisiti richiesti dalle altre sezioni poste al di sopra della stessa perché queste sono meno sollecitate a taglio. Con ciò tale quantità di armatura orizzontale verrà utilizzata fino al raggiungimento della sommità della parete C.

5.10.8 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza per le travi di accoppiamento.

La normativa, per quanto concerne il rinforzo da adottare per le travi di accoppiamento, da le seguenti indicazioni:

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel paragrafo 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2A_s f_{yd} \cdot \sin\phi$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

Per quanto appena detto le travi che connettono la parte B con quella C della parete saranno armate nel modo classico mentre la parte D della parete sarà considerata come una trave di accoppiamento da armare con rinforzi diagonali. Ai fini di questo lavoro verrà valutata la percentuale di rinforzo necessaria per la trave di accoppiamento posta in sommità.

Per prima cosa si andrà a valutare se sono soddisfatte o meno le due condizioni appena espresse.

$$\bullet \frac{l}{h} \geq 3 \rightarrow \frac{220}{275} = 1.76 \quad (1) \quad \text{non è soddisfatta}$$

$$\bullet V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (2)$$

Per valutare f_{ctd} si ricorrerà a quanto espresso nel paragrafo 11.2.10.2 della normativa, infatti si dice che: in sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm²):

$$f_{ctm} = f_{ctk} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ per classi } \leq C50/60. \text{ Detto ciò si avrà che :}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot 28.45 \frac{N}{mm^2}^{2/3} = 2.79 \frac{N}{mm^2}$$

Nota f_{ctk} sarà possibile calcolare f_{ctd} come definito nel paragrafo 4.1.2.1.1.2 della normativa:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2.79 \frac{N}{mm^2}}{1.5} = 1.86 \frac{N}{mm^2} \quad (3)$$

Quindi dalla (2) si otterrà:

$$f_{ctd} \cdot b \cdot d = 1.86 \frac{N}{mm^2} \cdot 300mm \cdot 0.8 \cdot 1250mm = 558000N \quad (4)$$

Il valore di V_{Ed} sarà ottenuto sempre usando il metodo delle section cut per integrare con maggiore facilità i risultati riportati dal SAP2000. Di seguito vengono riportate le tabelle ottenute dal calcolatore in modo da individuare il taglio e il momento alle due estremità della trave di accoppiamento.

Sezione destra

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
accdes	Max	95,017	0,173	255,67	0,3613	189,7848	0,2633
accdes	Min	-92,12	-0,244	-256,109	-0,3816	-200,1019	-0,1233
accdes	Max	37,753	0,256	98,178	0,3096	70,0496	0,297
accdes	Min	-34,856	-0,327	-98,617	-0,3298	-80,3668	-0,157

Sezione sinistra

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
accsin2	Max	169,92	0,153	275,503	0,6802	199,2219	0,2372
accsin2	Min	-153,91	-0,233	-236,185	-0,5662	-220,8199	-0,3885
accsin2	Max	70,123	0,08	118,097	1,2466	69,9189	0,3799
accsin2	Min	-54,113	-0,159	-78,779	-1,1326	-91,5169	-0,5312

Verranno tenuti in considerazione i valori F3 e M2 perché il programma riporta gli output riferendoli agli assi globali “1”, “2” e “3” (X,Y,Z).

Ora si prenderà il valore massimo di V_{Ed} che nel caso in esame risulta essere quello della sezione di sinistra pari a 275503N e verrà confrontato con la (2) così si otterrà che:

$$V_{Ed} = 275503N < f_{ctd} \cdot b \cdot d = 558800N \quad (5)$$

Quindi non essendo soddisfatta la (2) si potrà armare la trave di accoppiamento come una trave ordinaria.

La trave di accoppiamento in sommità non può essere valutata con la teoria delle travi snelle perché il rapporto tra luce ed altezza risulta essere troppo basso, quindi è necessario calcolarla come una trave parete seguendo le indicazioni che si sono viste in precedenza.

5.10.8.1 Calcolo delle armature a flessione e del momento ultimo per la trave di accoppiamento.

Per prima cosa si andrà a valutare il momento ultimo della sezione in modo da poter applicare la gerarchia delle resistenze per scongiurare una rottura a taglio della trave stessa.

Sulla sezione sinistra agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 225 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 170 \text{ kN}$

Tali sollecitazioni verranno ritenute costanti lungo tutto lo sviluppo orizzontale della parete in modo da calcolare una quantità di armatura che consenta di rimanere a favore di sicurezza.

In primo luogo si valuterà la quantità minima di armatura necessaria.

$$A_{sv} = \frac{M_{Ed}}{0.9h f_{yd}} = \frac{225000}{0.9 \cdot 1.25 \cdot 383870000} = 5.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.21 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

Ora si andranno ad individuare le quantità minime di armatura definite nel paragrafo 7.4.6.2.4 della normativa.

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

Per prima cosa si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 125 \cdot 0.2 = 25cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2 \quad (2)$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 35 = 1050cm^2 \quad (3)$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 1050cm^2 = 2.1cm^2 \quad (4)$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 2.1cm^2 + 2 \cdot 13.5cm^2 = 29.1cm^2 \quad (5)$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

$$A_{sv,c} = 15.38cm^2 > 13.5cm^2 \text{ (minimo normativo)} \quad (6)$$

Area centrale:

$$2 \times 3\phi 8/12cm \Rightarrow 2 \times 1.5cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 3cm^2 > 2.1cm^2 \text{ (minimo normativo)} \quad (7)$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 30.76cm^2 + 3cm^2 = 33.76cm^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow > 29.1cm^2 \text{ (minimo normativo)} \quad (8)$$

In figura II viene mostrata la disposizione delle barre orizzontali.

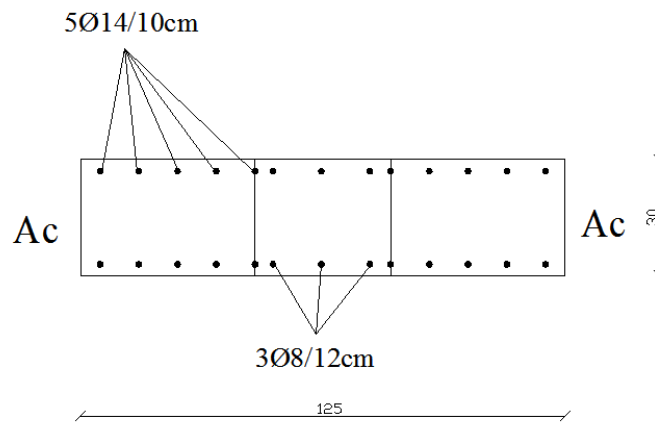


Figura II. Disposizione delle barre orizzontali.

Nota la quantità di rinforzo orizzontale è possibile ora calcolare con le formule esposte nei paragrafi 5.10.2.1, 5.10.2.2 e 5.10.2.3 il momento di primo snervamento, il momento di snervamento sostanziale e il momento ultimo della sezione e verificare che questi siano superiori al momento sollecitante. Inoltre i valori dei momenti resistenti calcolati devono essere decurtati del 30% come previsto nel paragrafo 7.4.4.2.2.1 della normativa.

Per prima cosa si andrà a valutare la resistenza a compressione della sezione. La normativa nel paragrafo 7.4.4.5.2.1 dice che per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 125cm \cdot 30cm = 6067500N \quad (9)$$

$$0.4N_{Rd} = 2427000N = 2427kN > N_{Ed} = 170 kN \quad (10)$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell’asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Si andrà in questo caso a valutare solo il valore del momento ultimo che sarà quello da utilizzare per applicare le indicazioni fornite dal metodo della gerarchia delle resistenze.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{33.76cm^2}{3750cm^2} = 9 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Oltre a questi si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{170000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 125 \cdot 30} = 0.028 \quad (11) \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 9 \times 10^{-3} = 0.213 \quad (12) \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.028}{1 + 1.25 \cdot 0.213} \right) \cdot 125cm = 95cm \quad (13)$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 9 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 95cm = 984630N \quad (14)$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 30cm = 1164960N \quad (15)$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.625m - 0.475m = 0.15m \quad (16)$$

$$d_c = 0.125m + 0.38m = 0.505m \quad (17)$$

Quindi noti i valori di R_s, R_c, d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$\begin{aligned} M_u &= 984630N \cdot 0.15m + 1164960N \cdot 0.505m = 147700Nm + 588300Nm = \\ &= 736000Nm = 736kNm \quad (18) \end{aligned}$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 515200Nm = 515kNm > M_{Ed} = 225 kNm \quad (19)$$

5.10.8.2 Calcolo delle armature a taglio per la trave di accoppiamento.

Per evitare meccanismi fragili dovuti alla rottura a taglio si utilizza il metodo della gerarchia delle resistenze che servirà per valutare la sollecitazione di calcolo utile a valutare la quantità di armatura necessaria. Nel paragrafo precedente è stato valutato il momento ultimo della sezione sinistra della trave di accoppiamento, per stare a favore di sicurezza tale momento verrà considerato costante lungo lo sviluppo orizzontale della trave. Nella figura I viene mostrato lo schema statico della trave di accoppiamento e oltre al taglio calcolato dal SAP2000 deve essere aggiunto quello derivante dai momenti ultimi sulle estremità A e B della trave stessa. Detto ciò si valuta il taglio necessario per il progetto delle armature come segue:

$$V_{EdA,B} = V_{EdSAP2000} + \gamma_{Rd} \frac{M_{uA} + M_{uB}}{l_{trave}} \quad (1)$$

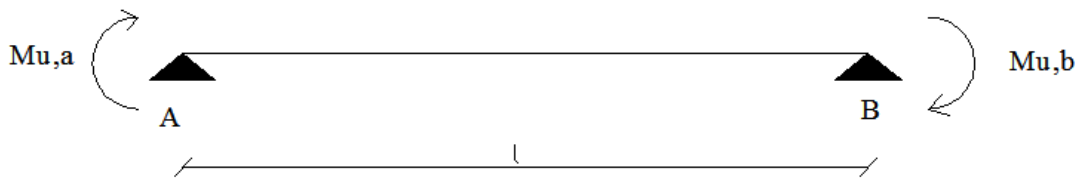


Figura I. Schema statico per la trave di accoppiamento.

Essendo la struttura di classe CD”B” il coefficiente γ_{Rd} viene assunto pari a uno e di conseguenza il taglio di calcolo sarà dato dalla (1):

$$V_{EdA,B} = 275kN + \frac{515kNm + 515kNm}{2.2m} = 745kN$$

Adesso noto il taglio di progetto, il momento flettente e lo sforzo normale si procederà al calcolo del rinforzo della trave di accoppiamento come se fosse una parete. Nella figura II si mostra come viene sollecitata la trave di accoppiamento.

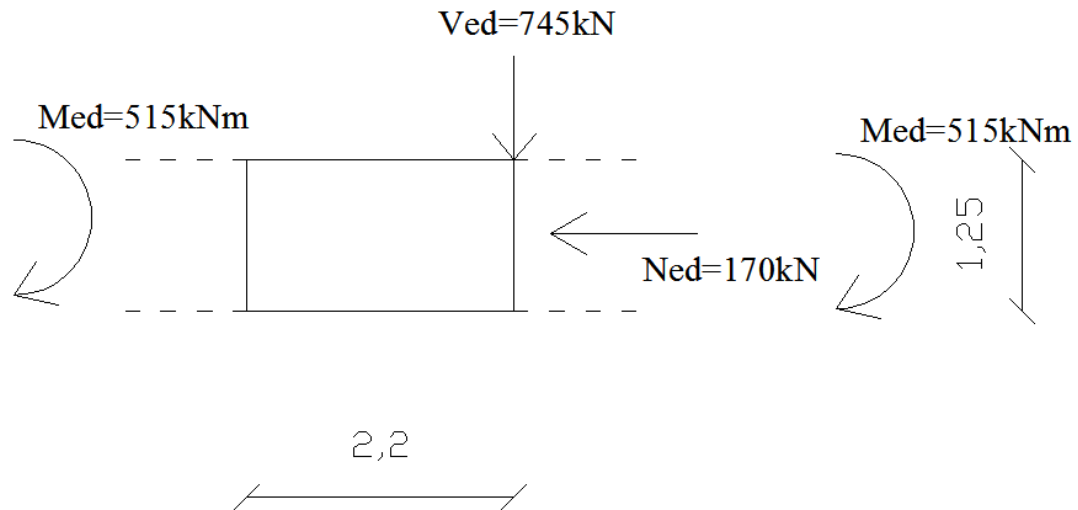


Figura II. Sollecitazioni di calcolo per la trave di accoppiamento.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima.

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (2)$$

Dove

- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 2750 \text{ mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1250 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1213500 \text{ N} = 1213 \text{ kN} > T_{sd} = 745 \text{ kN} \quad (3)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima.

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{515kNm}{745kN \cdot 2.2m} = 0.314 \quad (4)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (5)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq \\ \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (6)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1250}\right)^{1/2} = 1.4$
- $d = 1250mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 9 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{170000N}{3750cm^2} = 45.33 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.308$

Perciò la (6) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.4 \cdot \left(100 \cdot 9 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} / \left(1.5 + 0.068 \frac{N}{mm^2} \right) \right\} 300mm \cdot 1250mm$$
$$= 211150N \geq$$

$$\geq \left(0.308 \frac{N}{mm^2} + 0.068 \frac{N}{mm^2} \right) 300mm \cdot 1250mm = 141000N$$

Dalla (5) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{745000N - 211150N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.314 \cdot 220}$$
$$= 8.9 \times 10^{-3} \quad (7)$$

Si adotterà un $\rho_h = 9 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 9 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 9 \times 10^{-3} = 30cm \cdot 220cm \cdot 9 \times 10^{-3} = 59.4cm^2 \quad (8)$$

Si adotteranno staffe $\emptyset 14$ con un passo di 10cm. Quindi si provvederà ad inserire 46 staffe $\emptyset 14$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 23\emptyset 14 / 10cm = 2 \cdot 35.38cm^2 = 70.77cm^2 \quad (9)$$

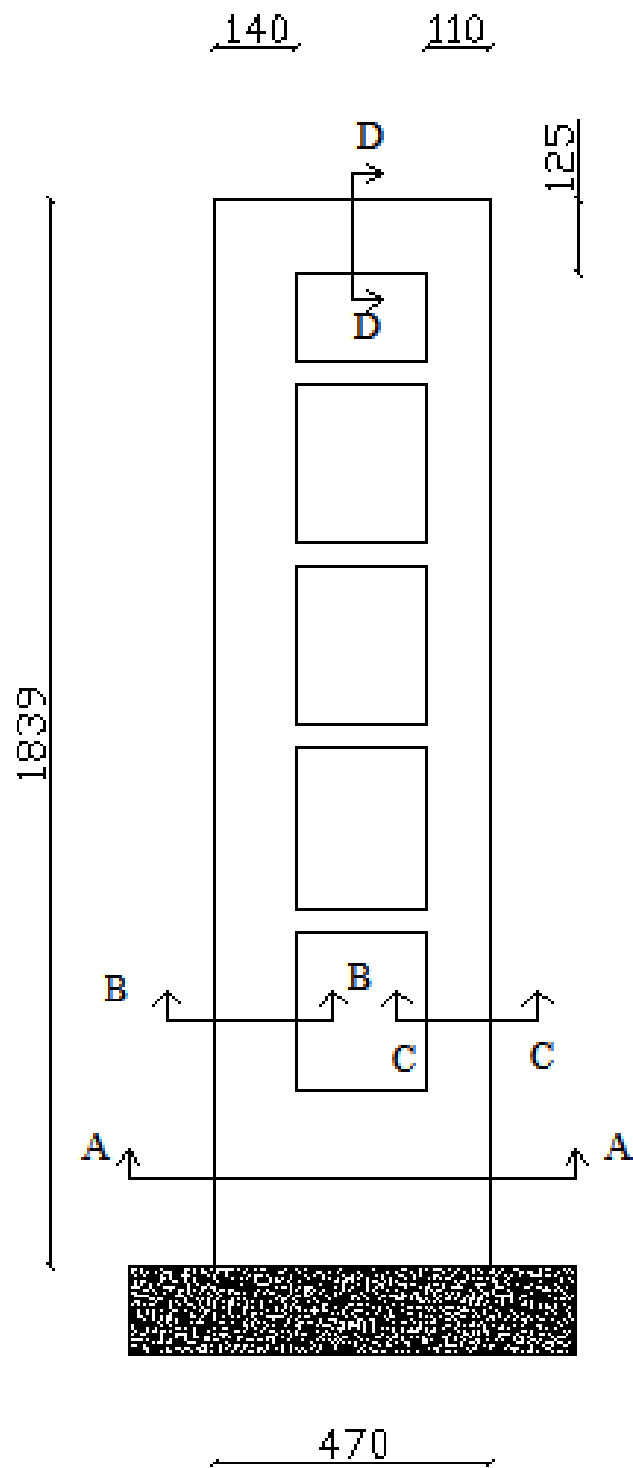
$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = \frac{70.77cm^2}{30cm \cdot 220cm} = 0.01 \quad (10)$$

Si andrà ora a verificare che la (5) sia soddisfatta:

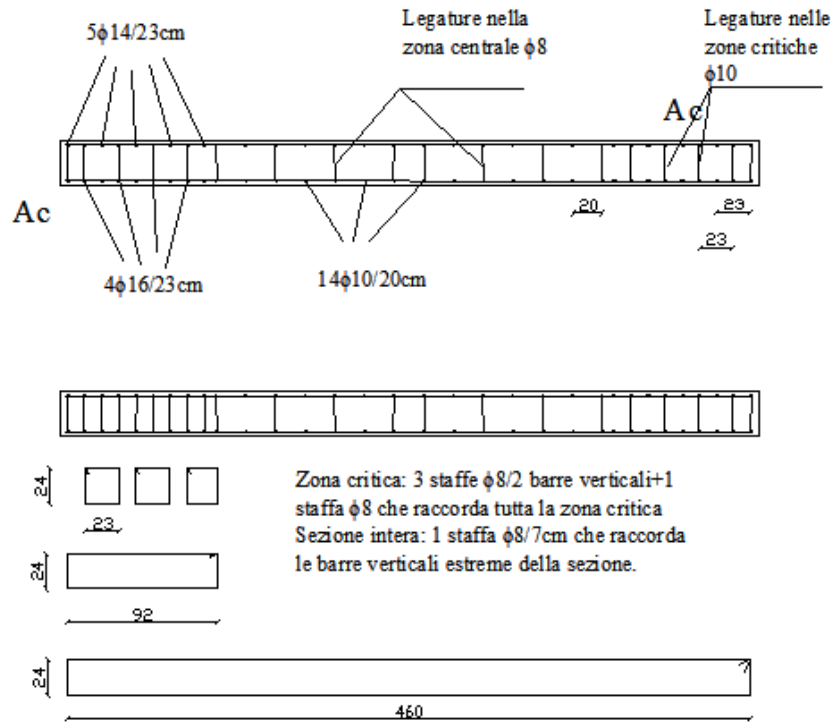
$$V_{Ed} = 745kN \leq 211150N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 0.01 \cdot 30cm \cdot 0.314 \cdot 220cm =$$
$$= 211150N + 596700N = 807800N = 807kN > T_{sd} = 745kN \quad (11)$$

VERIFICATO

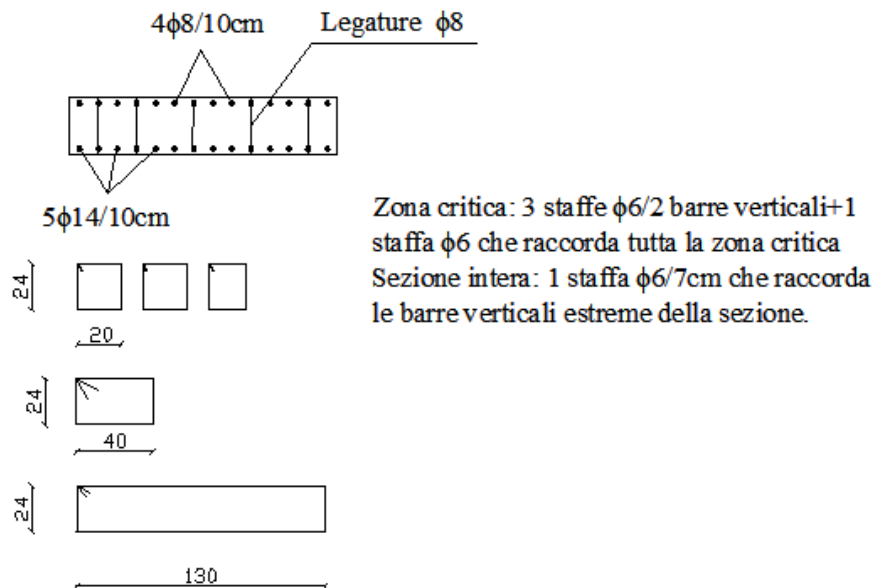
Di seguito verranno riportati dei dettagli sull'armatura da utilizzare per la parete accoppiata.



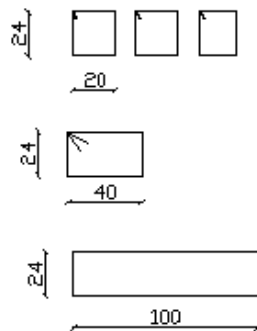
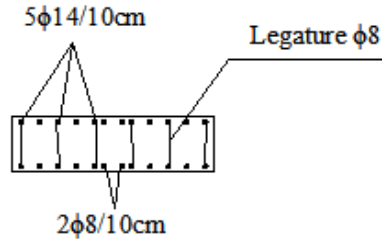
SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

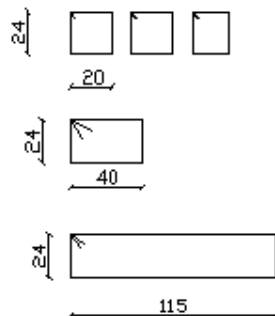
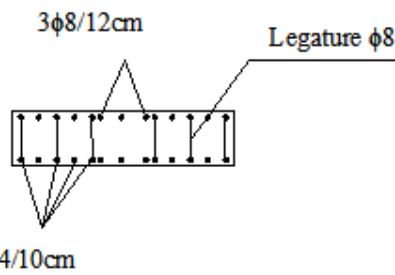


SEZIONE C-C



Zona critica: 3 staffe ϕ 6/2 barre verticali+1 staffa ϕ 6 che raccorda tutta la zona critica
Sezione intera: 1 staffa ϕ 6/7cm che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

SEZIONE D-D



Zona critica: 3 staffe ϕ 14/2 barre verticali+1 staffa ϕ 14 che raccorda tutta la zona critica
Sezione intera: 1 staffa ϕ 14/10cm che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

5.11 Conclusioni.

Nel presente capitolo si è analizzata una struttura a telaio che presenta nella parte centrale un nucleo di controventamento realizzato con setti in cemento armato. È stata effettuata un'analisi modale mediante spettro di risposta e per fare ciò sono state seguite le indicazioni fornite dalla normativa. In primo luogo si è andato a valutare, attraverso i diversi parametri che lo caratterizzano, lo spettro di risposta riferito alla località di Roccasaraso (sito in cui è stata realizzata la costruzione) dopodiché è stato inserito il fattore di struttura che per edifici di questo tipo assume il valore 3,6. Una volta calcolato lo spettro di risposta per lo SLV sono state analizzate le sollecitazioni fornite dal SAP2000. Questi valori sono stati incrementati come previsto dalla normativa per strutture di classe CD”B” e sono state effettuate le verifiche a compressione, a momento e a taglio di due pareti del vano scala, una che è stata definita “piena” in quanto non presenta aperture lungo il suo sviluppo verticale e l'altra invece mostra delle aperture dovute alla presenza di finestre e per questo è stata trattata come una parete accoppiata. La quantità di rinforzo in acciaio inserito nella parete analizzata è pari al minimo imposto da normativa e si è visto che la risposta della parete analizzata alla sollecitazione flettente è ottima in quanto non si raggiunge mai lo snervamento dei rinforzi. Per quanto riguarda la sollecitazione tagliante in alcune parti della parete è stato necessario calcolare una quantità di rinforzo superiore a quello minimo previsto da normativa per scongiurare la rottura a taglio in tali regioni della parete. Per avere un dato numerico che ci permetta di quantificare l'efficacia dei rinforzi utilizzati si mostreranno delle tabelle in cui verranno riportati i valori del momento e del taglio agenti e quelli del momento di primo snervamento e del taglio resistente dopodiché mostrando il rapporto tra la sollecitazione agente e quella resistente si potrà quantificare qual è il margine di sicurezza che si ottiene con l'uso di tali rinforzi.

Nella tabella I si mostrano i valori del momento per la parete “piena” (sezione 1) e per le diverse parti che compongono la parete di accoppiamento.

PARETE	M_{Ed}	M_{y1}	M_{Ed}/M_{y1}
SEZIONE 1	4800 kNm	8968 kNm	0,53
SEZIONE A	2750 kNm	6550 kNm	0,42
SEZIONE B-1	480 kNm	776 kNm	0,61
SEZIONE C-1	300 kNm	549 kNm	0,54
TRAVE ACCOP.	225 kNm	515 kNm	0,43

Tabella I.

Come si può notare dalla tabella I solo nel caso della sezione B-1 la sollecitazione agente raggiunge un valore pari a circa il 60% di quella di primo snervamento mentre negli altri casi questa si attesta attorno al 45% e al 55% e quindi si può affermare che con la quantità di armatura utilizzata si è abbondantemente lontani dal raggiungere la sollecitazione di primo snervamento.

Nella tabella II si mostrano i valori del taglio per la parete “piena” .

PARETE	T_{Ed}	T_{Rd}	T_{Ed}/T_{Rd}
SEZIONE 1	1900 kN	2235 kN	0,85
SEZIONE 2	1600 kN	2265 kN	0,70
SEZIONE 3	1280 kN	1885 kN	0,68

Tabella II.

Per quanto riguarda invece la sollecitazione di taglio agente sulla parete “piena” si nota che il taglio agente raggiunge al massimo l’85% del taglio resistente nella sezione di base della parete “piena” dove si è comunque adottato una quantità di rinforzo minimo previsto da normativa.

Nella tabella III si mostrano i valori del taglio per la parete accoppiata.

PARETE	T_{Ed}	T_{Rd}	T_{Ed}/T_{Rd}
SEZIONE A	1450 kN	1746 kN	0,83
SEZIONE B-1	350 kN	600 kN	0,58
SEZIONE C-1	280 kN	643 kN	0,43
TRAVE ACC	745 kNm	807 kN	0,92

Tabella III.

Anche in questo caso vale quello che si è detto per la parete “piena” l’unica sezione che potrebbe creare qualche problema con la sollecitazione di taglio e quella relativa alla trave di accoppiamento dove è necessario calcolare una quantità di armatura superiore a quella minima per evitare il collasso a taglio della trave.

Si può certamente affermare, per concludere, che l'uso dei setti in cemento armato permette sicuramente di scaricare i pilastri di base. Infatti questo è confermato dall'analisi dei valori del taglio totale alla base della struttura forniti dal calcolatore.

Il taglio totale in direzione x è pari a:

$$T_{totSx} = 2095kN$$

Di cui 1856,75kN agiscono sui setti (vano scala e vano ascensore) mentre 237,6kN agiscono sui pilastri di base. Detto ciò è possibile vedere che quasi il 90% del taglio totale alla base è supportato dai setti in cemento armato. Di tutto il taglio agente sui setti 1746,75 kN sono supportati dal vano scala mentre solo 110 kN sono supportati dal vano ascensore, e perciò si può dire che il vano scala è l'elemento che fornisce la principale resistenza alle azioni laterali.

Detto questo per la direzione x si procede a fare la stessa analisi per la direzione y.

Il taglio totale in direzione y è pari a:

$$T_{totSy} = 2102kN$$

Di cui 1853,65kN agiscono sui setti (vano scala e vano ascensore) mentre 248,35kN agiscono sui pilastri di base. Detto ciò è possibile vedere che anche in questo caso quasi il 90% del taglio totale alla base è supportato dai setti in cemento armato. Di tutto il taglio agente sui setti 1478,65 kN sono supportati dal vano scala mentre solo 375 kN sono supportati dal vano ascensore, e perciò si può dire che anche in questo caso il vano scala è l'elemento che fornisce la principale resistenza alle azioni laterali.

Dopodiché si è andato a valutare il massimo taglio che agisce sul pilastro di base maggiormente sollecitato e si è visto che questo è pari a 27kN.

Per confrontare rapidamente i risultati ottenuti con quelli di una struttura uguale ma senza setti si è proceduto ad una rapida analisi di un edificio di uguali dimensioni ma senza vano scala e senza ascensore e si è notato che in questo caso il taglio totale alla base risulta essere:

$$T_{totSx} = 900kN$$

$$T_{totSy} = 872kN$$

Ovviamente questo è minore rispetto a quello del caso precedente perché si sta analizzando una struttura con un peso sensibilmente inferiore dato che sono state eliminate alte pareti in conglomerato cementizio che hanno un peso considerevole. Il risultato più interessante però riguarda il massimo taglio sul pilastro di base maggiormente sollecitato, infatti si nota che in questo caso tale sollecitazione raggiunge il valore massimo di 62kN che confrontata con quella ottenuta per la struttura precedente suggerisce che tale pilastro viene sollecitato con un taglio che è circa il doppio di quello precedente e questo giustifica ampiamente l'uso dei setti in cemento armato. Tali setti inoltre, come si è verificato nei paragrafi precedenti, non necessitano di una grande percentuale di armatura in quanto con il rinforzo minimo previsto da normativa questi rimangono in campo elastico lineare senza mai raggiungere il momento di snervamento.

Un'ultima considerazione può essere fatta sul periodo del primo modo di vibrare delle due strutture. La struttura col nucleo di controventamento ha un periodo primo pari a 0,40735sec mentre la seconda struttura ha un periodo primo pari a 0,80595sec che è circa il doppio. Questo ovviamente suggerisce che la struttura con i setti ha una rigidezza molto più grande di quella senza controventamenti e questo sicuramente offre un'ottima prestazione della struttura in zona sismica.

CAPITOLO 6

PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO A PARETI PORTANTI

6.1 Introduzione.

Il recente terremoto che ha colpito la zona de l'Aquila, ha purtroppo posto in particolare risalto come anche edifici di recente costruzione abbiano subito gravi lesioni strutturali, anche in presenza di intelaiature in calcestruzzo armato del tipo a travi e pilastri. Si sono verificate moltissime espulsioni di pareti di tamponamento in laterizio tradizionale a causa della mancanza di collegamento tra le strutture portanti e quelle di tamponamento. Abbiamo assistito inoltre a casi di collassi strutturali in edifici con intelaiatura a travi e pilastri. Il risultato finale è in molti casi, che dopo il terremoto si ha l'inagibilità dell'edificio. Il sistema a pareti portanti, prevede invece che le pareti siano collegate tra di loro da un'armatura diffusa in acciaio, sia orizzontale che verticale. Questa concezione strutturale annulla quasi completamente la possibilità che si creino degli scollamenti tra le varie parti dell'edificio in presenza di terremoti anche di forte intensità. Le varie prove di laboratorio effettuate dimostrano come la struttura a pareti portanti possa essere utilizzata anche in zone soggette a possibili terremoti di forte intensità.

6.2 Descrizione della struttura.

Nel seconda parte di questo lavoro è stato analizzato un edificio in cemento armato. Tale edificio sarà un albergo a Roccaraso. La struttura è costituita da cinque piani in elevazione con una copertura non praticabile ed un'altezza di piano variabile, infatti le varie altezze tra i diversi piani, a partire dal piano terra fino alla copertura sono le seguenti: 3,62m , 3,14m , 3,3m , 3,1m e 2,82m per uno sviluppo totale in verticale di 15,98m. Sostanzialmente l'edificio è costituito da una struttura scatolare realizzata con pareti in conglomerato cementizio armato spesse 30 cm inoltre nella parte interna sono presenti dei setti, anch'essi realizzati in conglomerato cementizio armato e spessi 30cm, che servono ad irrigidire l'intera struttura ma sono anche usati per l'appoggio dei solai

di copertura dei diversi piani. L'edificio non si può considerare regolare in pianta perché il piano tipo è realizzato sostanzialmente da una parte rettangolare collegata ad un'altra zona di forma triangolare. Il piano tipo e quello di copertura hanno un'area totale di $176m^2$ mentre il piano di base ha un'area totale di $530m^2$ considerando anche la hall e i diversi locali adibiti a falegnameria, lavanderia e box auto. Nella figura I si mostra la pianta del piano terra mentre nella figura II viene rappresentata la pianta del piano tipo inoltre in figura III si mostra uno dei prospetti per vedere come si sviluppa in altezza l'edificio.

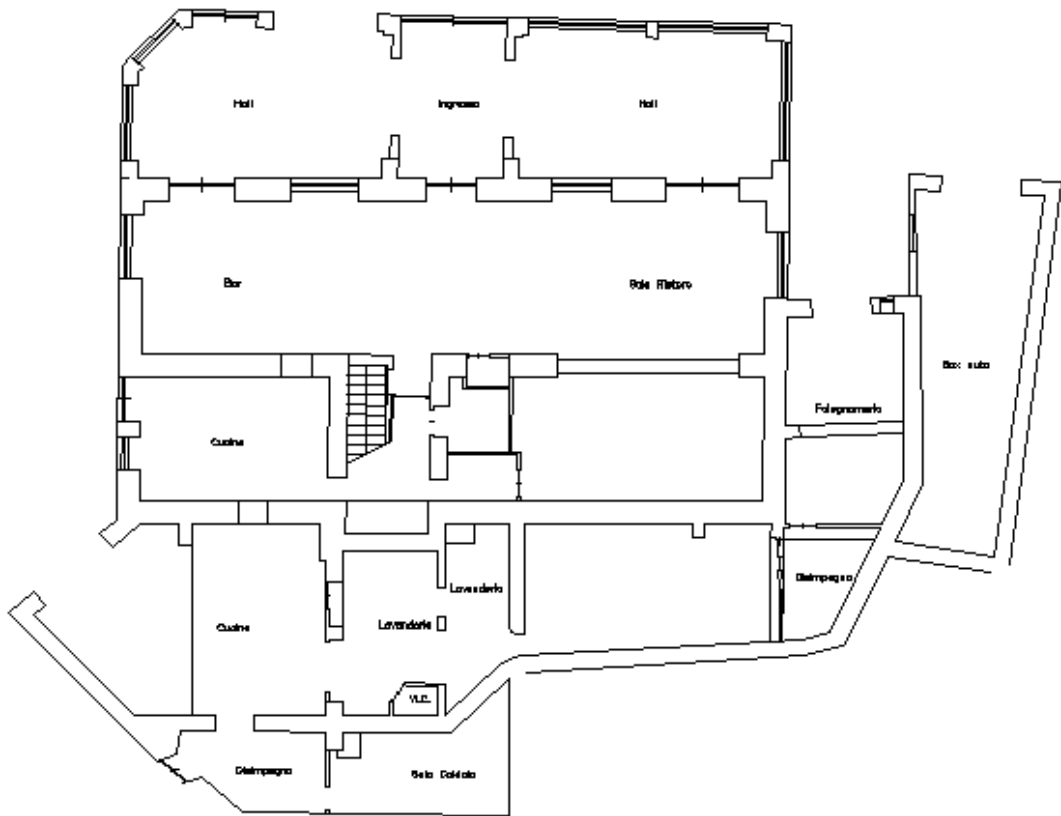


Figura I. Pianta piano terra

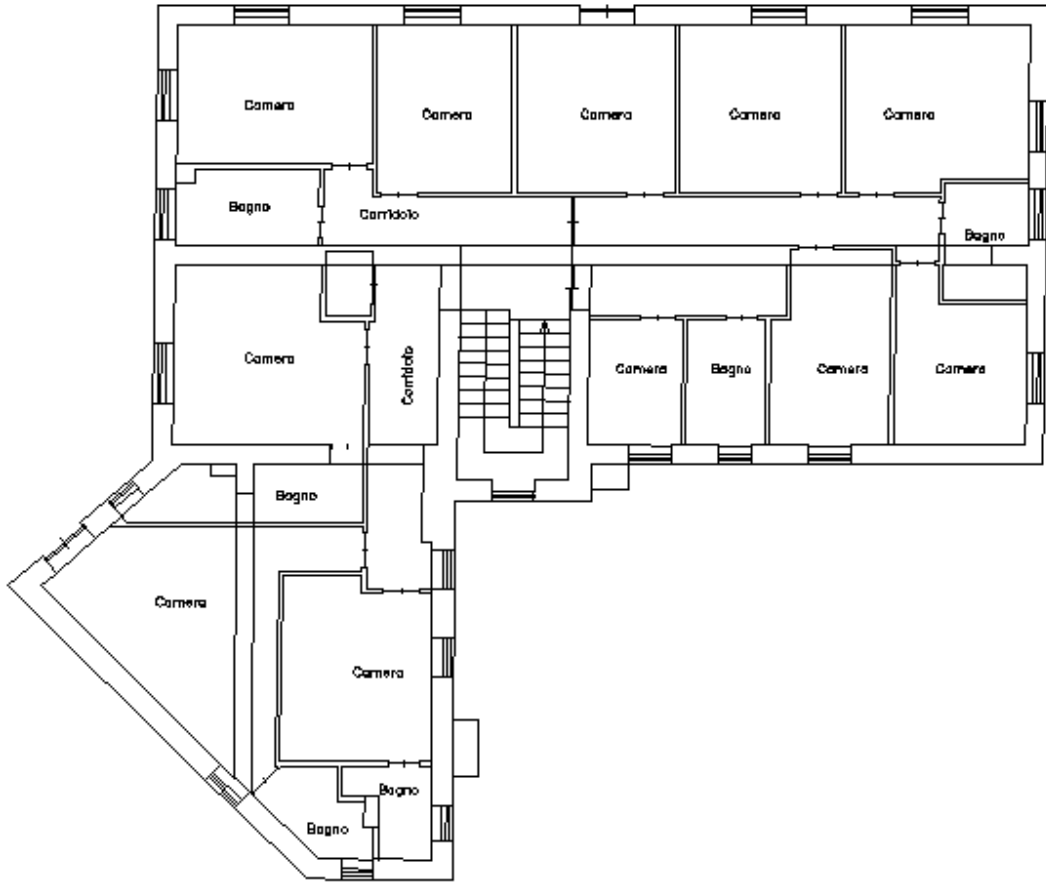


Figura II. Pianta piano tipo.



Figura III. Prospetto.

6.3 Analisi dei carichi e materiali utilizzati.

L'analisi dei carichi per questo edificio risulta essere uguale a quella vista nel paragrafo 5.3 perciò di seguito si riporterà solo il valore del carico permanente e di quello accidentale sia per il solaio tipo che per il solaio di copertura.

ANALISI DEI CARICHI : solaio tipo

CARICHI PERMANENTI	$q_p = 641 \frac{kg}{m^2} = 6.3 \frac{kN}{m^2}$
--------------------	---

CARICHI ACCIDENTALI	$q_k = 2 \frac{kN}{m^2}$
---------------------	--------------------------

TOTALE SOLAIO TIPO	$q_{ts} = 8.3 \frac{kN}{m^2}$
--------------------	-------------------------------

ANALISI DEI CARICHI : solaio del piano di copertura

CARICHI PERMANENTI	$q_p = 576 \frac{kg}{m^2} = 5.7 \frac{kN}{m^2}$
--------------------	---

CARICHI ACCIDENTALI	$q_k = 3.12 \frac{kN}{m^2}$
---------------------	-----------------------------

TOTALE SOLAIO COPERTURA	$q_{tc} = 8.8 \frac{kN}{m^2}$
-------------------------	-------------------------------

I materiali utilizzati sono gli stessi che sono stati impiegati per la realizzazione del telaio con il nucleo di controventamento. Le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio sono espresse rispettivamente nei paragrafi 5.4.1 e 5.4.2.

6.4 Azione sismica.

L'azione sismica viene calcolata seguendo lo stesso procedimento visto nel paragrafo 5.6.1. Di seguito non verrà ripetuto il calcolo manuale dell'azione sismica e dello spettro di risposta ma verranno solo riportati i risultati forniti dal programma realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nella tabella I sono riportati i parametri necessari per il calcolo dell'azione sismica. Come si nota sono uguali a quelli usati per il calcolo dell'azione sismica sul telaio con il nucleo di controventamento, questo perché tali parametri dipendono solo dalla zona geografica interessata.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,077	2,361	0,276
SLD	50	0,101	2,334	0,284
SLV	475	0,260	2,339	0,349
SLC	975	0,333	2,382	0,366

Tabella I. Parametri per il calcolo dell'azione sismica.

L'influenza della struttura entra in gioco con il fattore di struttura. Nel caso in esame verrà usato inizialmente un fattore di struttura pari a 2 come previsto dalla normativa vigente per le strutture di questo tipo e in seguito si vedrà se l'edificio così concepito riesce a rimanere completamente in campo elastico. Quindi il valore del fattore di struttura viene inserito nel programma e si procede al calcolo degli spettri di risposta. Nella figura II viene mostrato lo spettro di risposta per lo SLV.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

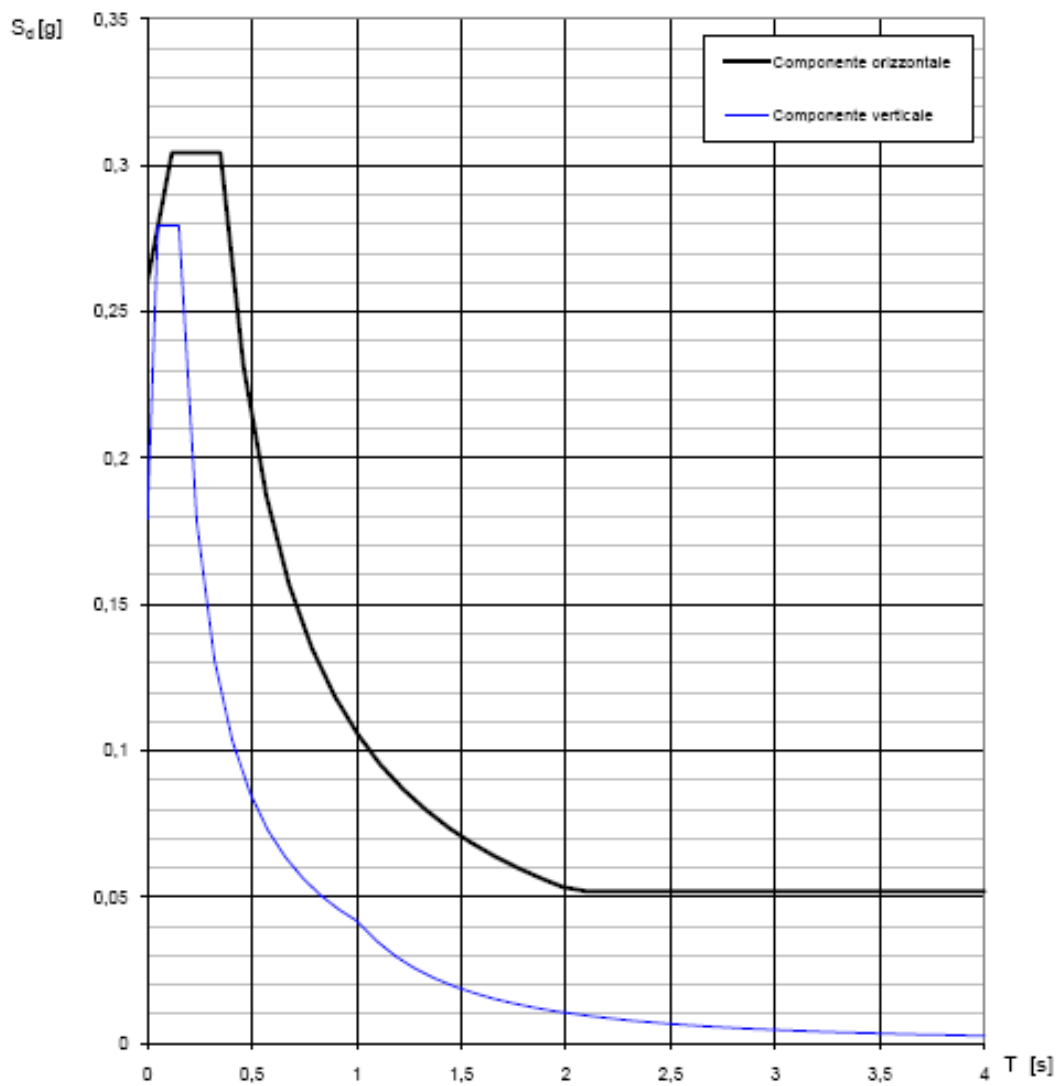


Figura II. Spettro di risposta per SLV con fattore di struttura pari a 1.

Nella figura III si mostrano tutti i parametri necessari alla realizzazione dello spettro di risposta e tutti i punti dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

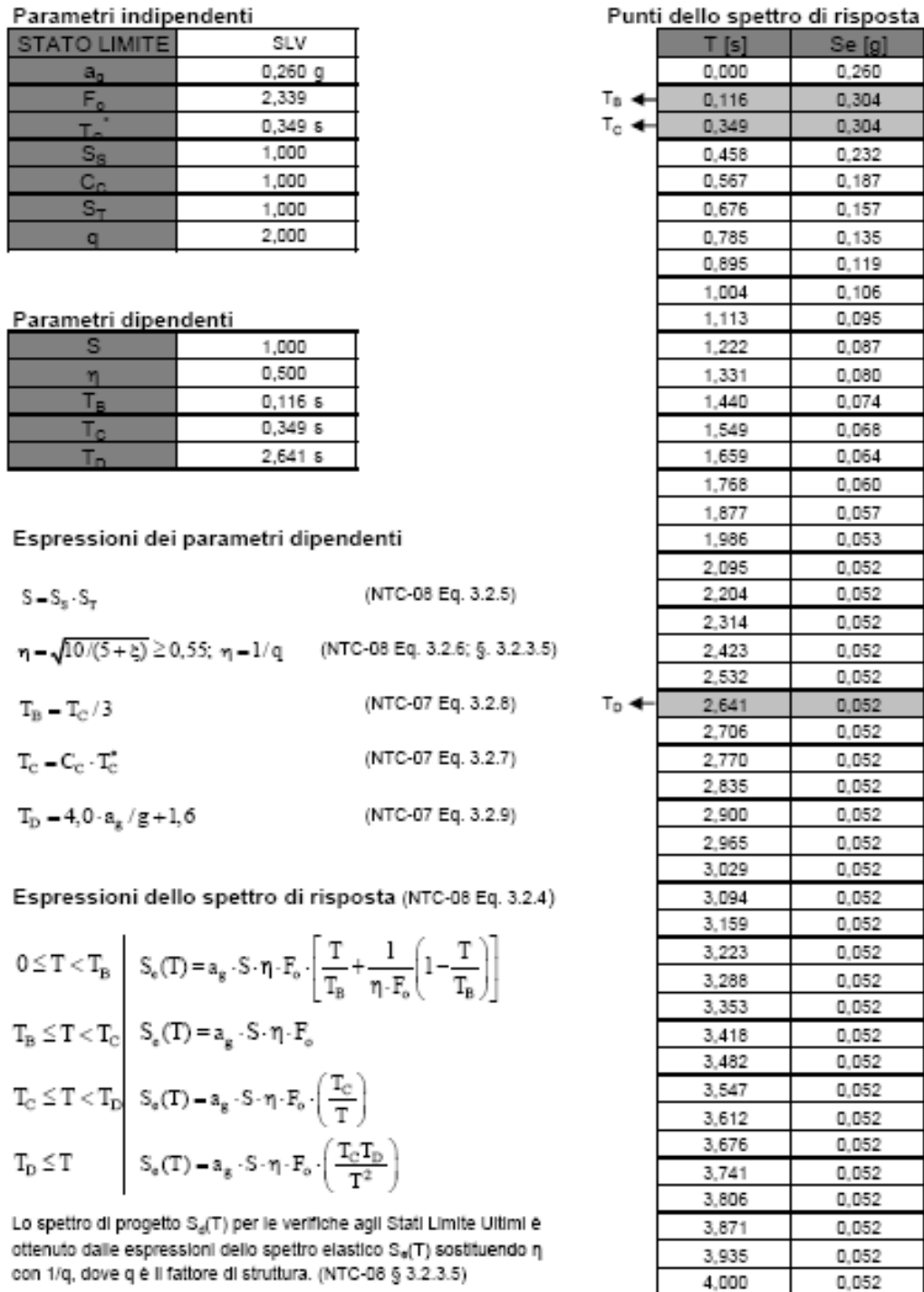


Figura III. Parametri e punti dello spettro di risposta per lo SLV.

6.5 Modellazione della struttura.

L'edificio è stato modellato utilizzando il software agli elementi finiti *SAP 2000*, prodotto dalla *Computers and Structures, Inc.* di Berkeley, California. Sono stati adottati tutti elementi tipo *shell*. Tutti i nodi di base sono stati incastrati. Per trasferire il peso dei solai sulle pareti laterali sono stati realizzati speciali elementi *frame* dal peso nullo che sono stati posizionati sul bordo delle pareti in corrispondenza di ogni piano. Tali elementi *frame* sono soggetti ad un carico distribuito ottenuto con il metodo delle aree di influenza, inoltre ogni estremità degli elementi *frame* coincide con i nodi degli elementi *shell* in modo da avere compatibilità tra gli elementi e permettere di trasferire in maniera più ottimale i carichi. Si è scelto di non realizzare il solaio con gli elementi *shell* perché risultava necessaria una discretizzazione molto fine per avere compatibilità tra i diversi elementi. Si è visto infatti che discretizzando eccessivamente la struttura si allungavano sensibilmente i tempi di analisi. Il comportamento rigido nel piano e flessibile fuori dal piano è reso possibile dall'opzione "Diaphragm" che viene ridefinito per ogni piano, in modo che ognuno si muova indipendentemente dagli altri e che non siano un unico blocco. Per quanto riguarda i nodi appartenenti ai "mezzi piani" non abbiamo inserito alcun "Diaphragm" ritenendo questa schematizzazione sufficientemente vicina al comportamento reale. La modellazione dinamica è stata completata grazie ad una funzione del calcolatore che permette di valutare le masse a partire dai carichi assegnati e dal peso proprio degli elementi. Per questo motivo gli elementi *frame* utili al trasferimento dei carichi sono stati realizzati con materiale. In figura I si mostra l'edificio modellato con *SAP2000*.

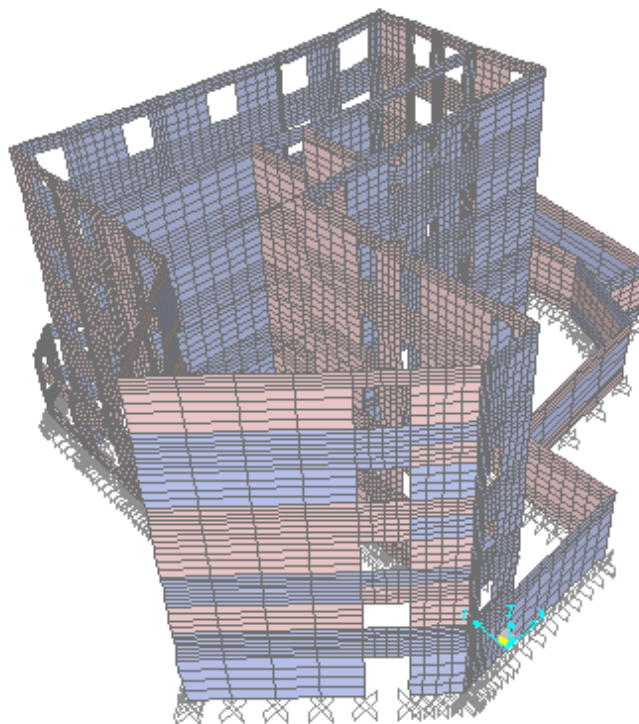


Figura I. Edificio modellato in sap2000.

6.6 Assegnazione dei carichi sulle pareti perimetrali.

I carichi sulle pareti perimetrali sono stati assegnati omettendo i coefficienti amplificativi previsti dalla normativa. Questi sono stati tenuti in conto nella definizione delle diverse combinazioni di carico. Il solaio viene ordito, in parte in direzione x , quindi i carichi derivanti dai solai sono stati applicati alle pareti disposte lungo la direzione y e in parte in direzione y e quindi in questo caso si segue un ragionamento opposto a quello appena fatto. La figura I mostra l'orditura dei solai del piano terra, la figura II mostra l'orditura del solaio del piano tipo mentre la figura III mostra l'orditura del solaio del piano di copertura. In azzurrino sono evidenziate le pareti perimetrali che verranno caricate.

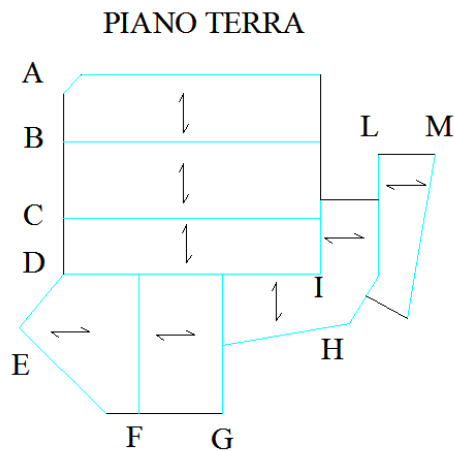


Figura I.

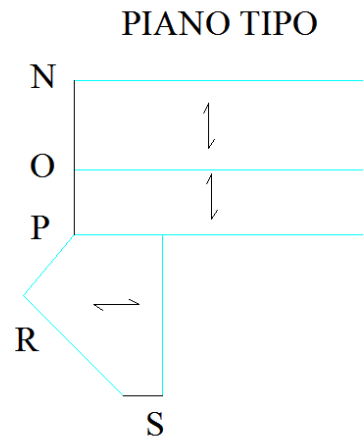


Figura II.

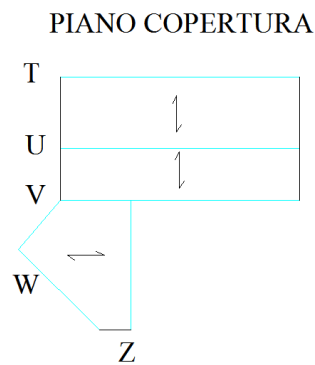


Figura III.

Il solaio del piano terra ha un peso proprio strutturale e un peso proprio non strutturale oltre a un carico accidentale per civile abitazione previsto dalla normativa. Lo stesso vale per il solaio tipo e per quello di copertura.

Solaio tipo:

- Peso elementi strutturali $3 \frac{kN}{m^2}$
- Peso elementi non strutturali $3.3 \frac{kN}{m^2}$
- Carichi accidentali $2 \frac{kN}{m^2}$

Solaio di copertura:

• Peso elementi strutturali	$3 \frac{kN}{m^2}$
• Peso elementi non strutturali	$2.7 \frac{kN}{m^2}$
• Carichi accidentali	$3.12 \frac{kN}{m^2}$

Il peso dei vari elementi verrà scaricato sulle pareti perimetrali con il metodo delle aree di influenza. Di seguito verranno esposti i calcoli effettuati per valutare i carichi agenti sulle diverse pareti mostrate nelle tre figure precedenti usando il metodo delle aree di influenza.

PIANO TERRA

PARETE A

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.85}{2} \right) m = 7.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.85}{2} \right) m = 6.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.85}{2} \right) m = 7.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla travata A.

$$q_{totA} = 21.5 \frac{kN}{m}$$

PARETE B (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.85}{2} \right) m = 7.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.85}{2} \right) m = 6.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.85}{2} \right) m = 7.6 \frac{kN}{m}$$

PARETE B (solaio tipo)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9.9 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 6 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete B.

$$q_{totB} = 46.4 \frac{kN}{m}$$

PARETE C (solaio tipo)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6 + 3.67}{2} \right) m = 14.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6 + 3.67}{2} \right) m = 16 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6 + 3.67}{2} \right) m = 9.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete C.

$$q_{totC} = 40.2 \frac{kN}{m}$$

PARETE D (solaio tipo) parte1

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 5.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 3.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete D (parte 1).

$$q_{totD} = 15.2 \frac{kN}{m}$$

PARETE D (solaio tipo) parte2

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 5.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 3.7 \frac{kN}{m}$$

PARETE D (solaio copertura) parte2

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{5.13}{2} \right) m = 7.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{5.13}{2} \right) m = 7 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{5.13}{2} \right) m = 8 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete D (parte 2).

$$q_{totD} = 37.9 \frac{kN}{m}$$

PARETE E (solaio tipo)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 14.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 15.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 9.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete E.

$$q_{totE} = 39.3 \frac{kN}{m}$$

PARETE F (solaio tipo)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 14.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 15.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 9.5 \frac{kN}{m}$$

PARETE F (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 8.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete E.

$$q_{totF} = 65.8 \frac{kN}{m}$$

PARETE G (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2}\right) m = 8.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2}\right) m = 9.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete G.

$$q_{totG} = 26.5 \frac{kN}{m}$$

PARETE H (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{5.13}{2}\right) m = 7.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{5.13}{2}\right) m = 6.9 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{5.13}{2}\right) m = 8 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete H.

$$q_{totH} = 22.6 \frac{kN}{m}$$

PARETE I (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.73}{2}\right) m = 7.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.73}{2}\right) m = 6.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.73}{2}\right) m = 7.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete I.

$$q_{totI} = 20.9 \frac{kN}{m}$$

PARETE L (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.73 + 4.18}{2} \right) m = 13.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.73 + 4.18}{2} \right) m = 12 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.73 + 4.18}{2} \right) m = 13.9 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete L.

$$q_{totL} = 39.3 \frac{kN}{m}$$

PARETE M (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.18}{2} \right) m = 6.3 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.18}{2} \right) m = 5.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{4.18}{2} \right) m = 6.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete M.

$$q_{totM} = 18.5 \frac{kN}{m}$$

PIANO TIPO

PARETE N (solaio tipo)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9.9 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 6 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete N.

$$q_{totN} = 24.9 \frac{kN}{m}$$

PARETE O (solaio tipo)= PARETE C

PARETE P (solaio tipo)= PARETE D

PARETE R (solaio tipo)= PARETE E

PARETE S (solaio tipo)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 14.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 3.3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 15.6 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 2 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 9.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete S.

$$q_{totS} = 39.3 \frac{kN}{m}$$

PIANO COPERTURA

PARETE T (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 8.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6}{2} \right) m = 9.4 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete T.

$$q_{totT} = 26.5 \frac{kN}{m}$$

PARETE U (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6 + 3.67}{2} \right) m = 14.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6 + 3.67}{2} \right) m = 13 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{6 + 3.67}{2} \right) m = 15.1 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete U.

$$q_{totU} = 42.6 \frac{kN}{m}$$

PARETE V (solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 5.5 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 5 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{3.67}{2} \right) m = 5.7 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete V.

$$q_{totV} = 16.2 \frac{kN}{m}$$

PARETE W (solaio copertura) = PARETE Z (Solaio copertura)

- Peso elementi strutturali del solaio.

$$q_{str} = 3 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 14.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso elementi non strutturali del solaio.

$$q_{nostr} = 2.7 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 12.8 \frac{kN}{m}$$

- Peso dovuto ai carichi accidentali.

$$q_{acc} = 3.12 \frac{kN}{m^2} \left(\frac{9.48}{2} \right) m = 14.8 \frac{kN}{m}$$

- Peso totale sulla parete V.

$$q_{totV} = 41.8 \frac{kN}{m}$$

6.7 Analisi sismica dell'edificio.

È stata condotta in primo luogo un'analisi modale dell'edificio al fine di conoscere i periodi e i modi di vibrazione. Le masse sono state calcolate in maniera automatica dal calcolatore tenendo conto dei carichi assegnati come visto nel paragrafo 6.6 e dei pesi propri degli elementi strutturali (setti in c.a.).

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, già fornita nel paragrafo 5.6, che qui si riporta:

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

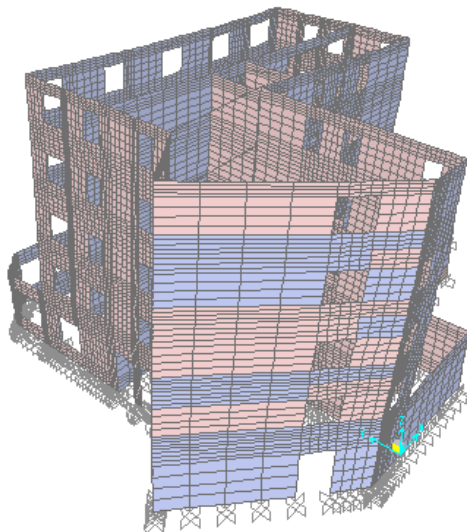
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

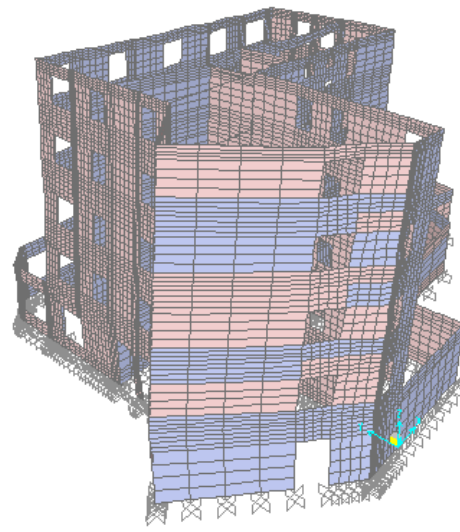
Dove i valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella tabella I già usata nel paragrafo 5.9. Quindi tutti i carichi permanenti hanno un coefficiente di combinazione unitario, mentre per i carichi accidentali bisogna distinguere il caso di solaio tipo da quello del solaio di copertura. Per il solaio tipo il coefficiente vale 0,3 mentre per il solaio di copertura vale 0,2 perché il sito di Roccaraso si trova a 1236 m s.l.m. Una volta assegnate le masse con il SAP2000, si procede all'analisi modale della struttura. Nella tabella I vengono esposti i periodi di vibrazione e la percentuale di massa partecipante a ciascun modo nella traslazione lungo le direzioni x e y e nella rotazione torsionale intorno all'asse verticale z .

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,114359	0,01	0,5905	0,00001833	0,01259
Mode	2	0,095341	0,61535	0,60809	0,00007354	0,34471
Mode	3	0,078488	0,61763	0,60816	0,00008498	0,58034
Mode	4	0,042782	0,62185	0,60985	0,03374	0,5825
Mode	5	0,038131	0,62247	0,76001	0,03639	0,58256
Mode	6	0,033825	0,68137	0,77102	0,36321	0,62288
Mode	7	0,032365	0,75275	0,78081	0,62143	0,66504
Mode	8	0,031185	0,7693	0,78484	0,62557	0,67695
Mode	9	0,030332	0,79742	0,78487	0,63481	0,69036
Mode	10	0,029201	0,81656	0,7849	0,63638	0,75224
Mode	11	0,027356	0,81759	0,78491	0,63641	0,75891
Mode	12	0,027114	0,82134	0,78493	0,63834	0,76113

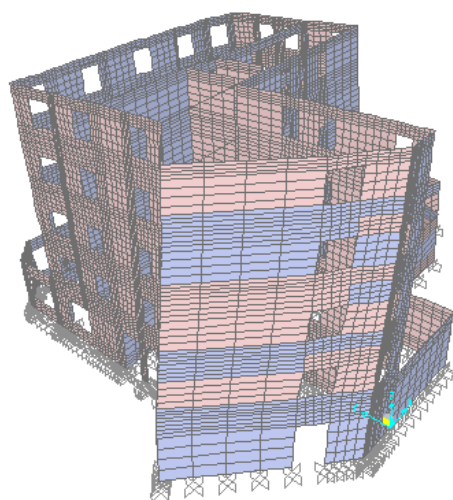
Di seguito verranno riportate le immagini fornite dal SAP2000 inerenti alle diverse forme modali. Si mostrerà un'immagine 3D della struttura.



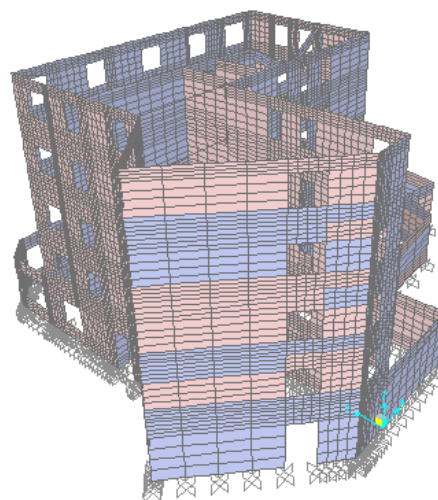
Modo 1 T = 0,11436 sec



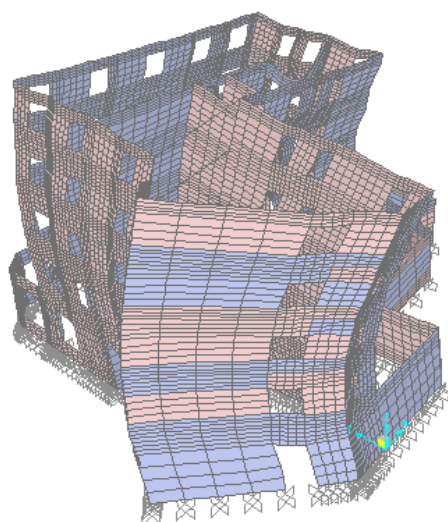
Modo 2 T = 0,09534 sec



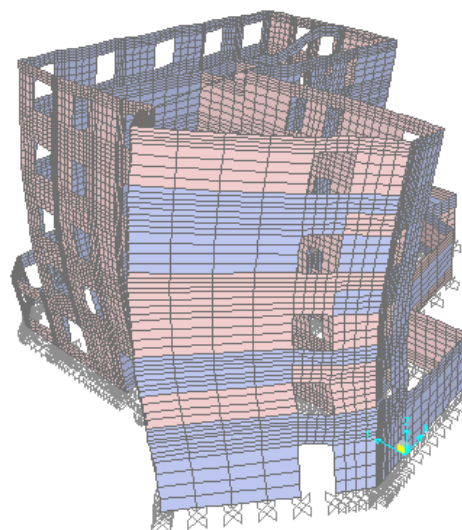
Modo 3 $T = 0,07849$ sec



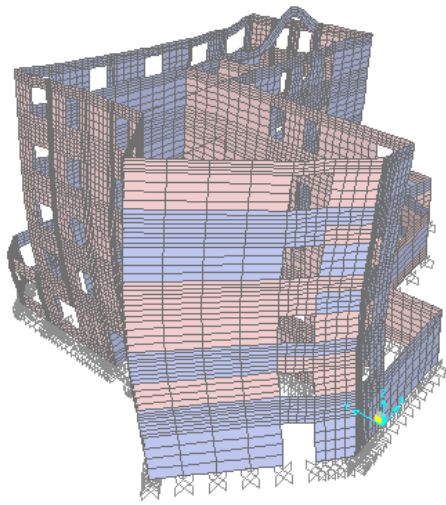
Modo 4 $T = 0,04278$ sec



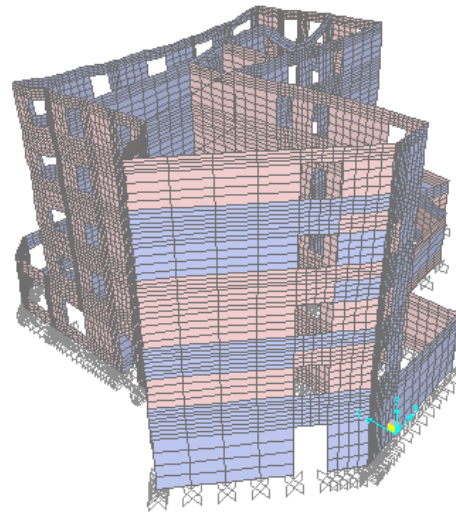
Modo 5 $T = 0,03813$ sec



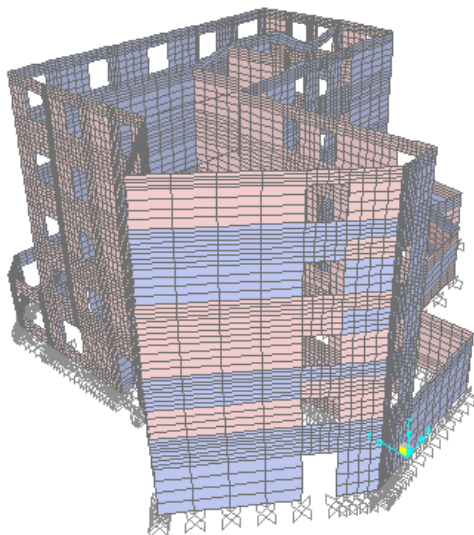
Modo 6 $T = 0,03382$ sec



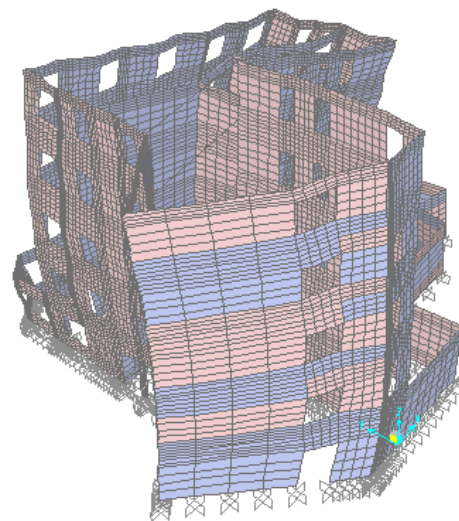
Modo 7 $T = 0,03237$ sec



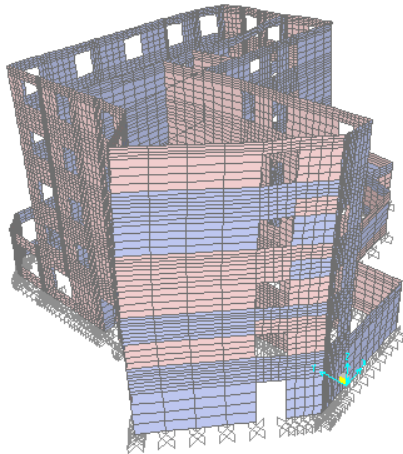
Modo 8 $T = 0,03118$ sec



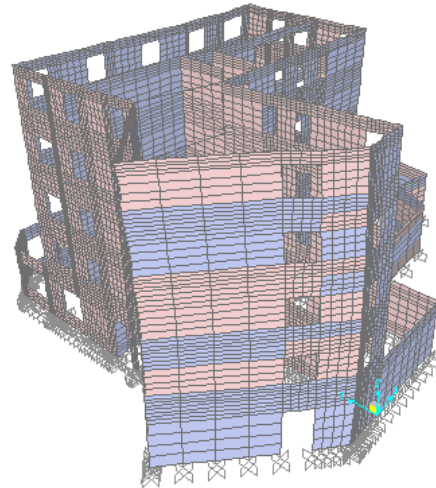
Modo 9 $T = 0,03033$ sec



Modo 10 $T = 0,02920$ sec



Modo 11 T = 0,02736 sec



Modo 12 T = 0,02711 sec

Di seguito verranno confrontati i risultati ottenuti dal SAP2000 con dei calcoli manuali per verificare che il taglio totale alla base fornito dal calcolatore sia dello stesso ordine di grandezza di quello valutato con un veloce calcolo manuale.

Il peso totale dell'edificio viene ottenuto sommando le reazioni assiali dei nodi alla base dello stesso, in questo caso si considererà la combinazione chiamata SISMICA dove sono presenti i pesi propri degli elementi e in più tutti i carichi permanenti sono moltiplicati per un fattore unitario mentre i carichi accidentali del solaio tipo sono moltiplicati per un fattore pari a 0,3 mentre i carichi accidentali del solaio di copertura sono moltiplicati per un fattore pari a 0,2.

$$W_{TOT} = 22800kN$$

Adesso si va a valutare il valore di S_a tenendo conto dei seguenti parametri già valutati quando si è andato a calcolare lo spettro di risposta:

- $a_g = 0,26$
- $F_0 = 2,33$
- $S_T = 1$
- $\eta = \frac{1}{q} = \frac{1}{2} = 0,5$

$$S_a = a_g \cdot F_0 \cdot S_T \cdot \eta = 0,3$$

Noto il peso totale dell'edificio e la S_a si calcola il taglio totale alla base moltiplicandolo per un coefficiente di 0,75 che tiene conto della massa partecipante e quindi si avrà:

$$T_{TOTBASE} = W_{TOT} \cdot S_a \cdot 0,75 \cong 5100kN$$

Ora si vanno a vedere i risultati forniti dal calcolatore. Per valutare il taglio alla base in direzione x e y si sommano le reazioni dei nodi di base in queste due direzioni e facendo questa operazione si ottiene che:

$$T_{TOTBASESAP200sx} = 4600kN$$

$$T_{TOTBASESAP200sy} = 4400kN$$

Questi due valori sono certamente equiparabili con quelli ottenuti manualmente la differenza sarà dovuta ad un calcolo più preciso da parte del calcolatore.

6.8 Sollecitazioni di progetto.

Dopo aver effettuato l'analisi modale dell'edificio si procede alla valutazione delle sollecitazioni di progetto. Per fare ciò è necessario definire una combinazione sismica che verrà associata allo spettro di risposta calcolato in precedenza per la località di Roccaraso. Come già detto tutti i carichi permanenti verranno moltiplicati per un fattore unitario mentre i carichi accidentali del piano tipo saranno moltiplicati per un fattore pari a 0,3 e il carico accidentale in copertura, in questo caso la neve, sarà incrementato per un fattore pari a 0,2.

Combinazione SISMICA.

<u>Carico</u>	<u>Fattore di amplificazione</u>
DEAD	1
Strusol	1
Permsol	1
Accsol	0,3
Permsc	1
Accsc	0,3
Permcop	1
Acccop	0,2

Definita la combinazione SISMICA, con i coefficienti sopra esposti, questa verrà associata agli spettri di risposta calcolati in precedenza sia per lo SLD che per lo SLV. La risposta della struttura può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. La normativa però impone, nel paragrafo 7.3.5, di calcolare gli effetti sulla struttura (sollecitazione, spostamenti, deformazioni) combinando come segue il sisma in direzione x e quello in direzione y :

$$1,00E_x + 0,30E_y$$

I coefficienti moltiplicativi si faranno ruotare in modo da individuare la combinazione più gravosa per la struttura.

A tal fine è stato definito, all'interno del programma, uno spettro di risposta per lo SLV, e diverse combinazioni di analisi che tengono conto di quanto detto sopra. Le combinazioni analizzate sono sostanzialmente quattro:

- SISMICA+SX+0,3SY SLV
- SISMICA+0,3SX+SY SLV

Per valutare lo stato limite ultimo della struttura sono state prese in esame queste due combinazioni e, tenendo conto del fatto che il sisma è sostanzialmente un'azione ciclica, sono state considerate le sollecitazioni massime in valore assoluto. Per leggere i dati in output sugli elementi shell è necessario integrare le tensioni, o le forze lungo gli elementi stessi. Questa operazione risulta essere abbastanza lunga e complessa per questo si è utilizzato lo strumento *section cut* o *linea di sezione*, fornito dal programma stesso. Questo strumento permette di integrare facilmente le forze agenti sull'elemento shell che si sta considerando, consentendo di limitare al massimo il tempo necessario per eseguire questa operazione.

6.8.1 Sollecitazioni di progetto per la parete analizzata.

Come già fatto nel paragrafo 5.10.1 si definiranno le linee di sezione nei punti di interesse per valutare le sollecitazioni fornite dal calcolatore per la parete che si sta analizzando, queste poi verranno incrementate come previsto da normativa e si procederà al calcolo delle armature necessarie. Sono state scelte come sezioni di interesse quelle mostrate in figura I. La parete è stata suddivisa in diverse parti contrassegnate da lettere a partire dalla A fino alla I per ognuna di queste parti si andrà a valutare la quantità necessaria di armatura verticale ed orizzontale per resistere alle sollecitazioni esterne di momento e taglio.

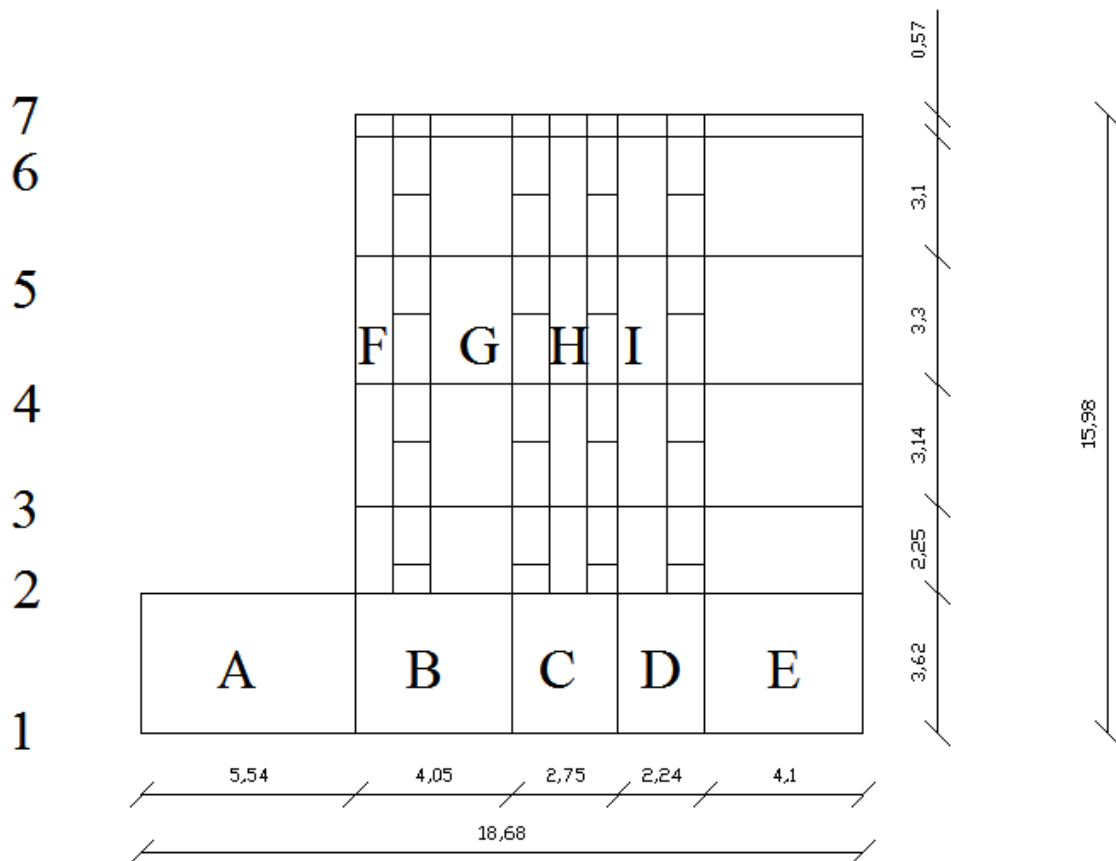


Figura I. Sezioni analizzate.

In ognuna di queste sezioni sono state fatte delle section cut in modo da valutare le sollecitazioni fornite dal SAP2000. Di seguito vengono riportate le tabelle che registrano le sollecitazioni sulle varie sezioni. Nelle caselle evidenziate sono indicate le

sollecitazioni massime in valore assoluto che verranno utilizzate per il calcolo delle armature necessarie per la parete.

SEZIONE A1

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A1	Max	473,71	14,893	1042,484	23,95	469,92	-12,56
A1	Min	-399,41	-51,067	395,841	-13,048	-468,48	-60,26
A1	Max	311,74	38,082	984,418	37,894	705,81	-9,71
A1	Min	-238,03	-74,156	449,906	-26,976	-704,66	-63,11

SEZIONE B1

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B1	Max	388,876	-2,529	1019,991	11,1069	-222,182	26,4139
B1	Min	-305,791	-19,046	480,929	-2,6904	-293,611	4,3623
B1	Max	218,349	8,503	1249,374	18,6143	-224,973	41,5255
B1	Min	-135,264	-30,078	251,546	-10,1978	-290,821	-10,7493

SEZIONE C1

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C1	Max	236,675	13,878	530,901	7,5261	88,222	6,1959
C1	Min	-222,447	-17,734	377,846	-6,1444	10,2606	-8,3051
C1	Max	139,351	32,544	630,381	15,4668	70,8376	15,9526
C1	Min	-125,124	-36,4	278,365	-14,0851	27,645	-18,0618

SEZIONE D1

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
D1	Max	206,399	0,77	434,873	1,8289	52,6594	1,0163
D1	Min	-169,847	-1,093	348,457	-1,4813	-11,4539	-0,7492
D1	Max	142,338	1,576	456,045	3,9177	48,7984	2,2602
D1	Min	-105,786	-1,899	327,285	-3,57	-7,5928	-1,9932

PARETE E

SEZIONE E1

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E1	Max	211,666	24,416	1374,269	1,9383	377,345	46,7287
E1	Min	-251,167	-0,973	154,309	-8,6087	-431,236	-0,826
E1	Max	128,078	29,767	1408,729	4,7725	271,8829	60,5997
E1	Min	-167,579	-6,324	119,85	-11,4429	-325,773	-14,6971

SEZIONE E2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E2	Max	409,572	16,095	1007,394	2,7341	457,1015	34,6038
E2	Min	-434,371	-6,586	177,364	-5,6345	-518,607	-17,4458
E2	Max	241,145	10,695	1205,875	8,4428	328,7799	29,0376
E2	Min	-265,944	-1,186	-21,117	-11,3431	-390,285	-11,8796

SEZIONE E3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E3	Max	466,741	0,008893	986,424	5,534	187,2798	0,6401
E3	Min	-444,536	-5,161	156,103	-3,7511	-146,558	-9,2377
E3	Max	287,78	2,561	1023,696	7,3192	114,7453	6,3998
E3	Min	-265,576	-7,714	118,831	-5,5364	-74,0236	-14,9974

SEZIONE E4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E4	Max	366,071	2,165	691,067	6,7873	101,2498	-0,682
E4	Min	-354,119	-5,367	137,535	-4,9886	-52,7694	-5,0901
E4	Max	248,45	5,702	661,336	10,1487	94,2927	1,4385
E4	Min	-236,498	-8,903	167,267	-8,35	-45,8123	-7,2106

SEZIONE E5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E5	Max	248,483	2,443	378,707	5,5986	129,6743	-0,8552
E5	Min	-244,489	-4,582	103,67	-3,823	-81,3754	-3,053
E5	Max	191,864	5,975	328,819	7,6737	115,4985	-0,0685
E5	Min	-187,87	-8,115	153,559	-5,8981	-67,1996	-3,8397

SEZIONE E6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E6	Max	91,447	4,064	112,096	4,5002	60,5303	0,9689
E6	Min	-107,528	-4,851	37,718	-3,6165	-12,766	-2,8578
E6	Max	113,249	7,916	96,422	7,4999	59,6626	2,9453
E6	Min	-129,331	-8,702	53,393	-6,6162	-11,8983	-4,8342

SEZIONE E7

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
E7	Max	61,752	10,78	9,73	0,0217	3,8443	9,4962
E7	Min	-68,794	-8,458	-8,398	-0,0035	-9,4252	-4,7397
E7	Max	97,359	17,566	5,122	0,0242	2,1178	9,1456
E7	Min	-104,401	-15,244	-3,789	-0,006	-7,6987	-4,389

PARETE F

SEZIONE F2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F2	Max	60,721	-4,613	430,007	3,5107	55,0377	6,3422
F2	Min	-72,614	-16,145	112,464	0,9189	-10,4992	2,3291
F2	Max	52,1	1,652	569,64	5,3062	48,8086	9,0328
F2	Min	-63,993	-22,41	-27,168	-0,8767	-4,2701	-0,3615

SEZIONE F3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F3	Max	52,566	4,898	396,22	0,861	22,8561	1,6035
F3	Min	-96,945	-3,542	37,903	-1,489	-13,479	-1,5955
F3	Max	48,248	5,686	395,976	0,6211	14,9179	2,1888
F3	Min	-92,627	-4,331	38,146	-1,2491	-5,5408	-2,1808

SEZIONE F4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F4	Max	43,736	3,079	252,745	0,654	21,9556	1,7085
F4	Min	-85,803	-2,826	32,5	-1,0056	-11,0614	-1,5088
F4	Max	35,631	2,834	212,541	0,3321	15,0746	2,0628
F4	Min	-77,699	-2,58	72,703	-0,6837	-4,1803	-1,8631

SEZIONE F5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F5	Max	24,457	2,856	145,194	0,6612	21,5568	1,3974
F5	Min	-72,717	-2,198	23,274	-0,5319	-6,8289	-1,5063
F5	Max	19,337	2,547	121,25	0,41	16,5021	1,6727
F5	Min	-67,597	-1,889	47,218	-0,2806	-1,7742	-1,7816

SEZIONE F6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F6	Max	-5,687	3,268	45,095	0,9017	24,2053	0,933
F6	Min	-55,575	0,254	-0,129	0,3448	4,3895	-2,2756
F6	Max	-5,832	2,485	39,887	0,9226	22,6899	1,3883
F6	Min	-55,43	1,037	5,079	0,3239	5,9049	-2,7309

SEZIONE F7

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F7	Max	-75,204	10,168	-8,945	0,9575	0,4466	-0,4317
F7	Min	-86,892	7,31	-20,136	0,7635	-4,0365	-3,3903
F7	Max	-72,701	9,384	-10,809	0,9334	0,8161	-0,0032
F7	Min	-89,395	8,094	-18,272	0,7875	-4,406	-3,8189

PARETE G

SEZIONE G2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G2	Max	124,694	1,267	510,621	1,3242	122,1195	0,2915
G2	Min	-134,454	-1,146	287,423	-1,3466	-127,476	-0,1515
G2	Max	60,067	2,579	589,73	3,1341	52,8198	0,4545
G2	Min	-69,827	-2,457	208,314	-3,1565	-58,1759	-0,3145

SEZIONE G3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G3	Max	170,866	0,92	529,07	0,5019	117,6739	0,1382
G3	Min	-187,098	-0,556	279,92	-0,3254	-90,4493	-0,666
G3	Max	76,345	1,751	611,543	1,013	86,1861	0,4311
G3	Min	-92,578	-1,387	197,447	-0,8365	-58,9615	-0,9589

SEZIONE G4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G4	Max	139,395	1,706	390,771	0,8563	137,6676	-0,0424
G4	Min	-173,434	-1,317	205,432	-0,8591	-101,91	-0,5606
G4	Max	67,917	3,409	430,22	1,7871	91,1894	0,0615
G4	Min	-101,955	-3,019	165,982	-1,7899	-55,4318	-0,6645

SEZIONE G5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G5	Max	102,324	1,69	224,825	0,6267	116,2436	0,0932
G5	Min	-145,827	-1,596	126,628	-0,5593	-76,9157	-0,3278
G5	Max	54,658	3,585	236,456	1,182	78,8342	0,0641
G5	Min	-98,16	-3,491	114,997	-1,1146	-39,5063	-0,2987

SEZIONE G6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G6	Max	45,458	2,071	62,412	1,4372	62,6218	0,7491
G6	Min	-86,335	-2,436	39,879	-1,2807	-36,6424	-0,4485
G6	Max	32,49	4,639	63,703	3,0286	49,3272	1,3585
G6	Min	-73,367	-5,004	38,589	-2,8721	-23,3478	-1,058

SEZIONE G7

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G7	Max	8,188	2,853	0,821	0,000115	6,8256	0,3614
G7	Min	-9,314	-2,616	-5,591	-7,7E-05	-11,2717	-0,5799
G7	Max	11,565	6,119	1,031	0,000233	5,0239	0,7996
G7	Min	-12,69	-5,882	-5,801	-0,00019	-9,47	-1,0181

PARETE H

SEZIONE H2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
H2	Max	27,948	0,649	201,03	1,0155	11,9825	-0,0504
H2	Min	-60,452	-0,907	176,199	-0,8734	-35,7803	-0,1704
H2	Max	9,83	1,451	200,382	2,1245	3,6153	-0,0809
H2	Min	-42,334	-1,709	176,847	-1,9824	-27,413	-0,1399

SEZIONE H3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
H3	Max	45,621	0,443	210,936	0,2823	58,2886	0,1541
H3	Min	-48,193	-0,524	180,87	-0,2032	-54,5519	-0,2035
H3	Max	19,596	0,954	214,137	0,5416	28,7225	0,2107
H3	Min	-22,167	-1,035	177,669	-0,4625	-24,9858	-0,2601

SEZIONE H4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
H4	Max	45,852	0,994	150,582	0,5073	58,011	0,0672
H4	Min	-49,21	-1,055	118,855	-0,4642	-51,8648	-0,087
H4	Max	20,25	2,044	151,737	1,0055	30,0233	0,0425
H4	Min	-23,607	-2,104	117,7	-0,9624	-23,8771	-0,0623

SEZIONE H5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
H5	Max	37,015	0,88	91,548	0,3599	49,7986	0,0946
H5	Min	-42,45	-0,928	68,617	-0,313	-42,0949	-0,1214
H5	Max	17,5	1,822	90,487	0,6024	28,3537	0,0377
H5	Min	-22,936	-1,87	69,679	-0,5555	-20,65	-0,0646

SEZIONE H6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
H6	Max	20,845	1,619	33,366	0,792	36,5444	0,0716
H6	Min	-27,877	-1,653	22,05	-0,7787	-27,6766	-0,0881
H6	Max	11,488	3,531	30,654	1,7169	24,1035	0,0575
H6	Min	-18,52	-3,564	24,762	-1,7036	-15,2357	-0,074

SEZIONE H7

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
H7	Max	5,296	1,492	2,686	5,88E-05	1,3288	0,072
H7	Min	-3,094	-1,484	-5,528	-5,8E-05	-2,9983	-0,0631
H7	Max	4,009	3,223	1,386	0,000127	0,5942	0,1328
H7	Min	-1,807	-3,215	-4,227	-0,00013	-2,2637	-0,1239

PARETE I

SEZIONE I2

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I2	Max	54,475	0,816	231,515	1,1438	34,8678	0,0491
I2	Min	-56,72	-0,706	198,724	-1,1408	-38,4199	-0,1393
I2	Max	25,94	1,553	242,049	2,3961	14,5526	0,0512
I2	Min	-28,185	-1,443	188,19	-2,393	-18,1047	-0,1414

SEZIONE I3

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I3	Max	73,582	0,526	229,479	0,3487	71,8606	0,1517
I3	Min	-69,137	-0,625	186,464	-0,2416	-70,9413	-0,164
I3	Max	34,863	1,12	245,185	0,6833	35,4991	0,1337
I3	Min	-30,417	-1,219	170,758	-0,5763	-34,5799	-0,146

SEZIONE I4

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I4	Max	70,398	1,143	164,713	0,5897	72,1585	0,1046
I4	Min	-71,802	-1,191	128,146	-0,5461	-67,2141	-0,1225
I4	Max	32,467	2,349	171,859	1,1983	37,024	0,1153
I4	Min	-33,871	-2,397	121	-1,1547	-32,0796	-0,1331

SEZIONE I5

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I5	Max	55,581	1,028	106,769	0,4363	60,2837	0,1073
I5	Min	-60,189	-1,078	68,841	-0,3797	-53,3597	-0,1431
I5	Max	27,402	2,163	103,668	0,7316	34,0835	0,0389
I5	Min	-32,01	-2,213	71,942	-0,675	-27,1595	-0,0747

SEZIONE I6

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I6	Max	30,468	1,839	39,219	0,9449	39,5098	0,0768
I6	Min	-35,762	-1,861	22,53	-0,9353	-32,729	-0,0939
I6	Max	18,212	3,944	34,978	2,0236	26,0062	0,04
I6	Min	-23,506	-3,965	26,771	-2,014	-19,2254	-0,057

SEZIONE I7

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
I7	Max	3,939	1,715	1,315	0,0001094	4,1658	0,0831
I7	Min	-6,893	-1,701	-1,702	-0,000108	-6,9443	-0,068
I7	Max	1,374	3,694	0,629	0,0002343	2,1524	0,0655
I7	Min	-4,328	-3,68	-1,016	-0,0002329	-4,931	-0,0504

Tutti i valori appena ottenuti sono quelli che derivano dall'analisi della struttura. Questi saranno poi incrementati come già visto nel paragrafo 5.10.1 per ottenere le sollecitazioni di calcolo previste dalla normativa.

6.9 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza flessionale per la parete analizzata.

Si procederà ora a verificare che l'armatura minima prevista da normativa sia sufficiente per le sezioni più sollecitate dell'intera parete in modo da poter armare la stessa.

SEZIONE A1

Sulla sezione A1(554cmX30cm) agiscono le seguenti sollecitazioni:

$$\bullet M_{Ed} = 710 \text{ kNm}$$

$$\bullet N_{Ed} = 1050 \text{ kN}$$

Si individuerà la lunghezza "confinata".

$$l_c = l \cdot 0.2 = 554 \cdot 0.2 = 110 \text{ cm (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45 \text{ cm (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 110 \text{ cm}$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 110 \cdot 30 = 3300 \text{ cm}^2$$

Si adotterà nella zona "confinata" una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 3300 \text{ cm}^2 = 33 \text{ cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 334 = 10020 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 10020 \text{ cm}^2 = 20.04 \text{ cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 20.04 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 33 \text{ cm}^2 = 86.04 \text{ cm}^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 4\phi 18/30cm \Rightarrow 2 \times 10.17cm^2 = 20.34cm^2$$

$$2 \times 4\phi 16/30cm \Rightarrow 2 \times 8.03cm^2 = 16.07cm^2$$

$$A_{sv,c} = 20.34cm^2 + 16.07cm^2 = 36.41cm^2 > 33cm^2 \text{ (minimo normativo)}$$

Area centrale:

$$2 \times 12\phi 12/30cm \Rightarrow 2 \times 13.56cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 27.12cm^2 > 20.04cm^2 \text{ (minimo normativo)}$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 72.82cm^2 + 27.12cm^2 = 99.94cm^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow > 86.04cm^2 \text{ (minimo normativo)}$$

In figura I viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

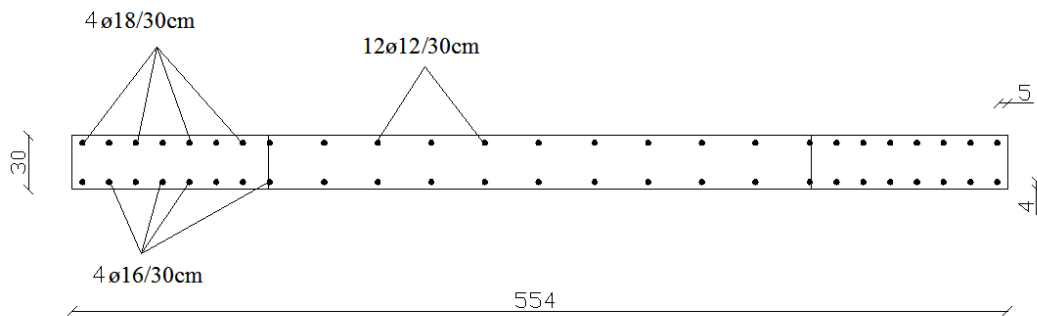


Figura I. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 554cm \cdot 30cm = 26891160N$$

$$0.4N_{Rd} = 10756464N = 10756kN > N_{Ed} = 1050 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{99.94cm^2}{16620cm^2} = 6.02 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{\left(554cm + \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right) - \sqrt{\left(554cm + \frac{1050000N \cdot 6.47}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm}\right)^2 - (554cm)^2(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})}}{(1 - 6.47 \cdot 6.02 \times 10^{-3})} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = \frac{559.89cm - \sqrt{313487cm^2 - 294946cm^2}}{0.961} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 441cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 441cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 1528660N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (554cm - 441cm)^2}{2 \cdot 441cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 2576850N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.77m - 1.47m = 1.3m$$

$$d_c = 0.92m + 1.47m = 2.39m$$

Quindi noti i valori di R_s, R_c, d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 1528660N \cdot 1.3m + 2576850N \cdot 2.39m = 1987260Nm + 6158670Nm \\ = 8145930Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 5702150Nm = 5702kNm > M_{Ed} = 710 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{1050000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 554 \cdot 30} = 0.039 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 6.02 \times 10^{-3} = 0.142 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.039}{1 + 1.25 \cdot 0.142} \right) \cdot 554cm = 447cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 447cm = 3098915N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 107cm = 4155024N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.77m - 1.67m = 1.28m$$

$$d_c = 0.55m + 1.78m = 2.33m$$

Quindi noti i valori di R_s, R_c, d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 3098915N \cdot 1.28m + 4155024N \cdot 2.33m = 13647815Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 9553471Nm = 9553kNm > M_{Ed} = 710 kNm$$

SEZIONE B1

Sulla sezione B1(405cmX30cm) agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 300 kNm$

- $N_{Ed} = 1250kN$

Quindi si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 405 \cdot 0.2 = 81cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 81cm$ di conseguenza l’area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 81 \cdot 30 = 2430cm^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 2430cm^2 = 24.3cm^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 243 = 7290cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 0.002 \cdot 10020cm^2 = 14.58cm^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 14.58cm^2 + 48.6cm^2 = 63.18cm^2$$

Quella appena calcolata è l’area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 7\phi 16/13\text{cm} \Rightarrow 2 \times 14.06\text{cm}^2 = 28.13\text{cm}^2$$

Area centrale:

$$2 \times 10\phi 10/25\text{cm} \Rightarrow 2 \times 7.85\text{cm}^2$$

$$A_{sv,centr} = 15.7\text{cm}^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 71.96\text{cm}^2$$

In figura II viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

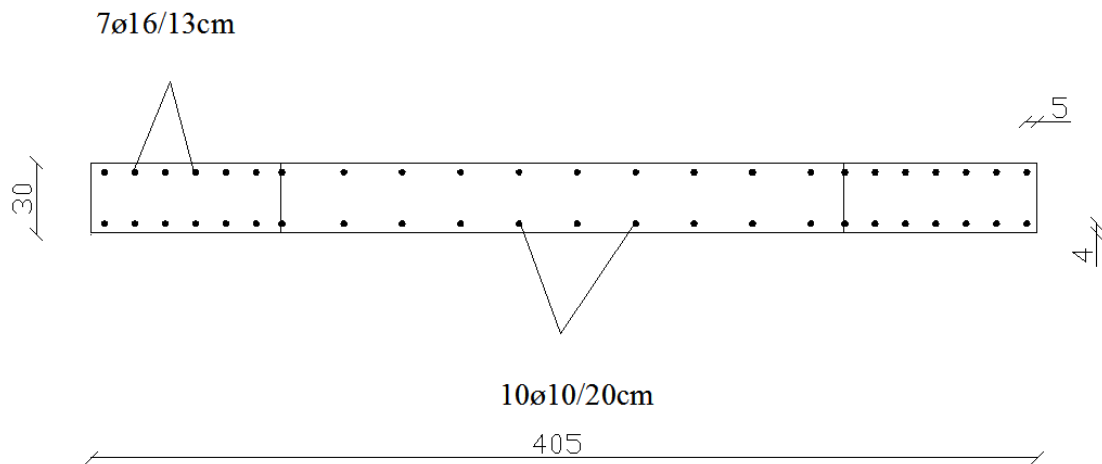


Figura II. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 405\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 19658700\text{N}$$

$$0.4N_{Rd} = 7863\text{kN} > N_{Ed} = 1250\text{ kN}$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{71.96\text{cm}^2}{12150\text{cm}^2} = 5.92 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{\text{mm}^2}}{32430 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{412cm - \sqrt{169762cm^2 - 157742cm^2}}{0.961} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 315cm \quad (11)$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{5.92 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 315cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 1073760N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (405cm - 315cm)^2}{2 \cdot 315cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 2288470N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.02m - 1.05m = 0.97m$$

$$d_c = 0.675m + 1.05m = 1.72m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 1073760N \cdot 0.97 + 2288470N \cdot 1.72m = 4977715Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 3484kNm > M_{Ed} = 300 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$v = \frac{N}{f_c b h} = \frac{1250000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 405 \cdot 30} = 0.063 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 5.92 \times 10^{-3} = 0.14 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.063}{1 + 1.25 \cdot 0.142} \right) \cdot 405cm = 318cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 5.92 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 317cm = 2161160N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 88cm = 3417216N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.02m - 1.58m = 0.43m$$

$$d_c = 0.4m + 1.268m = 1.67m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 2161160N \cdot 0.43m + 3417216N \cdot 1.67m = 6636050Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 4645kNm > M_{Ed} = 300 kNm$$

Le sezioni **C1** e **D1** sono sollecitati da momenti molto bassi e quindi la percentuale minima di armatura imposta dalla normativa sarà sicuramente sufficiente per evitare la crisi flessionale di queste sezioni.

Sulla sezione C1(275cmX30cm) agiscono le seguenti sollecitazioni:

$$\bullet M_{Ed} = 90 \text{ kNm}$$

$$\bullet N_{Ed} = 630 \text{ kN}$$

Sulla sezione D1(224cmX30cm) agiscono le seguenti sollecitazioni:

$$\bullet M_{Ed} = 55 \text{ kNm}$$

$$\bullet N_{Ed} = 460 \text{ kN}$$

FERRI SEZIONE C1

Si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 275 \cdot 0.2 = 55 \text{ cm} \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45 \text{ cm} \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 55 \text{ cm}$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 55 \cdot 30 = 1650 \text{ cm}^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1650 \text{ cm}^2 = 16.5 \text{ cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 165 = 4950 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 42.9 \text{ cm}^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 6\phi 14/10 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times 9.23 \text{ cm}^2 = 18.46 \text{ cm}^2$$

Area centrale:

$$2 \times 11\phi 8/15\text{cm} \Rightarrow 2 \times 5.52\text{cm}^2$$

$$A_{sv,centr} = 11.05\text{cm}^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 47.97\text{cm}^2$$

In figura III viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

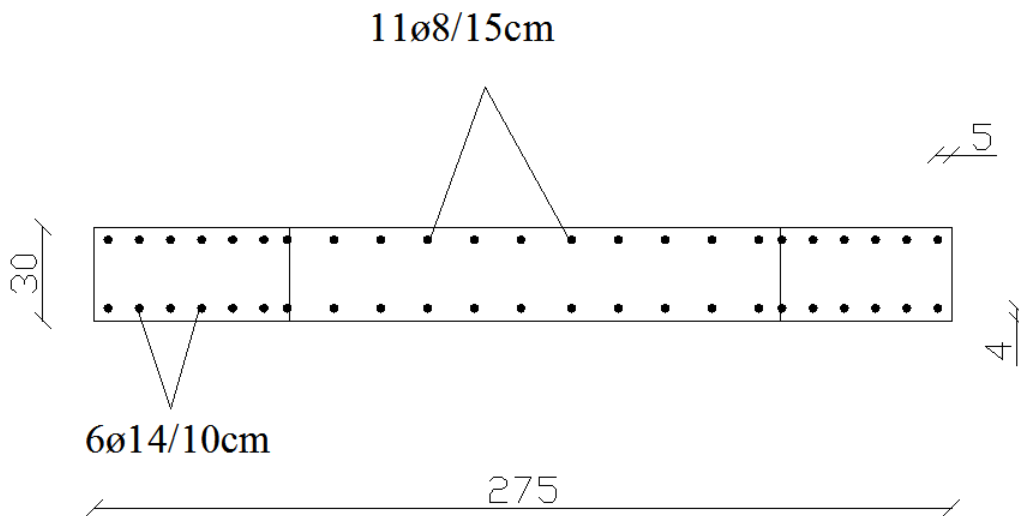


Figura III. Disposizione delle barre verticali.

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{47.97\text{cm}^2}{8250\text{cm}^2} = 5.81 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{\text{mm}^2}}{32430 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{\text{cm}^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1. Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{278.5cm - \sqrt{77585cm^2 - 72782cm^2}}{0.962} \Rightarrow$$
$$\Rightarrow y_{y1} = 217cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{5.81 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 217cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 726000N$$
$$R_c = \frac{30 \cdot (275cm - 217cm)^2 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2 \cdot 217cm \cdot 6.47} = 1380000N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 1.37m - 0.72m = 0.65m$$

$$d_c = 0.45m + 0.72m = 1.17m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 726000N \cdot 0.65m + 1380000N \cdot 1.17m = 2086500Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 1460kNm > M_{Ed} = 90 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$v = \frac{N}{f_c b h} = \frac{630000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 275 \cdot 30} = 0.047 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 5.81 \times 10^{-3} = 0.137 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.047}{1 + 1.25 \cdot 0.137} \right) \cdot 275cm = 221cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 5.81 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 221cm = 1478700N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 54cm = 2097000N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 1.37m - 1.1m = 0.27m$$

$$d_c = 0.27m + 0.88m = 1.15m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 1478700N \cdot 0.27m + 2097000N \cdot 1.15m = 2811550Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 1968kNm > M_{Ed} = 90 kNm$$

FERRI SEZIONE D1

Si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 224 \cdot 0.2 = 45cm \quad (20\% \text{ della lunghezza in pianta})$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45cm \quad (1,5 \text{ volte lo spessore della parete})$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 134 = 4020cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 8.04cm^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 35.04cm^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

Area centrale:

$$2 \times 9\phi 8/15cm \Rightarrow 2 \times 4.52cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 9.04cm^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 39.8cm^2$$

In figura IV viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

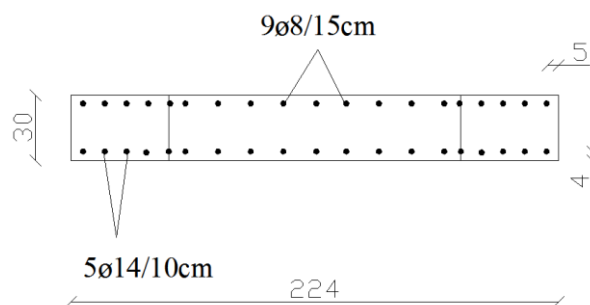


Figura IV. Disposizione delle barre verticali.

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{39.8cm^2}{6720cm^2} = 5.92 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{226.58cm - \sqrt{51340cm^2 - 48220cm^2}}{0.961} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 177cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{5.92 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 177cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 603400N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (224cm - 177cm)^2}{2 \cdot 177cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 1110700N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 1.12m - 0.59m = 0.53m$$

$$d_c = 0.37m + 0.59m = 0.96m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 603400N \cdot 0.53m + 1110700N \cdot 0.96m = 1386100Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 970kNm > M_{Ed} = 55 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{460000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 224 \cdot 30} = 0.042 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 5.92 \times 10^{-3} = 0.140 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.042}{1 + 1.25 \cdot 0.140} \right) \cdot 224cm = 180cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 5.92 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 180cm = 1227200N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 44cm = 1708600N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 1.12m - 0.9m = 0.22m$$

$$d_c = 0.22m + 0.72m = 0.94m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 1227200N \cdot 0.22m + 1708600N \cdot 0.94m = 1876000Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 1313kNm > M_{Ed} = 55kNm$$

SEZIONE E1

Sulla sezione E1(410cmX30cm) agiscono le seguenti sollecitazioni:

$$\bullet M_{Ed} = 520 \text{ kNm}$$

$$\bullet N_{Ed} = 1410 \text{ kN}$$

Si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 410 \cdot 0.2 = 82 \text{ cm} \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45 \text{ cm} \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 82 \text{ cm}$ di conseguenza l’area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 82 \cdot 30 = 2460 \text{ cm}^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 2460 \text{ cm}^2 = 24.6 \text{ cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 246 = 7380 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 14.76 \text{ cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 63.96 \text{ cm}^2$$

Quella appena calcolata è l’area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 7\phi 16/13 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times 14.06 \text{ cm}^2 = 28.13 \text{ cm}^2$$

Area centrale:

$$2 \times 10\phi 10/25 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times 7.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv,centr} = 15.7 \text{ cm}^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 71.96 \text{ cm}^2$$

In figura V viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

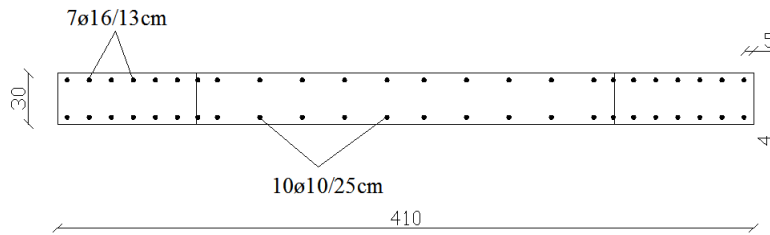


Figura V. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 410cm \cdot 30cm = 19901400N$$

$$0.4N_{Rd} = 7960kN > N_{Ed} = 1410 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{71.96cm^2}{12300cm^2} = 5.85 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{417.9cm - \sqrt{174658cm^2 - 161737cm^2}}{0.962} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 316cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{5.85 \times 10^{-3} \cdot 30\text{cm} \cdot 316\text{cm} \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{2} = 1064433N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (410\text{cm} - 316\text{cm})^2}{2 \cdot 316\text{cm}} \frac{38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{6.47} = 2488512N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.05\text{m} - 1.05\text{m} = 1\text{m}$$

$$d_c = 0.68\text{m} + 1.05\text{m} = 1.73\text{m}$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 1064433N \cdot 1\text{m} + 2488512N \cdot 1.73\text{m} = 5369558Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 3758kNm > M_{Ed} = 520 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{141000N}{1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 410 \cdot 30} = 0.07 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{1618 \frac{N}{\text{cm}^2}} \cdot 5.85 \times 10^{-3} = 0.138 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.07}{1 + 1.25 \cdot 0.138} \right) \cdot 410\text{cm} = 319\text{cm}$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 5.85 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 319cm = 2149077N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 91cm = 3533712N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 2.05m - 1.59m = 0.45m$$

$$d_c = 0.41m + 1.27m = 1.68m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 2149077N \cdot 0.45m + 3533712N \cdot 1.68m = 6903720Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 4832kNm > M_{Ed} = 520 kNm$$

PARETE F

Sulla parete F (97cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti :

- $M_{Ed} = 60 kNm$

- $N_{Ed} = 460kN$

Si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 97 \cdot 0.2 = 20cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Tutta la sezione verrà considerata come zona confinata quindi si adotterà l'armatura minima prevista per la zona confinata senza fare distinzioni tra questa e la zona centrale.

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata :

$$2 \times 11\phi 10/9\text{cm} \Rightarrow 2 \times 8.63\text{cm}^2 = 17.27\text{cm}^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} = 34.54\text{cm}^2$$

In figura VI viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

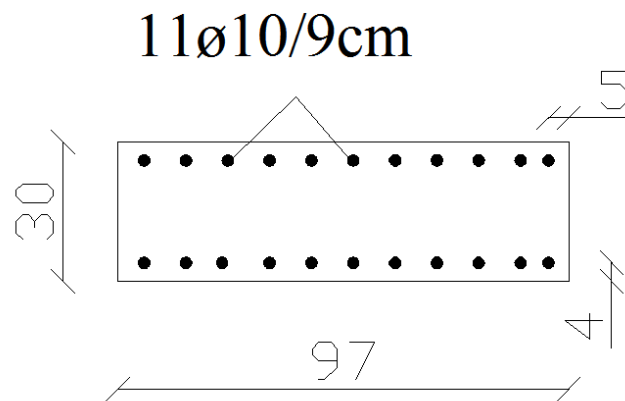


Figura VI. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 97\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 4708380\text{N}$$

$$0.4N_{Rd} = 1883\text{kN} > N_{Ed} = 460\text{ kN}$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{34.54\text{cm}^2}{2910\text{cm}^2} = 0.01$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{\text{mm}^2}}{32430 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{99.58cm - \sqrt{9917cm^2 - 8800cm^2}}{0.935} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 70cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{0.01 \cdot 30cm \cdot 70cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 403063N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (97cm - 70cm)^2}{2 \cdot 70cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 926831N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.485m - 0.23m = 0.255m$$

$$d_c = 0.16m + 0.23m = 0.39m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 403063N \cdot 0.255m + 926831N \cdot 0.39m = 478285Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 334 > M_{Ed} = 60 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{460000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 97 \cdot 30} = 0.097 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 0.01 = 0.237 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.097}{1 + 1.25 \cdot 0.237} \right) \cdot 70cm = 65cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 0.01 \cdot 30cm \cdot 65cm = 748546N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 32cm = 1242624N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.485m - 0.325m = 0.16m$$

$$d_c = 0.09m + 0.26m = 0.35m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 748546N \cdot 0.16m + 1242624N \cdot 0.35m = 554700Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 388kNm > M_{Ed} = 60 kNm$$

PARETE G

Sulla parete G (212cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 140 kNm$
- $N_{Ed} = 620kN$

Si individuerà la lunghezza "confinata".

$$l_c = l \cdot 0.2 = 212 \cdot 0.2 = 43cm \quad (20\% \text{ della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45cm \quad (1,5 \text{ volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45\text{cm}$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350\text{cm}^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350\text{cm}^2 = 13.5\text{cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 122 = 3660\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 7.32\text{cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 34.32\text{cm}^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10\text{cm} \Rightarrow 2 \times 7.69\text{cm}^2 = 15.38\text{cm}^2$$

Area centrale:

$$2 \times 11\phi 8/10\text{cm} \Rightarrow 2 \times 5.52\text{cm}^2$$

$$A_{sv,centr} = 11.05\text{cm}^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 41.81\text{cm}^2$$

In figura VII viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

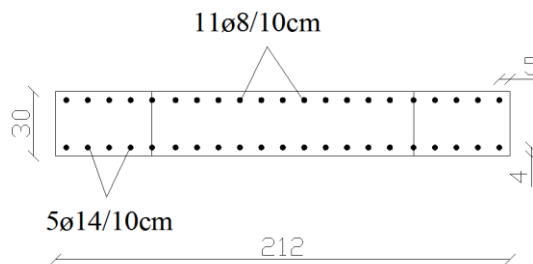


Figura VII. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 212cm \cdot 30cm = 10290480N$$

$$0.4N_{Rd} = 4116kN > N_{Ed} = 620 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{41.81cm^2}{6360cm^2} = 6.57 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{215.48cm - \sqrt{46431cm^2 - 43033cm^2}}{0.957} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 164cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{6.57 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 164cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 620420N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (212cm - 164cm)^2}{2 \cdot 164cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 1250300N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 1.06m - 0.54m = 0.52m$$

$$d_c = 0.35m + 0.54m = 0.89m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 620420N \cdot 0.52m + 1250300N \cdot 0.89m = 1435387Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 1004kNm > M_{Ed} = 140 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{620000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 212 \cdot 30} = 0.06 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} 6.57 \times 10^{-3} = 0.155 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.06}{1 + 1.25 \cdot 0.155} \right) \cdot 212cm = 165cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 6.57 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 165cm = 1248400N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 47cm = 1825100N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 1.06m - 0.85m = 0.21m$$

$$d_c = 0.21m + 0.66m = 0.87m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 1248400N \cdot 0.21m + 1825100N \cdot 0.87m = 1850000Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 1295kNm > M_{Ed} = 140 kNm$$

PARETE H

Sulla parete H (100cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

$$\bullet M_{Ed} = 60kNm$$

$$\bullet N_{Ed} = 220kN$$

Quindi si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 100 \cdot 0.2 = 20cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l’area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Tutta la sezione verrà considerata come zona confinata quindi si adotterà l’armatura minima prevista per la zona confinata senza fare distinzioni tra questa e la zona centrale.

Quella appena calcolata è l’area minima che deve essere assicurata per normativa. Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata :

$$2 \times 10\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 15.38cm^2 = 30.77cm^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 30.77cm^2$$

In figura VIII viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

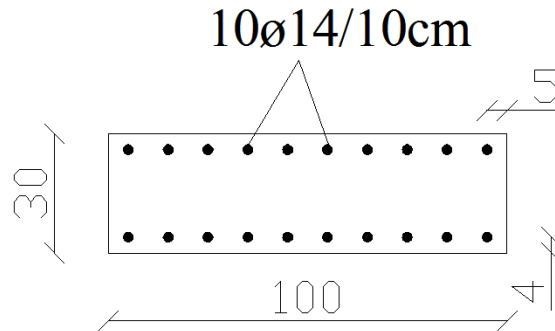


Figura VIII. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 100cm \cdot 30cm = 4854000N$$

$$0.4N_{Rd} = 1941kN > N_{Ed} = 220 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{30.77cm^2}{3000cm^2} = 0.01$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{101.23cm - \sqrt{10248cm^2 - 9353cm^2}}{0.935} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 76cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{0.01 \cdot 30\text{cm} \cdot 76\text{cm} \cdot 38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{2} = 437600N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (100\text{cm} - 76\text{cm})^2}{2 \cdot 76\text{cm}} \frac{38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{6.47} = 674500N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.5\text{m} - 0.25\text{m} = 0.25\text{m}$$

$$d_c = 0.16\text{m} + 0.25\text{m} = 0.41\text{m}$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 437600N \cdot 0.25\text{m} + 674500N \cdot 0.41\text{m} = 385950Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 270\text{kNm} > M_{Ed} = 60 \text{ kNm}$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{220000N}{1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 100 \cdot 30} = 0.045 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{\text{cm}^2}}{1618 \frac{N}{\text{cm}^2}} 0.01 = 0.237 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.045}{1 + 1.25 \cdot 0.237} \right) \cdot 100\text{cm} = 73\text{cm}$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 0.01 \cdot 30\text{cm} \cdot 73\text{cm} = 840675N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{\text{cm}^2} \cdot 30\text{cm} \cdot 0.8 \cdot 27\text{cm} = 1048465N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.5\text{m} - 0.36\text{m} = 0.13\text{m}$$

$$d_c = 0.1\text{m} + 0.29\text{m} = 0.39\text{m}$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 840675N \cdot 0.13\text{m} + 1048465N \cdot 0.39\text{m} = 518200Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 362\text{kNm} > M_{Ed} = 60\text{kNm}$$

PARETE I

Sulla parete I(129cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 75\text{kNm}$
- $N_{Ed} = 250\text{kN}$

Si individuerà la lunghezza “confinata”.

$$l_c = l \cdot 0.2 = 129 \cdot 0.2 = 26\text{cm} \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45\text{cm} \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45\text{cm}$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350\text{cm}^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350\text{cm}^2 = 13.5\text{cm}^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 39 = 1170\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 2.34\text{cm}^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 29.34\text{cm}^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10\text{cm} \Rightarrow 2 \times 7.69\text{cm}^2 = 15.38\text{cm}^2$$

Area centrale:

$$2 \times 4\phi 8/10\text{cm} \Rightarrow 2 \times 2.00\text{cm}^2$$

$$A_{sv,centr} = 4\text{cm}^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 34.76\text{cm}^2$$

In figura IX viene mostrata la disposizione delle barre verticali.

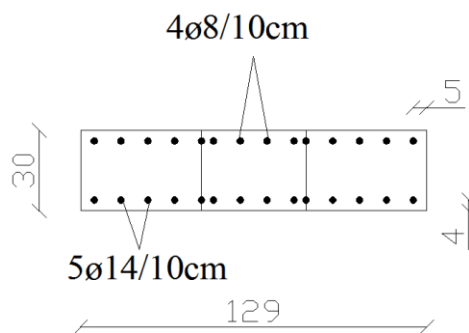


Figura IX. Disposizione delle barre verticali.

Resistenza a compressione della sezione.

$$N_{Rd} = f_{cd}bh = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 129cm \cdot 30cm = 6261660N$$

$$0.4N_{Rd} = 2504kN > N_{Ed} = 250 kN$$

VERIFICATA A COMPRESSIONE

Calcolo dell'asse neutro e del momento di primo snervamento.

Bisogna prima di tutto definire la percentuale di armatura ρ e il coefficiente di omogeneizzazione n .

$$\bullet \rho = \frac{A_{sv,tot}}{bh} = \frac{34.76cm^2}{3870cm^2} = 8.9 \times 10^{-3}$$

$$\bullet n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{32430 \frac{N}{mm^2}} = 6.47$$

$$\bullet f_{yd} = 38387 \frac{N}{cm^2}$$

$$\bullet f_{cd} = 1618 \frac{N}{cm^2}$$

Noti questi parametri si applicheranno le formule viste nel paragrafo 5.10.2.1.

Dalla (4) si otterrà:

$$y_{y1} = \frac{130.4cm - \sqrt{17005cm^2 - 15682cm^2}}{0.942} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow y_{y1} = 100cm$$

Nota la y_{y1} si andrà a calcolare il valore delle risultanti delle tensioni di trazione e di compressione inserendo il valore dell'asse neutro nelle equazioni (2) e (3) del paragrafo 5.10.2.1.

$$R_s = \frac{8.9 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 100cm \cdot 38387 \frac{N}{cm^2}}{2} = 512470N$$

$$R_c = \frac{30 \cdot (129cm - 100cm)^2}{2 \cdot 100cm} \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{6.47} = 748460N$$

Adesso dalle equazioni (6) e (7) del paragrafo 5.10.2.1 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.64m - 0.33m = 0.31m$$

$$d_c = 0.21m + 0.33m = 0.54m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (5) del paragrafo 5.10.2.1 si otterrà il valore del momento di primo snervamento.

$$M_{y1} = 512470N \cdot 0.31m + 748460N \cdot 0.54m = 563000Nm$$

Adesso il valore di M_{y1} verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_{y1} = 394kNm > M_{Ed} = 75 kNm$$

Calcolo dell'asse neutro e del momento in condizioni ultime.

Oltre ai parametri utilizzati nel calcolo del momento di primo snervamento si definiranno altri due parametri: lo sforzo normale adimensionalizzato e la percentuale meccanica di armatura.

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{250000N}{1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 129 \cdot 30} = 0.039 \quad \text{sforzo normale adimensionalizzato;}$$

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \rho = \frac{f_y A_s}{f_c b h} = \frac{38387 \frac{N}{cm^2}}{1618 \frac{N}{cm^2}} \cdot 8.9 \times 10^{-3} = 0.211 \quad \text{percentuale meccanica;}$$

Adesso utilizzando la (5) del paragrafo 5.10.2.3 si calcolerà la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

$$y_u = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot 0.039}{1 + 1.25 \cdot 0.211} \right) \cdot 129cm = 97cm$$

Quindi sostituendo y_u nella (2) e nella (3) del paragrafo 5.10.2.3 si otterranno la risultante delle tensioni di trazione e la risultante delle tensioni di compressione.

$$R_s = 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 8.9 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 97cm = 994185N$$

$$R_c = 1618 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 32cm = 1242625N$$

Adesso dalle equazioni (7) e (8) del paragrafo 5.10.2.3 si andrà a valutare la lunghezza dei bracci d_s e d_c .

$$d_s = 0.64m - 0.48m = 0.16m$$

$$d_c = 0.13m + 0.38m = 0.51m$$

Quindi noti i valori di R_s , R_c , d_s e d_c e sostituendoli nella (6) del paragrafo 5.10.2.3 si otterrà il valore del momento ultimo.

$$M_u = 994185N \cdot 0.16m + 1242625N \cdot 0.51m = 792810Nm$$

Adesso il valore di M_u verrà decurtato del 30% come previsto dalla normativa.

$$0.7 \cdot M_u = 554kNm > M_{Ed} = 75 kNm$$

6.10 Calcolo delle armature e verifiche di resistenza a taglio per la parete analizzata.

Si analizzerà una parete di altezza l e sezione rettangolare $b \times h$ soggetta ad una forza orizzontale F e di cui conosciamo la percentuale di armatura verticale ρ_v . Si dovrà calcolare la percentuale di armatura orizzontale ρ_h necessaria per scongiurare rotture a taglio. Verranno utilizzate le stesse formule di paragrafo 5.10.4. La verifica a taglio verrà eseguita come definito nel paragrafo 7.4.4.5.2.2 della normativa.

SEZIONE A1

Sulla sezione A1 (554cmX30cm) agiscono le seguenti sollecitazioni:

- $M_{Ed} = 710 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 1050 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 475 \text{ kN} \cdot 1.5 = 720 \text{ kN}$ (incrementato come previsto da normativa)

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Sezione A)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 5540 \text{ mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 5540 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 5916 \text{ kN} > T_{sd} = 720 \text{ kN} \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Sezione A1)

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{710kNm}{720kN \cdot 3.62m} = 0.27 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{5540}\right)^{1/2} = 1.19$
- $d = 5540mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 6.02 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{1050000N}{16620cm^2} = 63 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.295$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.19 \cdot \left(100 \cdot 6.02 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2}\right)^{1/3} / 1.5 + 0.094 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 5540mm$$

$$= 1073662N \geq$$

$$\geq \left(0.295 \frac{N}{mm^2} + 0.094 \frac{N}{mm^2}\right) 300mm \cdot 5540mm = 648180N$$

Nel caso in esame si ha che :

$$T_{rd,c} > T_{sd}$$

Quindi in teoria non è necessaria alcuna armatura a taglio però si andrà comunque ad inserire la quantità minima di staffe imposta dalla normativa.

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\varnothing 8$ con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire 51 staffe $\varnothing 8$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 51\varnothing 8 / 7cm = 2 \cdot 25.6cm^2 = 51.24cm^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la sezione sarà certamente verificata a taglio perché come si è già detto in precedenza la sezione in esame non necessita in realtà di armatura a taglio. La precedente quantità di armatura orizzontale verrà disposta lungo tutto lo sviluppo orizzontale della zona di base della parete analizzata perché se questa verifica la sezione A1, che è la più sollecitata, sicuramente verificherà tutte le sezioni di base della parete.

Si andrà comunque a valutare il valore del taglio resistente che corrisponde alla quantità di armatura inserita.

Si avrà un percentuale di armatura orizzontale pari a:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot l_w} = \frac{51.24cm^2}{30cm \cdot 362cm} = 4.71 \times 10^{-3}$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 720kN &\leq 1073662N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 4.71 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.27 \cdot 362cm \\ &= 1073662N + 397600N = 1471kN \end{aligned}$$

VERIFICATO

Adesso si procederà alla verifica a taglio delle sezioni più sollecitate delle pareti F, G, H e I in modo da vedere se con la quantità minima di armatura prevista dalla normativa queste saranno verificate a taglio, se così sarà l'armatura calcolata verrà disposta lungo tutto lo sviluppo verticale delle pareti in esame. Le sezioni che si analizzeranno avranno altezza pari a 2,47m e la base varierà in funzione della parete che si starà trattando.

PARETE F

Sulla parete F (97cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 60 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 430 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 96 \text{ kN} \cdot 1.5 = 150 \text{ kN}$ (incrementato come previsto da normativa)

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Parete F)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 970 \text{ mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 970 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 941 \text{ kN} > T_{sd} = 150 \text{ kN} \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Parete F)

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{60 \text{ kNm}}{150 \text{ kN} \cdot 2.47 \text{ m}} = 0.16 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{970}\right)^{1/2} = 1.04$
- $d = 970mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 0.01$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{430000N}{2910cm^2} = 147 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.241$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.04 \cdot \left(100 \cdot 0.01 \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2}\right)^{1/3} / 1.5 + 0.22 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 970mm = 174600N$$

$$\geq \left(0.241 \frac{N}{mm^2} + 0.22 \frac{N}{mm^2}\right) 300mm \cdot 970mm = 134150N$$

Nel caso in esame si ha che :

$$T_{rd,c} > T_{sd}$$

Quindi in teoria non è necessaria alcuna armatura a taglio però si andrà comunque ad inserire la quantità minima di staffe imposta dalla normativa.

Si adotteranno nella zona confinata staffe Ø8 con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire lungo tutto lo sviluppo verticale della parete 176 staffe $\varnothing 8$. Infatti la parete è alta 12,36m quindi togliendo 2 cm nella parte inferiore e superiore che saranno utilizzati come copri ferro si avrà:

$$\frac{1236cm - 4cm}{7cm} = \frac{1232cm}{7cm} = 176 \text{ staffe}$$

$$A_{s,h} = 2 \cdot \varnothing 8 / 7cm = 2 \cdot 88.42cm^2 = 176.84cm^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la sezione sarà certamente verificata a taglio perché come si è già detto in precedenza la sezione in esame non necessita in realtà di armatura a taglio. La precedente quantità di armatura orizzontale verrà disposta lungo tutto lo sviluppo verticale della parete analizzata.

Si andrà comunque a valutare il valore del taglio resistente che corrisponde alla quantità di armatura inserita.

Si avrà un percentuale di armatura orizzontale pari a:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot l_w} = \frac{35.16cm^2}{30cm \cdot 247cm} = 4.74 \times 10^{-3}$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 150kN &\leq 174600N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 4.74 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.16 \cdot 247cm \\ &= 174600N + 161800N = 336kN \end{aligned}$$

VERIFICATO

PARETE G

Sulla parete G (212cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 140 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 620kN$
- $T_{Ed} = 187kN \cdot 1.5 = 285kN$ (incrementato come previsto da normativa)

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Parete G)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300\text{mm}$
- $h = 2120\text{mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 2120 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 2058\text{kN} > T_{sd} = 285\text{kN} \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Parete G)

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{140\text{kNm}}{285\text{kN} \cdot 2.47\text{m}} = 0.19 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{2120}\right)^{1/2} = 1.3$
- $d = 2120mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 6.57 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{620000N}{6360cm^2} = 97 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.337$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.3 \cdot \left(100 \cdot 6.57 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} / \left(1.5 + 0.145 \frac{N}{mm^2} \right) \right\} 300mm \cdot 2120mm$$

$$= 352980N \geq$$

$$\geq \left(0.337 \frac{N}{mm^2} + 0.145 \frac{N}{mm^2} \right) 300mm \cdot 2120mm = 306552N$$

Nel caso in esame si ha che :

$$T_{Rd,c} > T_{sd}$$

Quindi in teoria non è necessaria alcuna armatura a taglio però si andrà comunque ad inserire la quantità minima di staffe imposta dalla normativa.

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\varnothing 8$ con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire lungo tutto lo sviluppo verticale della parete 176 staffe $\varnothing 8$. Infatti la parete è alta 12,36m quindi togliendo 2 cm nella parte inferiore e superiore che saranno utilizzati come copri ferro si avrà:

$$\frac{1236cm - 4cm}{7cm} = \frac{1232cm}{7cm} = 176 \text{ staffe}$$

$$A_{s,h} = 2 \cdot \varnothing 8 / 7cm = 2 \cdot 88.42cm^2 = 176.84cm^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la sezione sarà certamente verificata a taglio perché come si è già detto in precedenza la sezione in esame non necessita in realtà di armatura a taglio. La precedente quantità di armatura orizzontale verrà disposta lungo tutto lo sviluppo verticale della parete analizzata.

Si andrà comunque a valutare il valore del taglio resistente che corrisponde alla quantità di armatura inserita.

Si avrà un percentuale di armatura orizzontale pari a:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot l_w} = \frac{35.16 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 247 \text{ cm}} = 4.74 \times 10^{-3}$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 285 \text{ kN} &\leq 352980 \text{ N} + 0.75 \cdot 38387 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \cdot 4.74 \times 10^{-3} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 0.19 \cdot 247 \text{ cm} \\ &= 352980 \text{ N} + 192100 \text{ N} = 545 \text{ kN} \end{aligned}$$

VERIFICATO

PARETE H

Sulla parete H (100cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 60 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 220 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 60 \text{ kN} \cdot 1.5 = 90 \text{ kN}$ (incrementato come previsto da normativa)

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Parete H)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 1000 \text{ mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1000 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 970kN > T_{sd} = 90kN \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Parete H)

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{60kNm}{90kN \cdot 2.47m} = 0.27 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1000}\right)^{1/2} = 1.44$

- $d = 1000mm$

- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 0.01$

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{220000N}{3000cm^2} = 73 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$

- $b_w = 300mm$

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.393$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.44 \cdot \left(100 \cdot 0.01 \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2}\right)^{1/3} / 1.5 + 0.109 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 1000mm$$

$$= 190920N \geq$$

$$\geq \left(0.393 \frac{N}{mm^2} + 0.109 \frac{N}{mm^2}\right) 300mm \cdot 1000mm = 150600N$$

Nel caso in esame si ha che :

$$T_{rd,c} > T_{sd}$$

Quindi in teoria non è necessaria alcuna armatura a taglio però si andrà comunque ad inserire la quantità minima di staffe imposta dalla normativa.

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 8$ con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire lungo tutto lo sviluppo verticale della parete 176 staffe $\emptyset 8$. Infatti la parete è alta 12,36m quindi togliendo 2 cm nella parte inferiore e superiore che saranno utilizzati come copri ferro si avrà:

$$\frac{1236cm - 4cm}{7cm} = \frac{1232cm}{7cm} = 176 \text{ staffe}$$

$$A_{s,h} = 2 \cdot \emptyset 8 / 7cm = 2 \cdot 88.42cm^2 = 176.84cm^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la sezione sarà certamente verificata a taglio perché come si è già detto in precedenza la sezione in esame non necessita in realtà di armatura a taglio. La precedente quantità di armatura orizzontale verrà disposta lungo tutto lo sviluppo verticale della parete analizzata.

Si andrà comunque a valutare il valore del taglio resistente che corrisponde alla quantità di armatura inserita.

Si avrà un percentuale di armatura orizzontale pari a:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot l_w} = \frac{35.16cm^2}{30cm \cdot 247cm} = 4.74 \times 10^{-3}$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 90kN &\leq 352980N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 4.74 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.27 \cdot 247cm \\ &= 190920N + 273000N = 464kN \end{aligned}$$

VERIFICATO

PARETE I

Sulla parete I (129cmX30cm) le massime sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 75 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 250 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 75 \text{ kN} \cdot 1.5 = 120 \text{ kN}$ (incrementato come previsto da normativa)

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima. (Parete I)

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(\cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300 \text{ mm}$
- $h = 1290 \text{ mm}$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1290 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1252 \text{ kN} > T_{sd} = 120 \text{ kN} \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. (Parete I)

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{75 \text{ kNm}}{120 \text{ kN} \cdot 2.47 \text{ m}} = 0.25 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$T_{sd} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1290}\right)^{1/2} = 1.39$
- $d = 1000mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 8.9 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{250000N}{3870cm^2} = 65 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.291$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.39 \cdot \left(100 \cdot 8 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2}\right)^{1/3} / \left(1.5 + 0.097 \frac{N}{mm^2}\right) \right\} 300mm \cdot 1290mm$$

$$= 227050N \geq$$

$$\geq \left(0.291 \frac{N}{mm^2} + 0.097 \frac{N}{mm^2}\right) 300mm \cdot 1290mm = 150156N$$

Nel caso in esame si ha che :

$$T_{Rd,c} > T_{sd}$$

Quindi in teoria non è necessaria alcuna armatura a taglio però si andrà comunque ad inserire la quantità minima di staffe imposta dalla normativa.

Si adotteranno nella zona confinata staffe Ø8 con un passo di 7cm perché la normativa impone che nelle zone critiche l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Quindi si provvederà ad inserire lungo tutto lo sviluppo verticale della parete 176 staffe Ø8. Infatti la parete è alta 12,36m quindi togliendo 2 cm nella parte inferiore e superiore che saranno utilizzati come copri ferro si avrà:

$$\frac{1236cm - 4cm}{7cm} = \frac{1232cm}{7cm} = 176 \text{ staffe}$$

$$A_{s,h} = 2 \cdot \frac{\text{Ø}8}{7cm} = 2 \cdot 88.42cm^2 = 176.84cm^2$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la sezione sarà certamente verificata a taglio perché come si è già detto in precedenza la sezione in esame non necessita in

realtà di armatura a taglio. La precedente quantità di armatura orizzontale verrà disposta lungo tutto lo sviluppo verticale della parete analizzata.

Si andrà comunque a valutare il valore del taglio resistente che corrisponde alla quantità di armatura inserita.

Si avrà un percentuale di armatura orizzontale pari a:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot l_w} = \frac{35.16 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 247 \text{ cm}} = 4.74 \times 10^{-3}$$

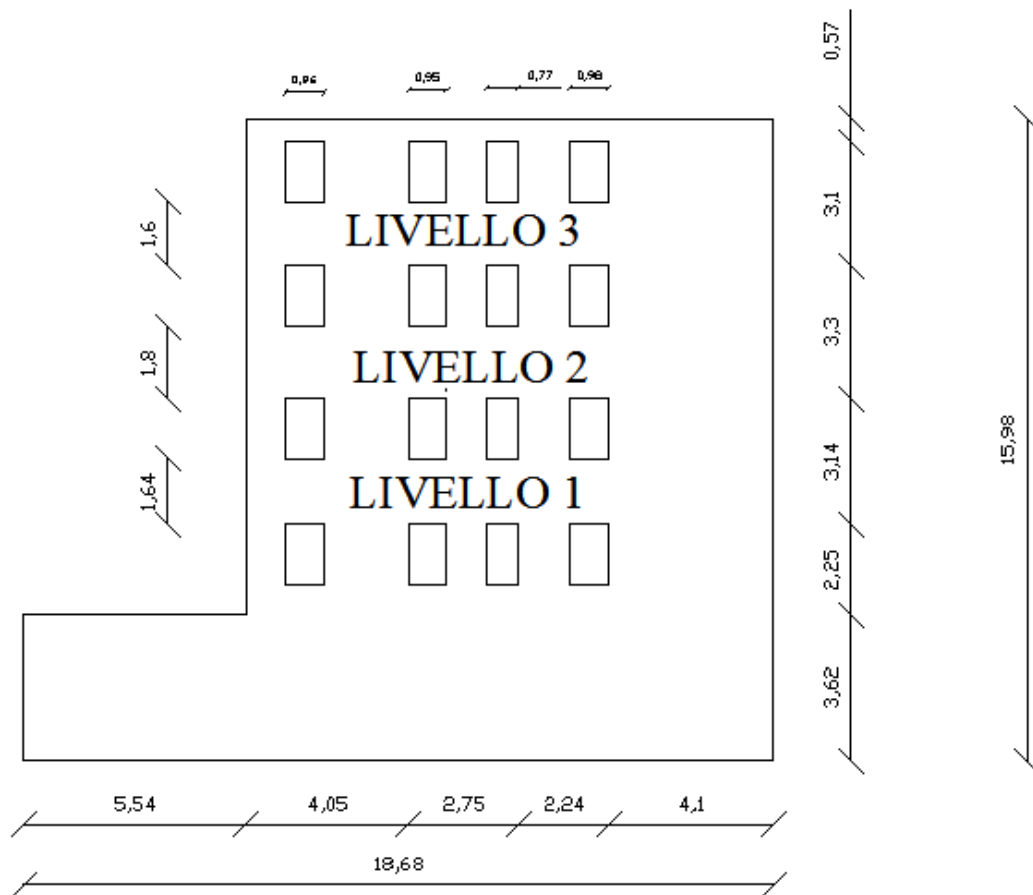
Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 120 \text{ kN} &\leq 227050 \text{ N} + 0.75 \cdot 38387 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \cdot 4.74 \times 10^{-3} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 0.25 \cdot 247 \text{ cm} \\ &= 227050 \text{ N} + 252800 \text{ N} = 480 \text{ kN} \end{aligned}$$

VERIFICATO

6.11 Calcolo delle armature per le travi di accoppiamento.

Ad ogni livello tra due aperture successive sono poste delle travi di accoppiamento che in realtà sono elementi molto tozzi e quindi saranno trattati come delle pareti. Si andrà a valutare se sarà necessario adottare un'armatura diagonale o se sarà sufficiente rinforzarle con il metodo classico. Per ogni livello si esaminerà l'elemento maggiormente sollecitato e una volta calcolata l'armatura questa verrà adottata anche per gli altri elementi posti allo stesso livello. In figura I si mostrano i diversi livelli a cui sono poste le travi di accoppiamento e sono indicati anche l'altezza e la luce netta di questi elementi.



LIVELLO 1

Con l'ausilio delle section cut si è visto che le sollecitazioni massime per le travi di accoppiamento al primo livello sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 185 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 80 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 335 \text{ kN}$

In figura II si mostra come è sollecitata la sezione in esame.

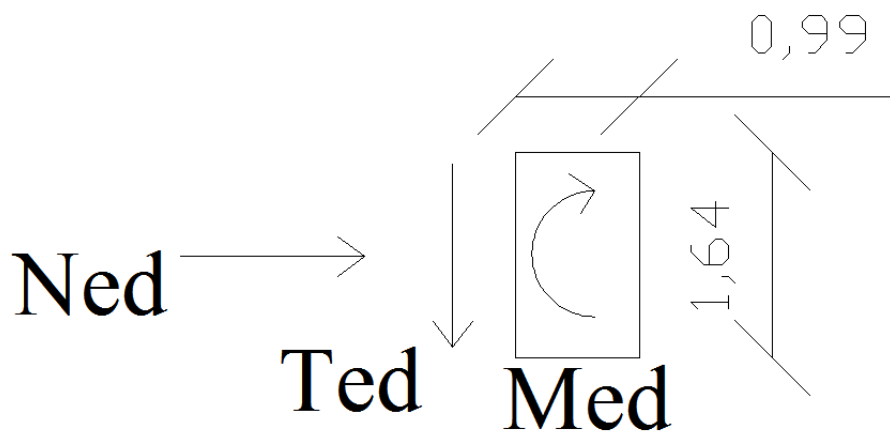


Figura II.

La normativa, per quanto concerne il rinforzo da adottare per le travi di accoppiamento, da le seguenti indicazioni:

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel paragrafo 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2A_s f_{yd} \cdot \sin\phi$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

Per prima cosa si andrà a valutare se sono soddisfatte o meno le due condizioni appena espresse.

- $l/h \geq 3 \rightarrow 99/164 = 0.64$ (1) non è soddisfatta

- $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$ (2)

Per valutare f_{ctd} si ricorrerà a quanto espresso nel paragrafo 11.2.10.2 della normativa, infatti si dice che: in sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm²):

$$f_{ctm} = f_{ctk} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ per classi } \leq C50/60. \text{ Detto ciò si avrà che :}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot 28.45 \frac{N}{mm^2}^{2/3} = 2.79 \frac{N}{mm^2}$$

Noto f_{ctk} sarà possibile calcolare f_{ctd} come definito nel paragrafo 4.1.2.1.1.2 della normativa:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2.79 \frac{N}{mm^2}}{1.5} = 1.86 \frac{N}{mm^2} \quad (3)$$

Quindi dalla (2) si otterrà:

$$f_{ctd} \cdot b \cdot d = 1.86 \frac{N}{mm^2} \cdot 300mm \cdot 0.8 \cdot 1640mm = 732096N \quad (4)$$

Ora si prenderà il valore massimo di V_{Ed} che nel caso in esame risulta essere quello della sezione di sinistra pari a 335000N e verrà confrontato con la (2) così si otterrà che:

$$V_{Ed} = 335000N < f_{ctd} \cdot b \cdot d = 732096N \quad (5)$$

Quindi non essendo soddisfatta la (2) si potrà armare la trave di accoppiamento come una trave ordinaria.

La trave di accoppiamento non può essere valutata con la teoria delle travi snelle perché il rapporto tra luce ed altezza risulta essere troppo basso, quindi è necessario calcolarla come una trave parete seguendo le indicazioni che si sono viste in precedenza.

Calcolo delle armature a taglio per la trave di accoppiamento.

In questo caso non verrà utilizzato il metodo della gerarchia delle resistenze perché la trave di accoppiamento è molto alta e genererà un momento ultimo molto grande che difficilmente sarà raggiunto. Quindi per evitare di sovrastimare il taglio si procederà al calcolo della trave tenendo conto dell'azione tagliante fornita dal calcolatore incrementata per un coefficiente di 1,5.

$$T_{Ed} = 335kN \cdot 1.5 = 500kN$$

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima.

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} cot\theta}{1 + cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300mm$
- $h = 1640mm$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{mm^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1640 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1592kN > T_{sd} = 500kN \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima.

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{185kNm}{500kN \cdot 0.98m} = 0.377 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq \\ \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1640}\right)^{1/2} = 1.34$
- $d = 1640mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 7.27 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{80000N}{4920cm^2} = 20 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.283$

Il valore $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 7.27 \times 10^{-3}$ è stato ottenuto adottando per la trave di accoppiamento un'armatura a flessione minima come previsto da normativa. Infatti si avrà che:

lunghezza "confinata".

$$l_c = l \cdot 0.2 = 164 \cdot 0.2 = 33cm \quad (20\% \text{ della lunghezza in pianta})$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45cm \quad (1,5 \text{ volte lo spessore della parete})$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 74 = 2200cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 4.44cm^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 31.44cm^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

Area centrale:

$$2 \times 5\phi 8/15cm \Rightarrow 2 \times 2.51cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 5.02cm^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 35.8cm^2$$

Quindi si avrà:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = \frac{35.8cm^2}{4920cm^2} = 7.27 \times 10^{-3}$$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.34 \cdot \left(100 \cdot 7.27 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} / \left(1.5 + 0.03 \frac{N}{mm^2} \right) \right\} 300mm \cdot 1640mm$$

$$= 235000N \geq$$

$$\geq \left(0.283 \frac{N}{mm^2} + 0.03 \frac{N}{mm^2} \right) 300mm \cdot 1640mm = 155000N$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{sd} \quad (6)$$

In cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{7.27 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 164 - 7000N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 98cm} \leq 0.012 \quad (7)$$

Dalla (4) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{500000N - 235000N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.377 \cdot 98} = 8.3 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Confrontando la (7) e la (8) si avrà:

$$8.3 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 0.012 \quad (9)$$

Si adotterà un $\rho_h = 8.5 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 8.5 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 8.5 \times 10^{-3} = 24.99cm^2 \quad (10)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 10$ con un passo di 6cm.

Quindi si provvederà ad inserire 17 staffe $\emptyset 10$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 17\emptyset 10/6cm = 2 \cdot 13.34cm^2 = 26.69cm^2 \quad (11)$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti dalla (9), infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 9.07 \times 10^{-3} \quad (12)$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} = 500kN &\leq 235000N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 9.07 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.377 \cdot 98cm = \\ &= 235000N + 290000N = 525000N = 525kN > T_{sd} = 500kN \quad (13) \end{aligned}$$

VERIFICATO

LIVELLO 2

Con l'ausilio delle section cut si è visto che le sollecitazioni massime per le travi di accoppiamento al primo livello sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 180 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 80 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 330 \text{ kN}$

La sezione sarà sollecitata come mostrato nella precedente figura II. Le dimensioni della parete da analizzare in questo caso saranno:

$$h = 180 \text{ cm}$$

$$b = 98 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

Si seguiranno le stesse indicazioni normative già viste per la trave precedente.

Per prima cosa si andrà a valutare se sono soddisfatte o meno le due condizioni appena espresse.

$$\bullet \frac{l}{h} \geq 3 \rightarrow \frac{98}{180} = 0.54 \quad (1) \quad \text{non è soddisfatta}$$

$$\bullet V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (2)$$

Si valuterà ora f_{ctd} .

$f_{ctm} = f_{ctk} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$. Detto ciò si avrà che :

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot 28.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}^{2/3} = 2.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Noto f_{ctk} sarà possibile calcolare f_{ctd} come definito nel paragrafo 4.1.2.1.1.2 della normativa:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.5} = 1.86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (3)$$

Quindi dalla (2) si otterrà:

$$f_{ctd} \cdot b \cdot d = 1.86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 0.8 \cdot 1800 \text{ mm} = 803520 \text{ N} \quad (4)$$

Ora si prenderà il valore massimo di V_{Ed} che nel caso in esame risulta essere quello della sezione di sinistra pari a 330000N e verrà confrontato con la (2) così si otterrà che:

$$V_{Ed} = 335000 \text{ N} < f_{ctd} \cdot b \cdot d = 803520 \text{ N} \quad (5)$$

Quindi non essendo soddisfatta la (2) si potrà armare la trave di accoppiamento come una trave ordinaria.

La trave di accoppiamento non può essere valutata con la teoria delle travi snelle perché il rapporto tra luce ed altezza risulta essere troppo basso, quindi è necessario calcolarla come una trave parete seguendo le indicazioni che si sono viste in precedenza.

Calcolo delle armature a taglio per la trave di accoppiamento.

In questo caso non verrà utilizzato il metodo della gerarchia delle resistenze perché la trave di accoppiamento è molto alta e genererà un momento ultimo molto grande che difficilmente sarà raggiunto. Quindi per evitare di sovrastimare il taglio si procederà al calcolo della trave tenendo conto dell'azione tagliante fornita dal calcolatore incrementata per un coefficiente di 1,5.

$$T_{Ed} = 330kN \cdot 1.5 = 500kN$$

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima.

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} cot\theta}{1 + cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300mm$
- $h = 1800mm$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{mm^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1800 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1747kN > T_{sd} = 500kN \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima.

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{180kNm}{500kN \cdot 0.98m} = 0.367 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq \\ \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1800}\right)^{1/2} = 1.33$
- $d = 1800mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 7.18 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{80000N}{5400cm^2} = 15 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.281$

Il valore $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 7.18 \times 10^{-3}$ è stato ottenuto adottando per la trave di accoppiamento un'armatura a flessione minima come previsto da normativa. Infatti si avrà che:

lunghezza "confinata".

$$l_c = l \cdot 0.2 = 180 \cdot 0.2 = 36cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 0.2 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2$$

Si adotterà nella zona "confinata" una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 90 = 2700cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 5.4cm^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 32.4cm^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

Area centrale:

$$2 \times 8\phi 8/10cm \Rightarrow 2 \times 4.01cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 8.02cm^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 38.78cm^2$$

Quindi si avrà:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = \frac{38.78cm^2}{5400cm^2} = 7.18 \times 10^{-3}$$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.34 \cdot \left(100 \cdot 7.18 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} / 1.5 + 0.022 \frac{N}{mm^2} \right\} 300mm \cdot 1800mm$$

$$= 249200N \geq$$

$$\geq \left(0.281 \frac{N}{mm^2} + 0.022 \frac{N}{mm^2} \right) 300mm \cdot 1800mm = 163620N$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{sd} \quad (6)$$

In cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{7.18 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 180 - 7000N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 98cm} \leq 0.013 \quad (7)$$

Dalla (4) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{500000N - 249200N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.367 \cdot 98} = 8.07 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Confrontando la (7) e la (8) si avrà:

$$8.07 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 0.013 \quad (9)$$

Si adotterà un $\rho_h = 8.2 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 8.1 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 8.1 \times 10^{-3} = 23.81cm^2 \quad (10)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 10$ con un passo di 6cm.

Quindi si provvederà ad inserire 17 staffe $\emptyset 10$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 17\emptyset 10/6cm = 2 \cdot 13.34cm^2 = 26.69cm^2 \quad (11)$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti dalla (9), infatti:

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 9.07 \times 10^{-3} \quad (12)$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

$$\begin{aligned} T_{sd} &= 500kN \leq 249200N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 9.07 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.367 \cdot 98cm = \\ &= 249200N + 281750N = 530950N = 530kN > T_{sd} = 500kN \end{aligned} \quad (13)$$

VERIFICATO

LIVELLO 3

Con l'ausilio delle section cut si è visto che le sollecitazioni massime per le travi di accoppiamento al primo livello sono le seguenti:

- $M_{Ed} = 120 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 40 \text{ kN}$
- $T_{Ed} = 250 \text{ kN}$

La sezione sarà sollecitata come mostrato nella precedente figura II. Le dimensioni della parete da analizzare in questo caso saranno:

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$b = 98 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

Si seguiranno le stesse indicazioni normative già viste per la trave precedente.

Per prima cosa si andrà a valutare se sono soddisfatte o meno le due condizioni appena espresse.

$$\bullet l/h \geq 3 \rightarrow 98/160 = 0.61 \quad (1) \quad \text{non è soddisfatta}$$

$$\bullet V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (2)$$

Si valuterà ora f_{ctd} .

$f_{ctm} = f_{ctk} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$. Detto ciò si avrà che :

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot 28.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}^{2/3} = 2.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Noto f_{ctk} sarà possibile calcolare f_{ctd} come definito nel paragrafo 4.1.2.1.1.2 della normativa:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.5} = 1.86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (3)$$

Quindi dalla (2) si otterrà:

$$f_{ctd} \cdot b \cdot d = 1.86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 0.8 \cdot 1600 \text{ mm} = 714240 \text{ N} \quad (4)$$

Ora si prenderà il valore massimo di V_{Ed} che nel caso in esame risulta essere quello della sezione di sinistra pari a 330000N e verrà confrontato con la (2) così si otterrà che:

$$V_{Ed} = 250000 \text{ N} < f_{ctd} \cdot b \cdot d = 803520 \text{ N} \quad (5)$$

Quindi non essendo soddisfatta la (2) si potrà armare la trave di accoppiamento come una trave ordinaria.

La trave di accoppiamento non può essere valutata con la teoria delle travi snelle perché il rapporto tra luce ed altezza risulta essere troppo basso, quindi è necessario calcolarla come una trave parete seguendo le indicazioni che si sono viste in precedenza.

Calcolo delle armature a taglio per la trave di accoppiamento.

In questo caso non verrà utilizzato il metodo della gerarchia delle resistenze perché la trave di accoppiamento è molto alta e genererà un momento ultimo molto grande che difficilmente sarà raggiunto. Quindi per evitare di sovrastimare il taglio si procederà al calcolo della trave tenendo conto dell'azione tagliante fornita dal calcolatore incrementata per un coefficiente di 1,5.

$$T_{Ed} = 250kN \cdot 1.5 = 380kN$$

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima.

Per prima cosa si farà la verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima ($(T_{sd} < T_{Rcd}(cot\theta = 1))$).

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} cot\theta}{1 + cot^2\theta} \quad (1)$$

Dove

- $b = 300mm$
- $h = 1600mm$
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 8.09 \frac{N}{mm^2}$
- $\alpha_c = 1$

$$T_{Rcd} = \frac{0.8 \cdot 300 \cdot 1600 \cdot 1 \cdot 8.09 \cdot 1}{1 + 1} = 1553kN > T_{sd} = 380kN \quad (2)$$

VERIFICATO

Verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima.

Quindi si procederà alla verifica del taglio trazione dell'armatura dell'anima. Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{sd}/(T_{sd} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{T_{sd} \cdot l_w} = \frac{120kNm}{380kN \cdot 0.98m} = 0.322 \quad (3)$$

Essendo $\alpha_s < 2$ per la verifica si useranno le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq T_{rd,c} + 0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot \rho_h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (4)$$

Dove

$$T_{rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (5)$$

Dove

- $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{1600}\right)^{1/2} = 1.35$
- $d = 1600mm$
- $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 7.18 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{40000N}{4800cm^2} = 10 \frac{N}{cm^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 323 \frac{N}{cm^2}$
- $b_w = 300mm$
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.356$

Il valore $\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = 7.66 \times 10^{-3}$ è stato ottenuto adottando per la trave di accoppiamento un'armatura a flessione minima come previsto da normativa. Infatti si avrà che:

lunghezza "confinata".

$$l_c = l \cdot 0.2 = 160 \cdot 0.2 = 32cm \text{ (20\% della lunghezza in pianta)}$$

$$l_c = s \cdot 1.5 = 30 \cdot 1.5 = 45cm \text{ (1,5 volte lo spessore della parete)}$$

Si adotterà $l_c = 45cm$ di conseguenza l'area confinata sarà pari a:

$$A_c = l_c \cdot s = 45 \cdot 30 = 1350cm^2$$

Si adotterà nella zona “confinata” una percentuale di armatura $\rho = 1\%$ e quindi in questa zona la quantità minima di armatura sarà data da:

$$\rho = \frac{A_{sv,c}}{A_c} = 0.01 \Rightarrow A_{sv,c} = 0.01 \cdot A_c = 0.01 \cdot 1350cm^2 = 13.5cm^2$$

Nella zona centrale si adotterà una percentuale di armatura $\rho = 0.2\%$ che rappresenta il minimo previsto dalla normativa.

$$A_{c,centr} = s \cdot (h - 2l_c) = 30 \cdot 70 = 2100cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{sv,centr}}{A_{centr}} = 0.002 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{sv,centr} = 0.002 \cdot A_{centr} = 4.2cm^2$$

Quindi sommando i diversi contributi si otterrà la quantità totale di rinforzo da inserire nella parete.

$$A_{sv,tot} = A_{sv,centr} + 2A_{sv,c} = 31.2cm^2$$

Quella appena calcolata è l'area minima che deve essere assicurata per normativa.

Per soddisfare tale richiesta si adotterà la seguente soluzione:

Area confinata:

$$2 \times 5\phi 14/10cm \Rightarrow 2 \times 7.69cm^2 = 15.38cm^2$$

Area centrale:

$$2 \times 6\phi 8/10cm \Rightarrow 2 \times 3.01cm^2$$

$$A_{sv,centr} = 6.02cm^2$$

Area totale di acciaio:

$$A_{sv,tot} = 2A_{sv,c} + A_{sv,centr} = 36.78cm^2$$

Quindi si avrà:

$$\rho_1 = \frac{A_{s,v}}{bh} = \frac{36.78cm^2}{4800cm^2} = 7.66 \times 10^{-3}$$

Perciò la (5) diventa:

$$T_{Rd,c} = \left\{ 0.18 \cdot 1.35 \cdot \left(100 \cdot 7.66 \times 10^{-3} \cdot 28.43 \frac{N}{mm^2} \right)^{1/3} / \left(1.5 + 0.015 \frac{N}{mm^2} \right) \right\} 300mm \cdot 1600mm$$

$$= 252400N \geq$$

$$\geq \left(0.356 \frac{N}{mm^2} + 0.015 \frac{N}{mm^2} \right) 300mm \cdot 1600mm = 200500N$$

La normativa poi fornisce un'espressione per il calcolo di ρ_h .

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{sd} \quad (6)$$

In cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{sd} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione) ottenuta consultando i dati forniti dal SAP2000.

Quindi dalla (6) si ricava:

$$\rho_h \leq \frac{7.66 \times 10^{-3} \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 160 - 1700N}{38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30cm \cdot 0.8 \cdot 98cm} \leq 0.012 \quad (7)$$

Dalla (4) si ricava:

$$\rho_h \geq \frac{T_{sd} - T_{Rd,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w} = \frac{380000N - 252400N}{0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 30 \cdot 0.322 \cdot 98} = 4.68 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Confrontando la (7) e la (8) si avrà:

$$4.68 \times 10^{-3} \leq \rho_h \leq 0.012 \quad (9)$$

Si adotterà un $\rho_h = 5 \times 10^{-3}$ di conseguenza si otterrà la quantità di rinforzo orizzontale.

$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 5 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,h} = bl_w \cdot 5 \times 10^{-3} = 14.7cm^2 \quad (10)$$

Si adotteranno nella zona confinata staffe $\emptyset 8$ con un passo di 6cm.

Quindi si provvederà ad inserire 17 staffe $\emptyset 8$.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 17\emptyset 8 / 6cm = 2 \cdot 8.54cm^2 = 17.08cm^2 \quad (11)$$

Con questa quantità di armatura orizzontale la percentuale meccanica ρ_h ricade nei limiti imposti dalla (9), infatti:

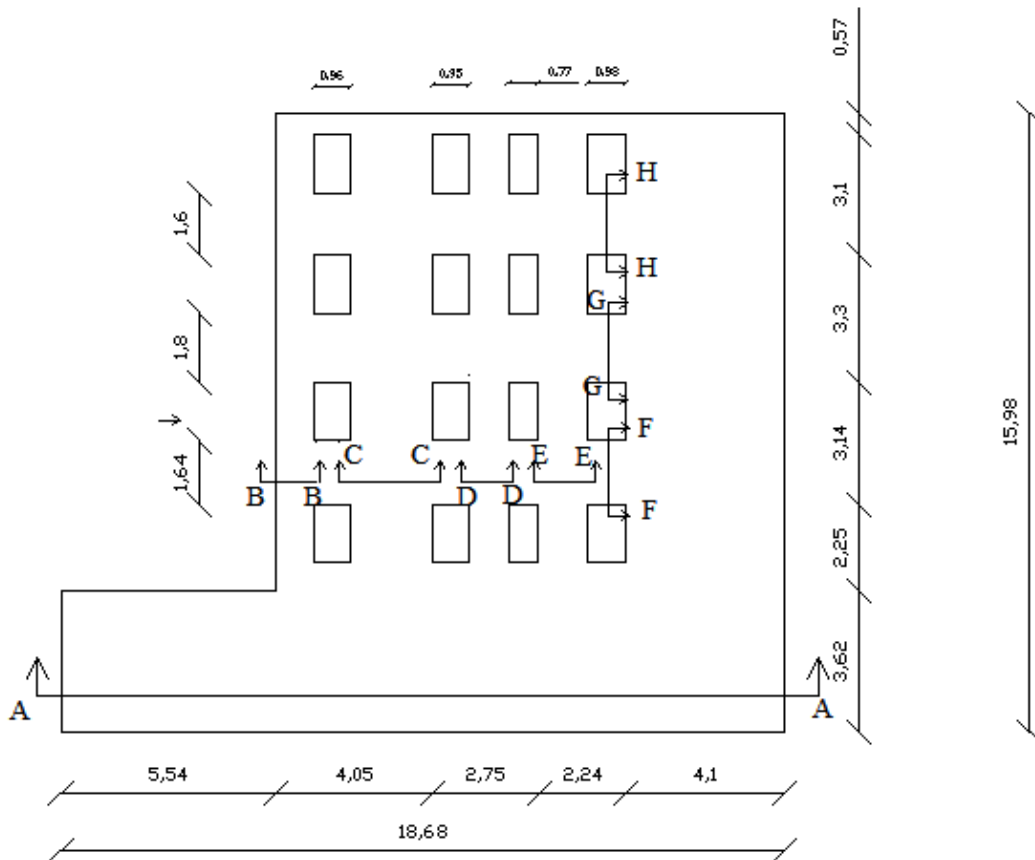
$$\rho_h = \frac{A_{s,h}}{bl_w} = 5.8 \times 10^{-3} \quad (12)$$

Si andrà ora a verificare che la (4) sia soddisfatta:

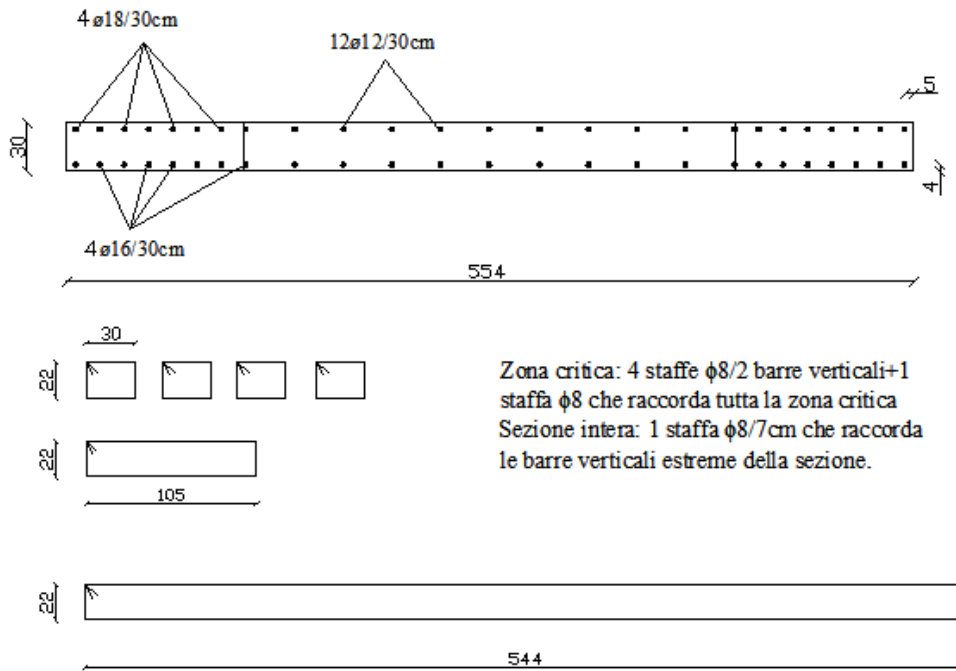
$$\begin{aligned} T_{sd} = 380kN &\leq 252400N + 0.75 \cdot 38387 \frac{N}{cm^2} \cdot 5.8 \times 10^{-3} \cdot 30cm \cdot 0.322 \cdot 98cm = \\ &= 252400N + 158100N = 410500N = 410kN \end{aligned} \quad (13)$$

VERIFICATO

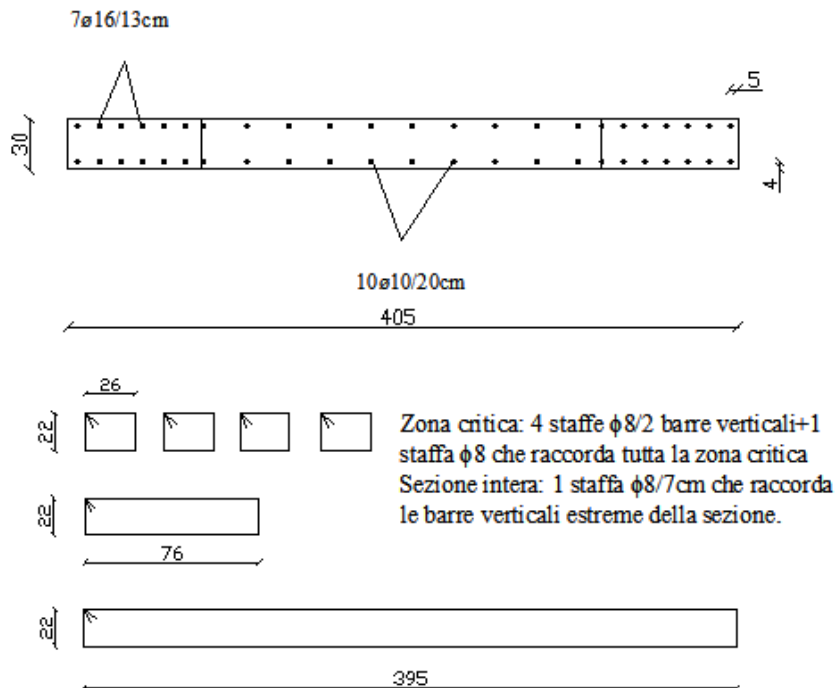
Di seguito vengono riportati i dettagli delle armature da adottare per le diverse sezioni indicate.



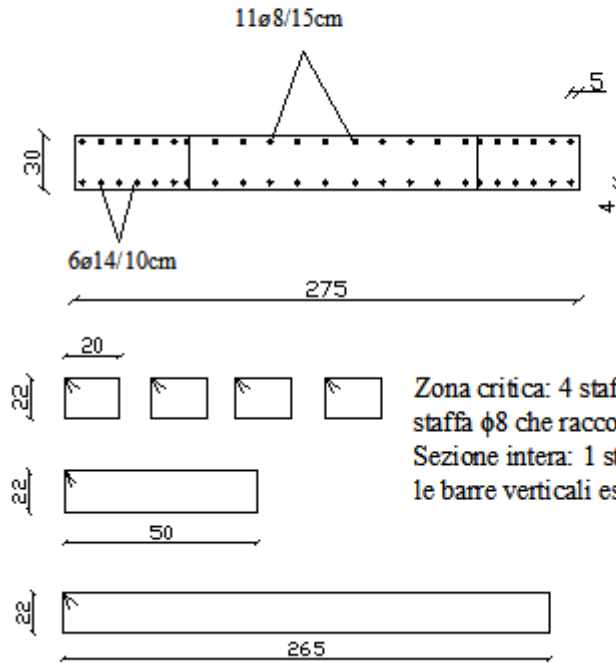
SEZIONE A-A 1



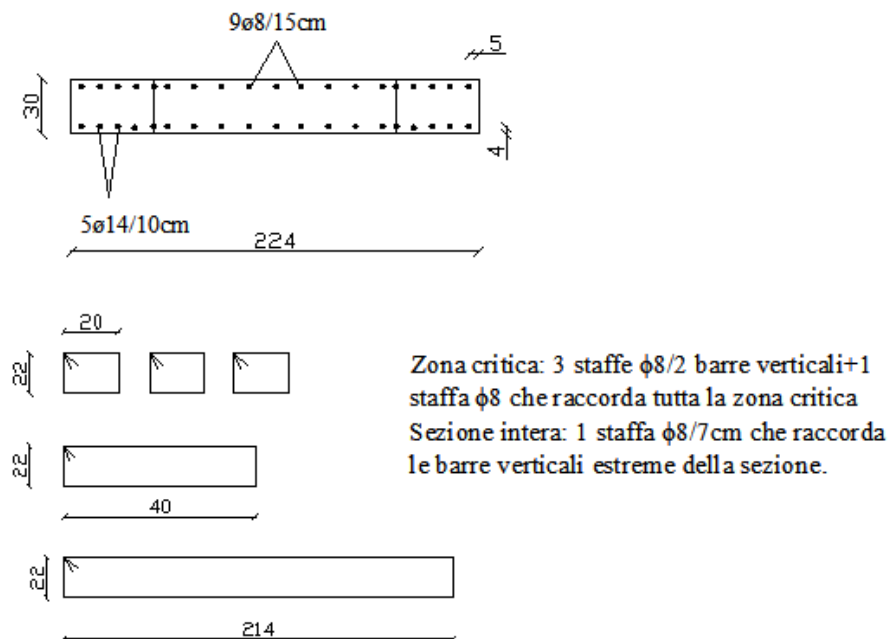
SEZIONE A-A 2



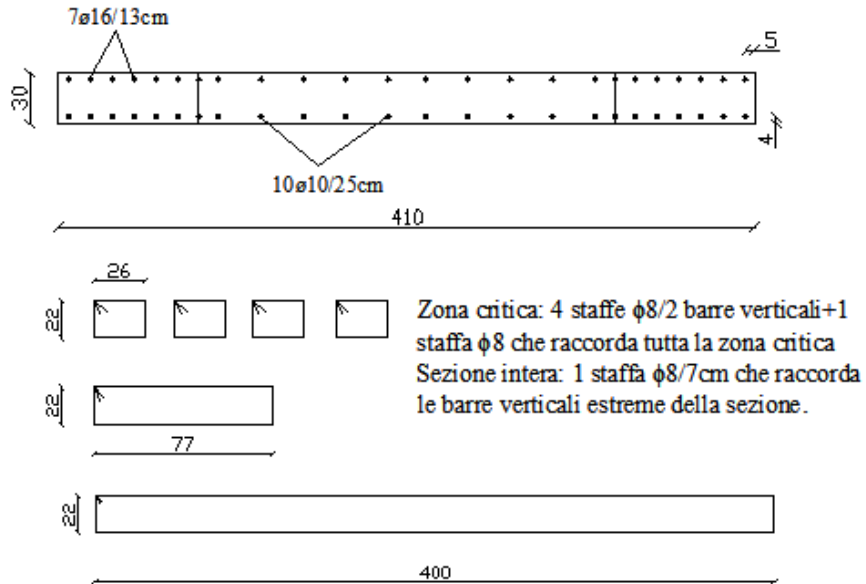
SEZIONE A-A 3



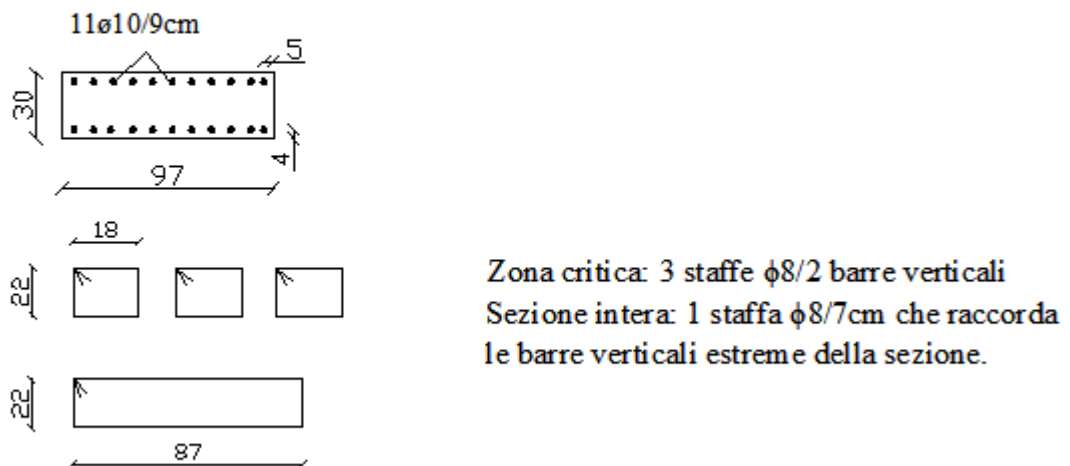
SEZIONE A-A 4



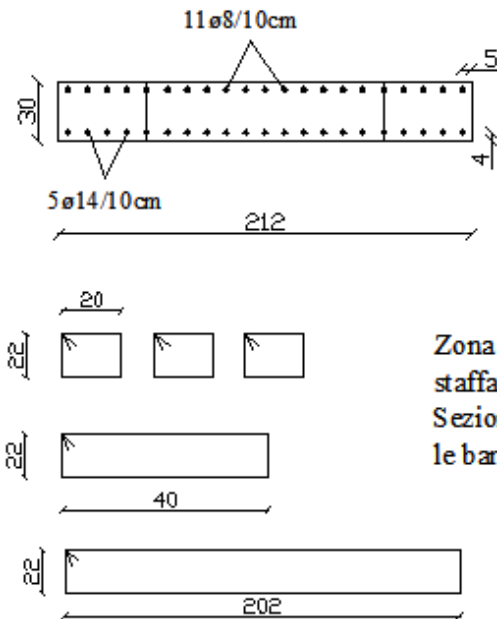
SEZIONE A-A 5



SEZIONE B-B

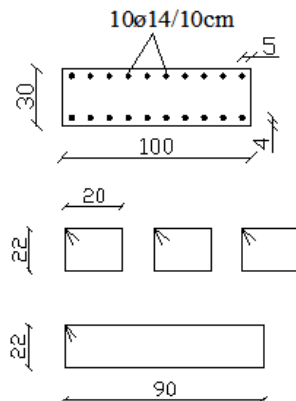


SEZIONE C-C



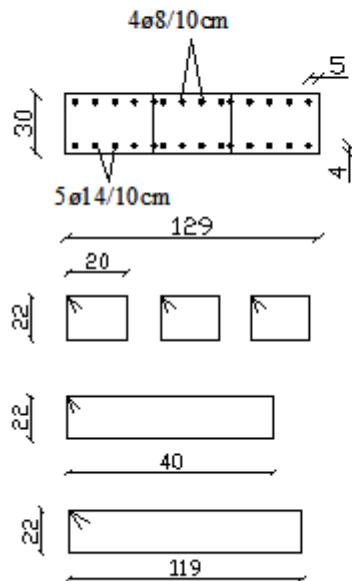
Zona critica: 3 staffe $\phi 8/2$ barre verticali + 1 staffa $\phi 8$ che raccorda tutta la zona critica
 Sezione intera: 1 staffa $\phi 8/7$ cm che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

SEZIONE D-D



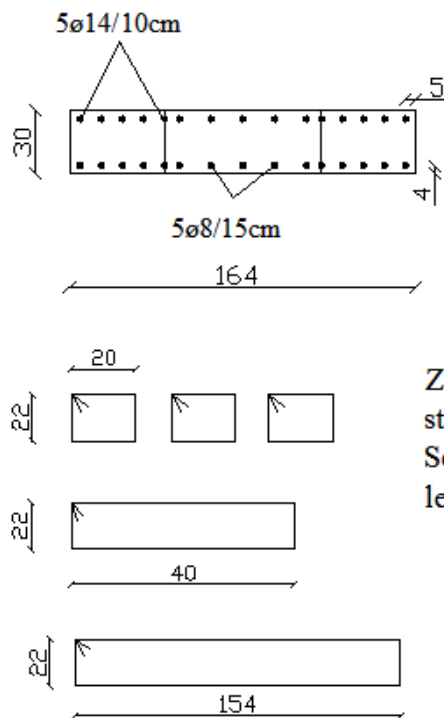
Zona critica: 3 staffe $\phi 8/2$ barre verticali
 Sezione intera: 1 staffa $\phi 8/7$ cm che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

SEZIONE E-E



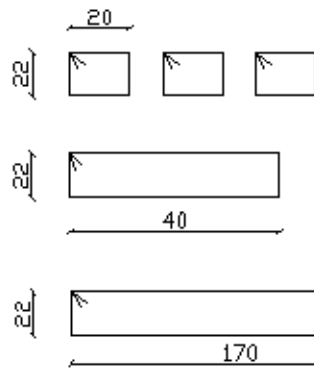
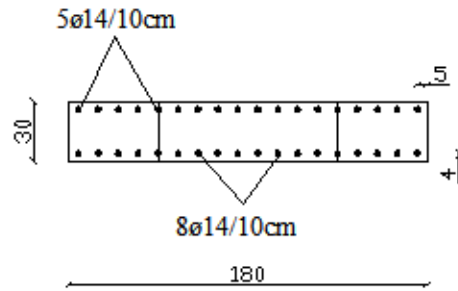
Zona critica: 3 staffe $\phi 8/2$ barre verticali+1 staffa $\phi 8$ che raccorda tutta la zona critica
 Sezione intera: 1 staffa $\phi 8/7\text{cm}$ che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

SEZIONE F-F



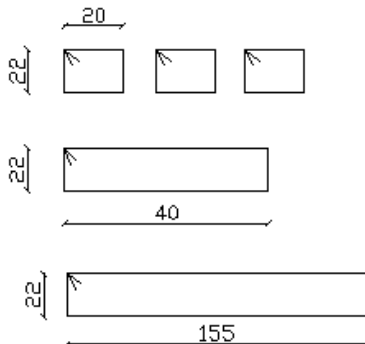
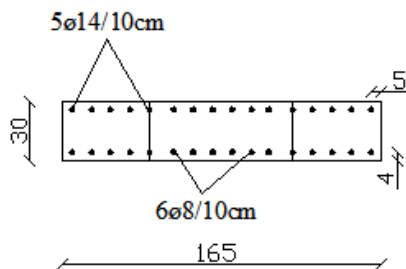
Zona critica: 3 staffe $\phi 10/2$ barre verticali+1 staffa $\phi 10$ che raccorda tutta la zona critica
 Sezione intera: 1 staffa $\phi 10/6\text{cm}$ che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

SEZIONE G-G



Zona critica: 3 staffe $\phi 10/2$ barre verticali+1 staffa $\phi 10$ che raccorda tutta la zona critica
 Sezione intera: 1 staffa $\phi 10/6$ cm che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

SEZIONE H-H



Zona critica: 3 staffe $\phi 8/2$ barre verticali+1 staffa $\phi 8$ che raccorda tutta la zona critica
 Sezione intera: 1 staffa $\phi 8/6$ cm che raccorda le barre verticali estreme della sezione.

6.12 Conclusioni

Nel presente capitolo si è analizzata una struttura realizzata completamente con pareti portanti senza l'ausilio di alcun sistema a telaio. È stata effettuata un'analisi modale mediante spettro di risposta e per fare ciò sono state seguite le indicazioni fornite dalla normativa. In primo luogo si è andato a valutare, attraverso i diversi parametri che lo caratterizzano, lo spettro di risposta riferito alla località di Roccasaraso (sito in cui è stata realizzata la costruzione) dopodiché è stato inserito il fattore di struttura che per edifici di questo tipo assume il valore 2. Una volta calcolato lo spettro di risposta per lo SLV sono state analizzate le sollecitazioni fornite dal SAP2000. Questi valori sono stati incrementati come previsto dalla normativa per strutture di classe CD"B" e sono state effettuate le verifiche a compressione, a momento e a taglio di una parete posta nella zona centrale dell'edificio. La quantità di rinforzo in acciaio inserito nella parete analizzata è pari al minimo imposto da normativa e si è visto che la risposta della parete analizzata è ottima in quanto non si raggiunge mai lo snervamento dei rinforzi.

Di seguito vengono riportate delle tabelle in cui si mostra il rapporto tra le sollecitazioni agenti e quelle resistenti in modo da comprendere l'effettiva efficacia del sistema strutturale adottato.

Nella tabella I sono stati riportati i momenti sollecitanti, quelli di primo snervamento e il rapporto tra questi due valori per le diverse parti di parete analizzate.

PARETE	M_{Ed}	M_{y1}	M_{Ed}/M_{y1}
A	710 kNm	5702 kNm	0,12
B	300 kNm	3484 kNm	0,08
C	90k Nm	1460 kNm	0,06
D	55 kNm	970 kNm	0,06
E	520 kNm	3758 kNm	0,13
F	60 kNm	334 kNm	0,18
G	140 kNm	1004 kNm	0,14
H	60 kNm	270 kNm	0,22
I	75 kNm	394 kNm	0,19

Tabella I.

Nella tabella II sono riportati il taglio sollecitante, quello resistente e il rapporto tra questi due valori per le diverse parti di parete analizzate.

PARETE	T_{Ed}	T_{Rd}	T_{Ed}/T_{Rd}
A	720 kN	1471 kN	0,49
F	150 kN	336 kN	0,44
G	285 kN	585 kN	0,52
H	90 kNm	464 kN	0,20
I	120 kNm	480 kNm	0,25

Tabella II.

Nella tabella III si riportano gli stessi valori della tabella II però riferiti alle travi di accoppiamento.

PARETE	T_{Ed}	T_{Rd}	T_{Ed}/T_{Rd}
LIVELLO 1	500 kN	525 kN	0,95
LIVELLO 2	500 kN	530 kN	0,94
LIVELLO 3	380 kN	410 kN	0,92

Tabella III.

Come si può vedere nella tabella I il rapporto tra momento sollecitante e momento di primo snervamento per tutte le diverse parti della parete analizzata è molto basso e raggiunge il massimo valore pari a 0,22. Dato che si è utilizzato un fattore di struttura pari a 2 se tale rapporto risulta sempre essere inferiore a 0,5, come avviene nel caso in esame, si può affermare che la quantità minima di armatura prevista dalla normativa permetterebbe alla struttura di lavorare efficacemente anche con un fattore di struttura unitario e quindi di rimanere in campo elastico lineare. Lo stesso ragionamento può essere fatto grosso modo per le sollecitazioni di taglio agenti sulla stessa parete solo che in questo caso il rapporto tra sollecitazione agente e sollecitazione resistente risulta essere sensibilmente superiore e raggiunge il valore massimo pari a 0,52. La tabella III suggerisce che se si volesse progettare l'edificio con un fattore di struttura unitario bisognerebbe prestare una certa attenzione alle travi di accoppiamento che nel caso esaminato risultano verificate con la quantità minima di armatura prevista da normativa ma, come si nota dalla tabella III, il rapporto tra taglio sollecitante e taglio resistente è molto alto e raggiunge quasi il valore 1. Questo suggerisce che, nel caso si volesse usare un fattore di struttura unitario, le travi dovrebbero essere adeguatamente rinforzate per evitare il collasso dovuto a taglio e per ottenere tale risultato si potrebbe adottare, oltre

alla classica armatura a reticolo, anche un rinforzo ulteriore disponendo delle armature diagonali nelle travi di accoppiamento.

Tutto ciò è certamente dovuto al comportamento scatolare offerto dalla struttura, infatti i carichi sismici che si manifestano con azioni orizzontali, possono indurre stati di sollecitazione (trazioni) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale e con la manifestazione di crepe che denunciano lo stato di sofferenza della struttura. In ogni caso è necessario valutare la struttura mediante uno schema scatolare costituito da elementi verticali (pareti) e orizzontali (solai) che mutuamente vincolati costituiscono l'organismo strutturale. La potenzialità della parete come elemento strutturale portante è indubbiamente data dalla grande resistenza che questa è in grado di mobilitare nel suo piano. In questo caso la rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o presso flessione negli spigoli. Fuori piano la parete non ha capacità resistente apprezzabile e quindi di fatto viene trascurata. La rottura si verifica prevalentemente per ribaltamento, flessione o instabilità. Un'adeguata resistenza globale si realizza con un buon collegamento tra le pareti e tra solaio e pareti (comportamento scatolare). Il comportamento globale della struttura all'azione sismica è fortemente influenzato, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presente tra essi. La presenza di un buon collegamento innesca la collaborazione nella risposta tra le varie componenti dell'organismo funzionale. La rigidità dei solai nel proprio piano assume un ruolo fondamentale, in particolare nei riguardi dell'azione sismica. Solai rigidi ripartiscono le azioni fra le pareti in base alla loro rigidità ed alla posizione in pianta, favorendo, inoltre, l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Di contro, nel caso di solai molto flessibili, la ripartizione delle azioni sulle varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza dei carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente. Avendo nel caso in esame pareti ben collegate e solai infinitamente rigidi si può certamente dire che le pareti della struttura sono maggiormente sollecitate nel proprio piano, dove queste riescono ad esprimere un alto valore di resistenza e perciò è giustificato l'uso di una quantità minima di armatura.

In futuro sarebbe possibile effettuare ricerche per valutare il comportamento di tali pareti fuori dal proprio piano inoltre sarebbe possibile studiare nuove formule analitiche

meno complesse ma ugualmente attendibili per prevedere la resistenza a pressoflessione di tali pareti.

Bibliografia

- *Teoria e Tecnica delle Strutture- Vol.2 – Tomo 1 & Tomo 2 – Pozzati, Ceccoli*
- *Strutture – Vol. 1 & Vol. 2 (Parte I) – Michele Pagano*
- *Progetti di Strutture – Parte Prima – Antonio Migliacci*
- *Reinforced Concrete structures- R. Park, T. Paulay-1975*
- *Tall Buildings Structures- Bryan Stafford Smith, Alex Coull-1991*
- *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings-T. Paulay, M.J.N. Priestley-1992*
- *Reinforced concrete- Mechanics & design- James K. Wight, James G. MacGregor-2009*
- *Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2008*
- *Eurocodice 8*

Ringraziamenti

Naturalmente le prime due persone da ringraziare sono papà Costanzo e mamma Iolanda perché mi hanno dato la possibilità di raggiungere questo traguardo grazie ai loro aiuti morali ed economici, so che è un ringraziamento un po' banale ma va fatto perché è il più importante senza di loro non sarei qua e non avrei potuto vivere questa esperienza che sicuramente mi ha fatto crescere (non in statura) e un grazie a mia sorella che, anche se non sembra, negli anni mi è stata utile. Poi vorrei ringraziare tutti gli altri familiari, i nonni Michele, Maria, Nicola e Nduli, gli zii e i cugini non li nomino tutti la famiglia è numerosa e non basterebbe una pagina, li voglio ringraziare perché mi hanno cresciuto e voluto bene. Passiamo a tutti gli amici che mi hanno supportato e sopportato in questi anni a Bologna e non, come non ricordare i ragazzi di Santa Croce, Davide con le sue fissazioni, Cosimo con la sua bestialità, Verrenti con le sue strane teorie e poi il mitico greco Paolo che mi ha permesso di seguire gratuitamente il suo corso di formazione professionale per play station. Passiamo poi ai maruggesi trapiantati a Bologna a partire dal signor Friscini fino ai fratelli Marsella (alias Buffoni) Antonio e Angiolillo e il mesagnese Davide, col suo fido Andrea, per tutti i suoi consigli che mi hanno risparmiato un po' di fatica. Inoltre ringrazio tutti i miei coinquilini di questi anni che hanno provato la dura esperienza di condividere una casa con me, non sarà stato semplice. Spostiamoci un po' più a Nord come non ringraziare i fratelli Da Via', Gigi e Roberto, che mi hanno accettato in casa nonostante il mio essere terùn (ahah) e la grande Elena coinquilina, compagna di sbronze e distruttrice del mio fegato. Un grazie a tutte ma proprio tutte le persone che ho conosciuto in questi lunghi anni trascorsi a Bologna. Un ricordo anche per tutti quelli che ho conosciuto nel mio anno erasmus, grazie a tutti di cuore mi avete fatto passare un anno straordinario.

E finalmente ritorniamo al profondo sud dove sono rimasti i miei migliori amici, la distanza non ci ha separato anzi ogni festa (cumandata) li ritrovo con grande felicità, è bello sapere che ci sono persone come loro che ogni volta rendono ancora più gioioso il mio ritorno a casa. Partiamo dal nanerottolo Peppo proprietario di barche e organizzatore di crociere della tensione e battute di pesca che si sono trasformate in veri e propri festival della rozzezza popolare. Poi c'è il grande (in tutti i sensi) avvocato

Valente sarà lui che mi salverà dalla galera con le sue ormai famose arringhe, il Gregorio nesciu, le coppie Mauro e Pierpaola, Florio ed Eleonora, Pechy (consigliere per lo sport) e Sara, Panino ed Elena. Un grazie poi alle due biondine mozzafiato Piera e Silvia, alla graziosa e ingenua Primula, alla Vittoria noscia sempre trendy nel suo modo di vestire, a Michael Martins che mi ha fatto scoprire malattie gastrointestinali sconosciute ai più, alla piccola Sesos, alla romanaccia Aurora per la sua immensa simpatia e a tutti quelli che allietano le mie estati campomarinesi.

Por fin un gracias de corazon a mi Cristina por haber aguantado estos dos años de distancia y porque ha sido la luz en mi año en Sevilla ayudandome siempre con cualquier problema. Simplemente porque contigo en estos años he pasado momentos maravillos. Gracias.