

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DIPARTIMENTO

D.I.C.A.M.

CORSO DI LAUREA

INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

***IL SISTEMA COSTRUTTIVO A COLONNE
COMPOSTE DI TIPOLOGIA C.F.T.***

CANDIDATO:

Giacomo Colombari

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Stefano De Miranda

Anno Accademico 2013/2014

Sessione II

INDICE

INDICE.....	2
INDICE DELLE FIGURE	3
INDICE DELLE TABELLE	4
1. INTRODUZIONE	6
2. MECCANICA DELLE STRUTTURE	8
3. LE BASI DELLA DINAMICA DELLE STRUTTURE	14
4. PROPRIETÁ DEL CALCESTRUZZO	16
5. PROPRIETÁ DELL'ACCIAIO E STABILITÁ.....	19
6. IL SISTEMA STRUTTURALE C.F.T.	27
7. RICERCA SUL SISTEMA C.F.T.....	30
8. TIPOLOGIE DI COLONNE COMPOSTE E PRESTAZIONI.....	34
9. I TELAI COMPOSTI.....	37
10. RIFERIMENTO ALLA NORMATIVA TECNICA DELLE COSTRUZIONI 2008	40
11. GIUNZIONI TRAVE-COLONNA.....	46
12. CONNESSIONI TRA COLONNE E FONDAZIONI.....	53
13. IL CALCOLO STRUTTURALE DI UNA COLONNA COMPOSTA	55
14. BIBLIOGRAFIA.....	63
15. APPENDICI: OUTPUT DEL CALCOLO STRUTTURALE.....	64

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Tipi di vincoli.....	9
Figura 2: Esempi di vincoli esterni ed interni	10
Figura 3: Diagrammi di Taglio e Momento flettente per una trave continua su piu` appoggi	11
Figura 4: Concio elementare di trave	11
Figura 5: Mensola sottoposta a carico verticale puntiforme in una estremità	12
Figura 6: Trave reticolare inflessa e trave normale.....	13
Figura 7: Diagramma sforzo deformazione per acciai normali	20
Figura 8: Profili semplici in acciaio	21
Figura 9: Profili composti.....	21
Figura 10: Elementi verticali caricati in punta: a) elemento tozzo, b) elemento snello	22
Figura 11: Esempi di equilibrio instabile, stabile ed indifferente	23
Figura 12: Aste di Eulero	23
Figura 13: Valori della lunghezza post deformazione per diversi tipi di vincolamento	26
Figura 14: Schema di una colonna CFT	27
Figura 15: Confronto tra trave quadrata e circolare	28
Figura 16: Il complesso Millenium Tower (Vienna). Uno degli esempi tipici di applicazione delle colonne composte con metodo C.F.T.....	29
Figura 17: Colonna a sezione rettangolare prima del getto.....	33
Figura 18: Tipologie di colonne composte: a) fully encased b) partially encased c),d) concrete filled	34
Figura 19: Spostamenti in un telaio composto sollecitato orizzontalmente	38
Figura 20: Insieme delle sollecitazioni agenti su un nodo in un telaio composto	39
Figura 21: Tipi di colonne composte piu` comuni.....	40
Figura 22: Metodo costruttivo di un solaio in lamiera grecata	46
Figura 23: Elementi di connessione studiati da Ansourian (1976).....	47
Figura 24: Elementi di connessione studiati da Kanatani et alt. (1987)	48
Figura 25: Elementi di connessione a tubi di sezione rettangolare studiati da Dawe (1990).....	49
Figura 26: Elementi di connessione a tubi di sezione rettangolare studiati da Shanmugam (1994)	50
Figura 27: Elementi di connessione a tubi di sezione rettangolare studiati da Morino et alt. (1992).....	51
Figura 28: Elementi di connessione ad anello per tubi di sezione circolare studiati da Kato et alt. (1992).....	52
Figura 29: Soluzioni per la connessione tra una colonna C.F.T. e la fondazione sottostante: a) Incastro, b) Piatto d' acciaio, c) Incastro realizzato con acciaio strutturale, d) Ferri in acciaio per il trasferimento dello sforzo	53
Figura 30: Coppia di connessioni ibride tra fondazione e colonna C.F.T.	54
Figura 31: Sezione frontale e laterale del pilastro.....	59

Figura 32: Sezioni trasversali del pilastro	60
---	----

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Classi di resistenza del calcestruzzo	17
Tabella 2: Curve di instabilita' delle colonne composte	43
Tabella 3: Carichi sulla sezione del piano primo	55
Tabella 4: Carichi sulla sezione del piano terreno	56
Tabella 5: Carichi sulla sezione del piano interrato	56
Tabella 6: Carichi sulla trave del piano secondo	57
Tabella 7: Carichi sulla trave del piano primo	57
Tabella 8: Carichi sulla trave del piano terreno	58
Tabella 9: Riassunto delle sollecitazioni	61

Dedico questa tesi alla mia famiglia tutta; a Marco Nicolini, mio professore di scienze fisico-matematiche ed amico; la famiglia Gaiba, per il sostegno e l'amicizia sempre mostrata nei confronti miei e della mia famiglia. Un ringraziamento particolare va al Geom. Franco Angelo Gaiba, mio mentore, che con la sua professionalità, la sua pazienza e la sua forte fiducia nei confronti delle nuove generazioni, in questi anni mi ha permesso di lavorare al suo fianco, dandomi così la possibilità di acquisire un bagaglio culturale che mi sarà per sempre utile. A loro la mia eterna stima e ringraziamento.

1. INTRODUZIONE

Dal 1970, diverse ricerche hanno verificato che il sistema costruttivo basato sull'utilizzo di colonne composte in acciaio riempite di calcestruzzo (in inglese Concrete Filled steel Tubes, C.F.T.) garantisce maggiori vantaggi rispetto agli usuali sistemi strutturali in conglomerato cementizio armato; il sistema è stato perciò usato frequentemente per la costruzione di edifici di medie e grandi dimensioni, in particolare negli Stati Uniti ed in Giappone. Nel 1961, Naka, Kato, ed altri studiosi giapponesi, pubblicarono il primo articolo su tale sistema in Giappone, dove si parlava di uno studio eseguito su di un elemento strutturale C.F.T. installato in una torre per la produzione di energia elettrica. Nel 1985, cinque imprese di costruzioni e un'impresa operante nel settore della lavorazione degli acciai vinsero il concorso indetto dal Ministero per le Infrastrutture giapponese per la costruzione di una serie di fabbricati ad uso civile abitazione. Da allora, queste imprese, con la collaborazione del Building Research Institute (BRI) del Ministero prima citato, diedero inizio ad un progetto di ricerca denominato New Urban Housing Project (NUHP), con il quale ci fu un incremento delle ricerche legate a questo nuovo sistema strutturale. Nel 1993 si diede inizio ad un nuovo programma quinquennale di ricerca legato alle strutture composite ed ibride, che altro non era che la quinta fase di un programma di ricerca già avviato anni prima e denominato U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program. La ricerca sul sistema C.F.T. venne, infatti, inclusa in questo programma, e le scoperte che ne derivarono divennero la base delle attuali indicazioni vigenti per la progettazione del sistema strutturale precedentemente citato e che tratteremo nel seguito. Da un confronto tra i sistemi strutturali classici ed il C.F.T., potremmo notare la presenza di diversi vantaggi nell'utilizzo di quest'ultimo. Alcuni di questi sono riportati di seguito:

- **Interazione tra il tubo in acciaio ed il calcestruzzo:** la deformazione cui è soggetto l'acciaio a seguito di un carico gravante su di esso viene ridotta, e anche la diminuzione di resistenza dovuta al carico agente risulta più bassa. Questo grazie all'**effetto di contenimento** attribuito alla presenza del calcestruzzo; tale contributo lo si può considerare, tuttavia, solo in determinate situazioni che verranno descritte nel corso della trattazione. Da parte sua, l'acciaio permette di limitare la perdita di resistenza sotto sforzo del calcestruzzo, grazie al suo **effetto di confinamento**. Il ritiro del calcestruzzo e lo scorrimento viscoso sono, inoltre, minori rispetto a quanto si possa riscontrare nei classici elementi strutturali in conglomerato cementizio armato, il che è sicuramente un vantaggio nei confronti di sforzi applicati per molto tempo (**effetto fluage**);
- **Proprietà della sezione:** la percentuale di acciaio in una sezione C.F.T. è sicuramente maggiore che in un elemento strutturale in calcestruzzo armato o in

una sezione di acciaio inglobata, ma, essendo il metallo collocato esternamente, si rileva una maggiore capacità deformativa sotto sforzo;

- **Efficienza della costruzione:** la lavorazione per l'installazione dei casseri ed il posizionamento di barre d'acciaio viene omessa; il getto si realizza principalmente mediante pompaggio in sito, oppure, se non vi è modo di fare ciò, anche nel luogo di fabbricazione. Questa efficienza porta ad una costruzione più snella, ad una riduzione della forza lavoro necessaria e, di conseguenza, anche ad un abbattimento dei costi;
- **Resistenza al fuoco:** il calcestruzzo aumenta la resistenza al fuoco della struttura;
- **Riduzione dei costi:** per i motivi precedentemente riportati, i costi di realizzazione di una struttura C.F.T. sono ridotti;
- **Rispetto per l'ambiente:** l'impatto ambientale può essere ridotto grazie al riutilizzo di tubi in acciaio ed all'uso di conglomerati cementizi ad alta qualità contenenti aggregato riciclato;

Nonostante i notevoli vantaggi sia strutturali che economici che questo sistema costruttivo presenta, nel nostro Paese non ha avuto una notevole diffusione. Al contrario, negli Stati Uniti ed in Giappone, la diffusione è stata rilevante sia per la costruzione di opere infrastrutturali come ponti, sia per la costruzione di edifici di grandi e medie dimensioni. I capitoli che seguono sono tratti da diversi articoli pubblicati da studiosi di varie nazioni. Per rispetto del loro lavoro, ci tengo a volerli citare nel corso della trattazione, porgendo loro il mio ringraziamento. La prima parte è un "excursus" sui concetti chiave della meccanica strutturale, con cenni alla teoria dell'elasticità ed ai principi della tensione e della deformazione; concetti che, a mio avviso, sono fondamentali per comprendere quanto segue riguardo le principali proprietà dell'acciaio e del calcestruzzo e sui concetti base della dinamica strutturale. Successivamente, invece, si entrerà nel vivo della trattazione, in cui si descriverà il sistema C.F.T. ed il suo funzionamento.

2. MECCANICA DELLE STRUTTURE

La struttura è l'organismo costruttivo che ha il compito di sostenere i carichi e di trasferirli a terra attraverso i vari meccanismi di resistenza del materiale di cui è composta. Una struttura, per poter essere valutata e risolta, viene rappresentata dallo schema statico che definisce la geometria generale, le dimensioni delle sezioni, le caratteristiche del materiale, le condizioni di vincolo e le condizioni di carico che essa deve sopportare. Calcolare o risolvere una struttura significa trovare, per il sistema di forze attivo (condizioni di carico) applicato allo schema statico, il sistema di forze reattivo (le reazioni vincolari), l'andamento delle sollecitazioni in ciascuna sezione (diagrammi di Momento, Taglio e Sforzo Normale) e le deformazioni in punti significativi (spostamenti orizzontali e verticali, rotazioni). La struttura, nello svolgere il proprio compito di sostegno dei carichi, non deve deformarsi eccessivamente e deve sempre mantenere un certo grado di sicurezza nei riguardi della fruibilità e del crollo. Per rispondere alle necessità di cui sopra la struttura deve soddisfare tre condizioni base:

- **l'equilibrio:** definisce la forma della struttura, il modo in cui è vincolata a terra e i carichi che essa deve sostenere;
- **la resistenza:** rappresenta la capacità della struttura, configurata secondo l'equilibrio, di sostenere i carichi grazie ai diversi comportamenti virtuosi dei materiali scelti per realizzarla;
- **la deformabilità:** è la capacità di sostenere i carichi senza eccessive deformazioni che potrebbero rendere la struttura non utilizzabile per gli scopi e gli usi per cui è stata realizzata;

Lo schema statico interpreta e definisce una struttura mediante la geometria complessiva, le dimensioni delle sezioni, le caratteristiche del materiale, le condizioni di vincolo e le condizioni di carico e le ipotesi di deformabilità. Di seguito si fa riferimento alle strutture piane che rappresentano la tipologia strutturale più semplice che è descrivibile da uno schema statico nel piano. Le strutture spaziali sono rappresentate, invece, da schemi statici più complessi che interpretano il comportamento strutturale nello spazio. La geometria complessiva della struttura è rappresentata dalle aste collegate tra loro dai nodi di estremità. Le aste sono le unità componenti della struttura e sono caratterizzate dalla lunghezza, ma anche dalle dimensioni della sezione trasversale. I nodi sono le estremità delle aste e sono individuati dal baricentro della sezione trasversale delle aste. Ciascun nodo, immaginato materialmente come baricentro delle sezioni di estremità di un'asta, può essere collegato ad un'altra asta oppure può essere direttamente collegato a terra. Ogni nodo e la sezione trasversale di estremità dell'asta ad esso riferita, può spostarsi liberamente sul piano. Il nodo, trascinando le aste a lui collegate, può spostarsi lungo

l'asse delle x , lungo l'asse delle y o può ruotare, coinvolgendo negli spostamenti e nella rotazione le sezioni di estremità delle aste ad esso collegate. Le condizioni di vincolo sono fissate e definite dagli spostamenti impediti per ciascun nodo e per la sezione ad esso collegata. Esistono le condizioni di vincolo esterne, cioè gli impedimenti assoluti posti per i nodi di estremità vincolati a terra e le condizioni di vincolo interne, cioè gli impedimenti relativi posti per le sezioni d'estremità delle aste che concorrono nei vari nodi.

A seconda del numero di gradi di vincolo (GDV) troviamo:

- incastro perfetto: tre GDV;
- incastro imperfetto: due GDV;
- cerniera: due GDV;
- carrello: un GDV;
- incastro mobile: due GDV

Questi sono tra i principali esempi di vincoli che si utilizzano, tuttavia nulla impedisce al progettista di utilizzare altri modelli. Il tutto, come sempre, dipende dal tipo di problema che si vuole risolvere. In Figura 1 e Figura 2 si possono vedere alcuni esempi di quanto detto fino ad ora.

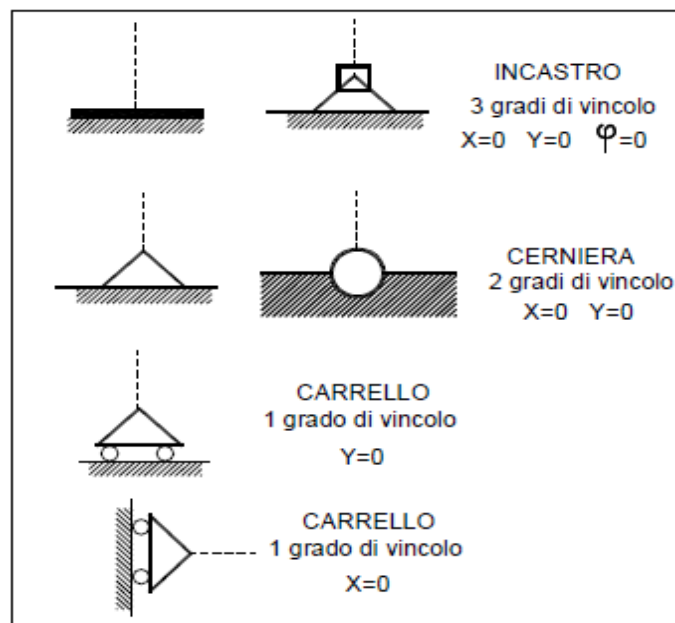


Figura 1: Tipi di vincoli

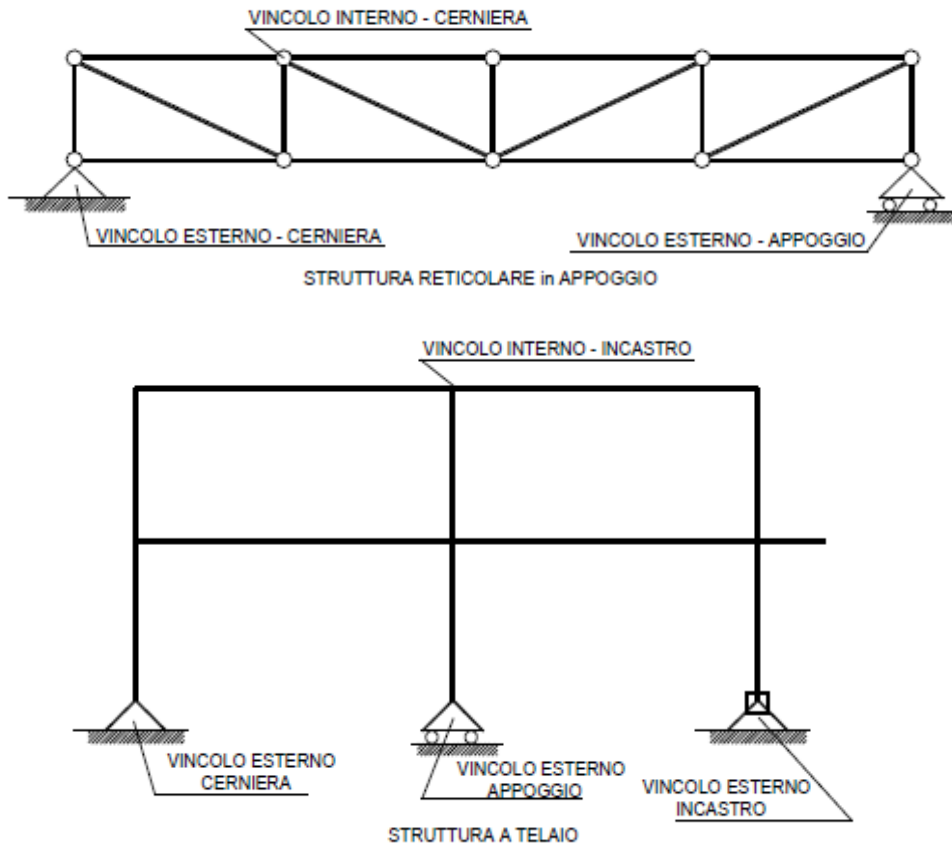


Figura 2: Esempi di vincoli esterni ed interni

Quando un corpo traveiforme viene sottoposto all'azione di un carico tende a deformarsi sotto l'azione di questo, raggiungendo così una condizione di equilibrio. In ogni sua sezione, una trave è quindi sottoposta all'azione di un insieme di sollecitazioni interne date dallo sforzo normale, che agisce in direzione ortogonale alla sezione, dal taglio, che agisce in direzione tangenziale rispetto la sezione, e dal momento (chiamato flettente se genera una rotazione attorno i due assi tangenziali alla sezione, x e y , o torcente se genera una rotazione attorno l'asse z , orientato ortogonalmente alla sezione). Conoscendo l'andamento delle sollecitazioni, si possono ricavare i diagrammi del momento flettente e dello sforzo di taglio (Figura 3). Vediamo come si possono ricavare le formule per l'andamento delle sollecitazioni. Si consideri un tratto di trave di lunghezza dx soggetta ad un carico q uniformemente ripartito (Figura 4). Si indichino con M e T il momento ed il taglio nella sezione A e con M_l e T_l il momento e il taglio nella sezione B posta a distanza dx dalla sezione A . L'elemento di trave di lunghezza dx è in equilibrio, cioè il sistema di forze ad esso applicato è un sistema di forze in equilibrio.

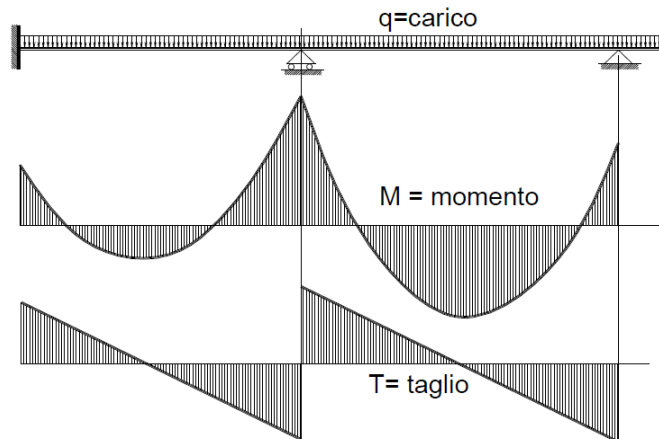


Figura 3: Diagrammi di Taglio e Momento flettente per una trave continua su piu` appoggi

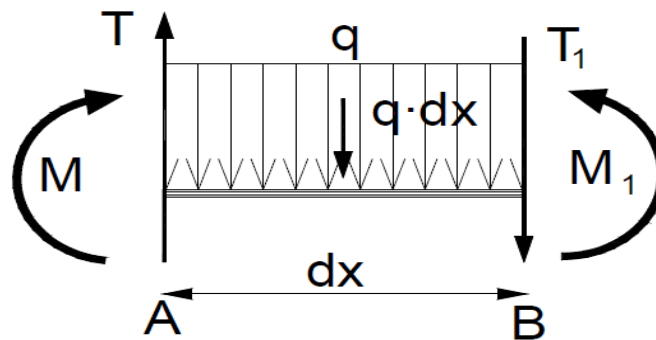


Figura 4: Concio elementare di trave

Scriviamo allora l'equilibrio delle forze di taglio e l'equilibrio dei momenti rispetto il punto B:

$$T - q \cdot dx - T_1 = 0$$

$$M + T \cdot dx - q \cdot dx \cdot dx/2 - M_1 = 0$$

Trascurando il valore infinitesimo di ordine secondo $q \cdot dx^2/2$, si ottiene:

$$\frac{dT}{dx} = -q \quad \frac{dM}{dx} = T$$

ossia, la derivata dello sforzo di taglio è uguale al carico unitario cambiato di segno; la derivata del momento flettente è uguale allo sforzo di taglio. Mettendo assieme le due relazioni si ottiene anche:

$$-\frac{d^2M}{dx^2} = q$$

da cui si evince che il carico unitario è la derivata seconda del momento cambiata di segno. Tra le funzioni q , T , M sono valide anche le espressioni inverse che si possono

utilizzare determinano le costanti di integrazione C_1 e C_2 con l'aiuto delle condizioni al contorno:

$$T = -\int q dx + C_1 \quad M = \int T dx + C_2$$

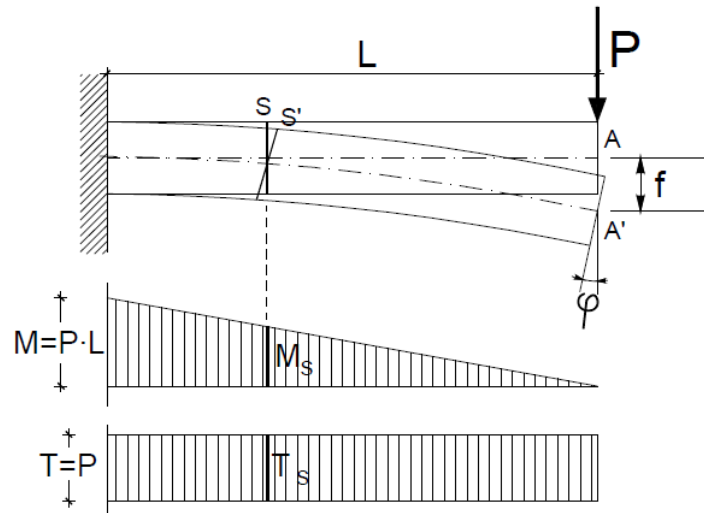


Figura 5: Mensola sottoposta a carico verticale puntiforme in una estremità

Naturalmente, quanto abbiamo ricavato ora vale per un corpo traveiforme, mentre per corpi estesi nelle tre direzioni spaziali avremmo relazioni decisamente più complesse, viste nei corsi di Meccanica dei Materiali. La nostra trattazione, tuttavia, verte principalmente su corpi estesi solo in lunghezza, perciò quanto riportato fino ad ora è sufficiente per poter capire quali relazioni esistano tra le sollecitazioni che si generano in una trave a seguito della fase di carico. Per quanto riguarda, invece, la deformazione, facciamo una breve analisi di come si sviluppi tale fenomeno in questo contesto. Una trave inflessa soggetta ad una condizione di carico si deforma. Tale deformazione avviene poiché ogni sezione S della trave è soggetta a Momento Flettente ed a Taglio, distribuiti secondo i relativi diagrammi di momento lungo la trave. Ad esempio: per una trave a mensola con un carico concentrato all'estremità i diagrammi di Momento e Taglio che deformano la struttura sono riportati in Figura 5. Il Momento Flettente e il Taglio provocano gli spostamenti delle sezioni S in S' e, conseguentemente, lo spostamento della sezione A in A' , cioè l'abbassamento f e la rotazione della sezione di estremità.

La mensola può essere realizzata come trave reticolare, oppure, come trave a parete piena. Nel primo caso le sollecitazioni di Momento e Taglio sono equilibrate dagli sforzi Normali, di Trazione e Compressione che nascono nelle aste componenti della reticolare, e la deformazione f all'estremità è dovuta al progressivo allungamento e accorciamento delle aste componenti. Nel secondo caso la deformazione prodotta dal Momento Flettente è molto più importante della deformazione prodotta dal Taglio e, in una trattazione semplificata, si può trascurare.

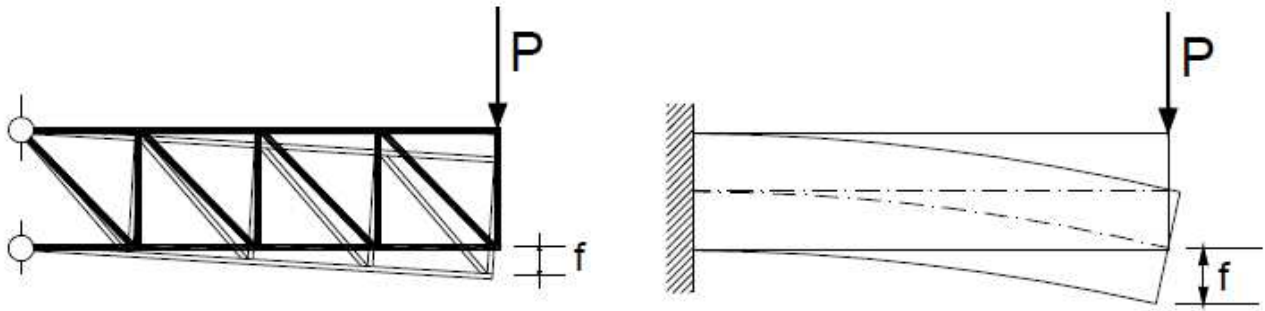


Figura 6: Trave reticolare inflessa e trave normale

Il Momento Flettente è equilibrato, in ciascuna sezione, da una distribuzione lineare di tensioni normali che producono le progressive rotazioni delle sezioni e la deformazione f all'estremità della mensola. Per calcolare le deformazioni prodotte dagli Sforzi Normali (nel caso di travature reticolari) o le deformazioni per Momento Flettente (travature a parete piena) è necessario introdurre il modello di comportamento elastico-lineare del materiale. La teoria elastico-lineare che interpreta le deformazioni per le strutture ha origine dalla relazione teorizzata da Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

che stabilisce che un materiale ha comportamento elastico-lineare, quando il rapporto tra la tensione (la forza ortogonale su un'area unitaria) e la deformazione unitaria è costante e vale E , detto *modulo di elasticità* o modulo di Young del materiale. La seconda importante ipotesi che sta alla base del modello elastico-lineare è quella della “*conservazione delle sezioni piane*” ipotizzata da Navier. Secondo tale ipotesi, nelle deformazioni le sezioni si spostano ma rimangono piane e, quindi, la deformazione unitaria per ciascuna sezione è sempre rappresentata da una funzione costante o lineare.

3. LE BASI DELLA DINAMICA DELLE STRUTTURE

I fenomeni sismici provocano sulle strutture effetti dinamici dovuti alle improvvise accelerazioni che gli elementi strutturali subiscono in seguito a moti sussultori e traslatori che si manifestano nel terreno all'arrivo di una scossa tellurica. Purtroppo, un terremoto è un evento talmente complesso dal punto di vista descrittivo, che, nonostante i mezzi che oggi possediamo, come simulatori e programmi di calcolo appositi, il margine di errore rimane ancora rilevante. Per questo motivo, le Norme stesse si riconducono per lo più a procedimenti approssimati, lasciando spesso al progettista l'ultima parola. Tali Norme, inoltre, disciplinano le costruzioni da realizzarsi in zone sismiche, che sono state definite per legge sul suolo nazionale. Tale suddivisione dell'Italia in zone a rischio sismico più o meno elevato non è priva di modifiche; per esempio, a seguito degli eventi sismici che hanno colpito Emilia Romagna nel Maggio 2012, pare che per la regione possa essere apportata una modifica al livello di sismicità della regione, che passerà da zona a medio rischio a zona ad alto rischio. Secondo quanto insegna la Geologia, un terremoto può essere definito come un' improvvisa propagazione di energia sotto forma di onde meccaniche nel suolo, dovuta alla frattura di enormi masse rocciose, superato il limite elastico delle stesse (vedi **Teoria del rimbalzo elastico**). La causa di questa frattura è principalmente legata ai moti della crosta terrestre, a loro volta dovuti alla tettonica delle placche oppure all'azione di vulcani. I terremoti vengono quindi, generalmente, suddivisi in:

- terremoti causati da attività vulcanica;
- terremoti causati da frane;
- terremoti dovuti a esplosioni;
- terremoti tettonici;

Questi ultimi sono quelli che presentano maggiore intensità. Un sisma, come abbiamo già accennato, deriva da una frattura di una massa rocciosa nel suolo. Chiameremo **ipocentro** il punto da cui si propagano le onde nel sottosuolo, mentre chiameremo **epicentro** il punto sulla superficie terrestre dovuto all' intersezione tra la normale alla superficie terrestre passante per l'ipocentro e la superficie stessa. I terremoti possono essere classificati anche in base alla profondità rispetto la superficie a cui si trova l'epicentro. Le onde sismiche profonde sono principalmente di due tipi:

- **Onde P (Primary)**: sono le più veloci e generano una variazione del volume della frazione di materiale che attraversano a causa del loro effetto di compressione. La loro velocità è stimata dai 4 agli 8 m/s;

- **Onde S (Secondary)**: sono meno veloci delle onde P. Esse scuotono i materiali che attraversano generando in essi una variazione di forma ma non di volume. La loro velocità è stimata tra i 2,3 e i 4,6 m/s;

Quando queste onde arrivano in superficie, si formano le cosiddette onde L, o onde superficiali. Queste sono divise a loro volta in due ulteriori categorie, a seconda che siano onde di taglio (**Onde di Love**) oppure onde sussultorie (**Onde di Rayleigh**). La velocità di propagazione vale circa 3,5 m/s. Le sollecitazioni indotte da scosse ondulatorie e sussultorie sulle costruzioni vengono valutate mediante analisi statica o analisi dinamica. Con l'analisi statica gli effetti delle scosse ondulatorie sono assimilati a quelli prodotti da forze orizzontali convenzionali. La relazione generica che descrive questo tipo di forza è:

$$F_h = W \cdot C \cdot R \cdot I$$

dove:

- W è il peso complessivo delle masse strutturali;
- C è il coefficiente di intensità sismica;
- S è il grado di sismicità;
- R è il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;
- I è il coefficiente di protezione sismica;

Il coefficiente C corrisponde al rapporto a/g , dove a è il valore assunto per l'accelerazione del terreno, e g rappresenta l'accelerazione di gravità. Sempre in analisi statica, gli effetti dovuti a scosse sussultorie sono modellati come carichi verticali distribuiti proporzionalmente ai pesi (tale criterio di distribuzione vale anche per le scosse ondulatorie). La forza vale:

$$F_v = W \cdot C \cdot I \cdot m$$

dove il coefficiente m viene generalmente assunto pari a 2. L'analisi dinamica, maggiormente utilizzata soprattutto quando si fa uso di simulatori per il calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma, può essere eseguita con le tecniche dell'analisi modale, adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione: $a/g = C \cdot I \cdot R$. Le formule per il calcolo e la verifica sono, tuttavia, all'interno della Normativa Tecnica 2008, molto più complesse rispetto quelle fino ad ora citate. Quanto riportato è servito solo a dare un'idea generica di cosa siano l'analisi statica e l'analisi dinamica. Per non andare troppo fuori tema, eviterò per ora di approfondire l'argomento, poichè gli elementi fino ad ora riportati sono già sufficienti per fornirci i mezzi ai fini della comprensione di come possa essere effettuata la progettazione di elementi compositi C.F.T.

4. PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo è un conglomerato artificiale costituito da una miscela di legante, acqua e aggregati (sabbia e ghiaia) e con l'aggiunta, secondo le necessità, di additivi, e/o aggiunte minerali che influenzano le caratteristiche fisiche o chimiche del conglomerato sia fresco che indurito. Il legante, idratandosi con l'acqua, indurisce e conferisce alla miscela una resistenza. Attualmente il legante utilizzato per confezionare calcestruzzi è il cemento (normalmente cemento Portland), ma in passato sono stati realizzati calcestruzzi che utilizzavano leganti differenti come la calce aerea, o idraulica. Il calcestruzzo fresco viene gettato nel cassero e costipato con vibrator, ma esistono formulazioni moderne del calcestruzzo dette autocompattanti (SCC) che non richiedono la costipazione. Nella normativa italiana (Nuovo Testo Unico per le Costruzioni 2008), definisce diverse classi di resistenza del calcestruzzo, contraddistinte da diversi valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uniassiale. Queste resistenze sono misurate su provini normalizzati, e cioè, rispettivamente, su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm (f_{ck}) e su cubi di spigolo 150 mm (R_{ck}). La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Nelle norme la resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati, eseguite a 28 giorni di maturazione. Le caratteristiche del calcestruzzo possono essere ottenute tramite prove sperimentali mediante i cosiddetti **controlli di accettazione**, e ricavati dalle formulazioni indicate nel seguito. Con riferimento a prove su cubetti, ogni controllo è rappresentato da almeno tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti al momento della posa in opera il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini (due cubetti). Si effettuano le prove sui provini e la media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la **resistenza di prelievo**. Si effettua la media delle resistenze dei prelievi ottenendo il valore di resistenza media R_{cm} . È possibile passare dal valor medio R_{cm} al valore caratteristico R_{ck} della resistenza mediante l'espressione:

$$R_{ck} = R_{cm} - 3.5 [N/mm^2]$$

Deve però risultare anche:

$$R_{ck} > R_1 + 3.5 [N/mm^2]$$

dove si è indicato con R_1 la resistenza di prelievo più bassa. Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (denominato controllo di tipo B). In questo caso il numero di provini da

prelevare è largamente superiore. Per questo motivo, è possibile passare dal valor medio R_{cm} al valore caratteristico R_{ck} della resistenza mediante l'espressione:

$$R_{ck} = R_{cm} - 1.4 \sigma [N/mm^2]$$

dove σ è lo scarto quadratico medio della distribuzione di resistenza dei campioni. Dalla resistenza caratteristica a compressione su cubi R_{ck} , ottenuta sperimentalmente, si ottiene quella cilindrica f_{ck} (da utilizzare nelle verifiche) mediante l'espressione:

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

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica f_{ck} e cubica R_{ck} a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici e cubici, espressa in MPa. Sulla base della resistenza a compressione dei provini, vengono definite le classi di resistenza del calcestruzzo riportate in tabella.

Classi di resistenza	
C8/10	C40/50
C12/15	C45/55
C16/20	C50/60
C20/25	C55/67
C25/30	C60/75
C28/35	C70/85
C32/40	C80/95
C35/45	C90/105

Tabella 1: Classi di resistenza del calcestruzzo

Il primo numero della classe di resistenza del calcestruzzo indica appunto la resistenza caratteristica ottenuta su provini cilindrici (f_{ck}) e il secondo la resistenza ottenuta su provini cubici (R_{ck}). I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego in vari ambiti a seconda della loro resistenza. Il calcestruzzo comunemente utilizzato per le strutture ordinarie è il calcestruzzo di classe C25/30. La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, per mezzo delle prove di trazione diretta o di prove di trazione indiretta, o, infine, mediante prove di

trazione per flessione. In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice f_{ctm} del calcestruzzo il valore dipendente dalla resistenza a compressione:

$$f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$$

in cui le grandezze vanno espresse in N/mm^2 (o MPa). Per classi superiori a C50/60, la resistenza media a trazione semplice f_{ctm} del calcestruzzo si valuta mediante la seguente formula:

$$f_{ctm} = 2.12 \ln[1+f_{cm}/10]$$

I valori caratteristici f_{ctk} corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a $0,7 f_{ctm}$ ed $1,3 f_{ctm}$. Dalle formule che determinano la resistenza a trazione del calcestruzzo si evidenzia che la resistenza a trazione risulta significativamente inferiore a quella a compressione. Ad esempio, per un calcestruzzo di classe C25/30, la resistenza media a trazione risulta circa 1/10 della resistenza caratteristica a compressione. Ancor minore è tale valore se si considera la resistenza caratteristica a trazione rispetto alla resistenza caratteristica a compressione. Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$$

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e una tensione di $0,40 f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove. In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3}$$

in cui f_{cm} va espresse in N/mm^2 (o MPa).

Per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

5. PROPRIETÀ DELL'ACCIAIO E STABILITÀ

L' acciaio è una lega di ferro che presenta un tenore di carbonio inferiore a 2.06%. Esso è un materiale resistente sia a trazione che a compressione. Grazie al suo elevato rapporto resistenza/peso, è consentita l'adozione di sezioni ridotte rispetto a quelle di strutture analoghe in c.c.a.. Nonostante i grandi vantaggi a livello strutturale che tale materiale presenta nel caso si debbano coprire grandi luci, l'acciaio presenta diverse problematiche. Elenchiamo qui di seguito alcune di queste:

- problemi di deformabilità;
- problemi di instabilità;
- maggiori sensibilità a condizioni di carico trascurabili nel conglomerato cementizio armato (per esempio il vento);
- costo di manutenzione elevato;
- vulnerabilità al fuoco, stati di coazione (temperatura);

La struttura in acciaio nasce dall'assemblaggio di pezzi tipicamente monodimensionali (**profilati**) o talvolta bidimensionali (**lamiere**) prodotti per lo più in un luogo diverso da quello di fabbricazione delle strutture. Il materiale vero e proprio viene prodotto in acciaieria, poi, all'interno dell'officina vengono costruiti gli elementi strutturali, il cui montaggio viene, tuttavia, effettuato in cantiere. A livello pratico, questo sistema presenta vari vantaggi, come, per esempio, la rapidità di montaggio, dovuta anche alla non necessità di impiegare opere provvisorie come, per esempio, i casseri. Come già abbiamo riferito, la quantità di carbonio influenza la resistenza e la duttilità dell'acciaio. La prima, infatti, tende ad aumentare con il crescere della quantità di carbonio, mentre la seconda tende a diminuire. Oltre a ferro e carbonio, sono presenti altri elementi in lega, come, per esempio, manganese e silicio (che aumentano la saldabilità), ma anche fosforo, zolfo, cromo, molibdeno...la cui quantità deve essere sempre controllata, essendo questi delle impurità. Elenchiamo qui di seguito alcune delle prove che vengono effettuate sugli acciai:

- **prova di trazione:** una provetta di acciaio viene posta in una macchina e messa in trazione. Il diagramma sforzo deformazione che si ottiene è di questo tipo (Figura 7). Questo diagramma descrive il legame tra sforzi applicati all'acciaio e valori delle deformazioni;

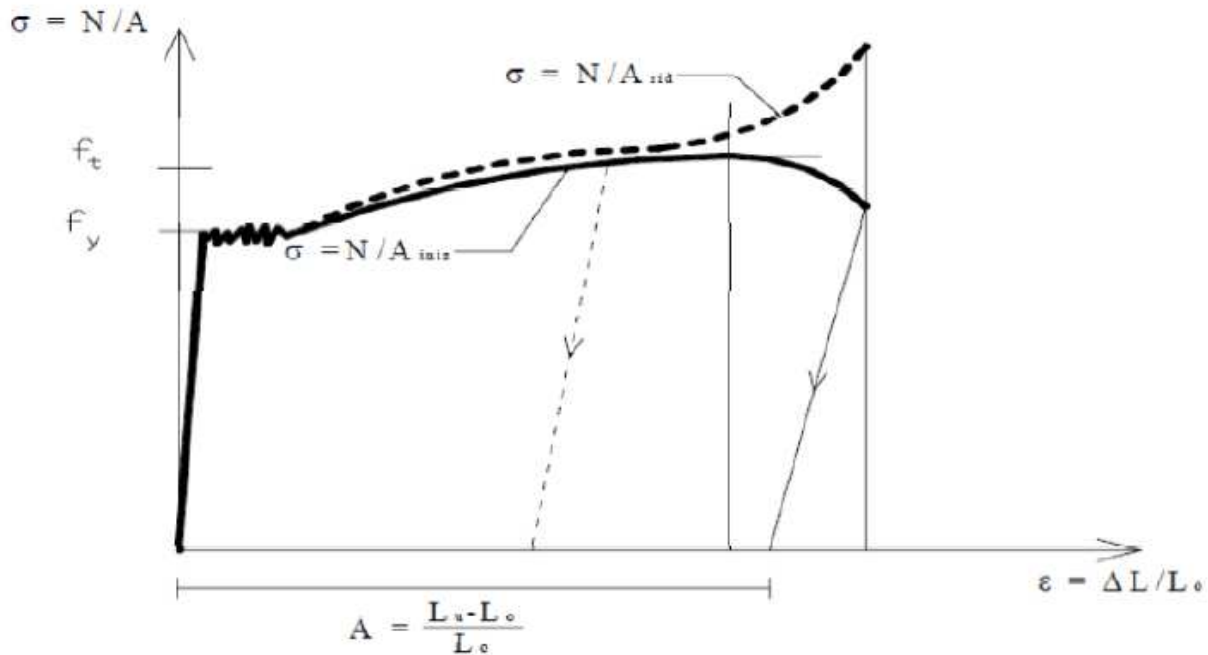


Figura 7: Diagramma sforzo deformazione per acciai normali

- **prova di resilienza;** la prova serve a determinare l'effetto della temperatura sul comportamento a rottura del materiale. Viene effettuata mediante il pendolo di Charpy;
- **prova di durezza;** si effettua con uno strumento chiamato durometro, che ha sulla superficie un penetrometro che deforma localmente la superficie metallica per un tempo prestabilito, lasciando una deformazione su di essa;
- **prova di fatica;** la resistenza a fatica è la resistenza del materiale offre a carichi applicati in modo ciclico. La sollecitazione è caratterizzata dall'ampiezza di oscillazione $\Delta\sigma$ attorno al valore medio σ_m . La sollecitazione è spesso altrimenti definita tramite il parametro $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$;
- **prova di compressione globale–instabilità;** il materiale metallico viene compresso in una macchina apposita. Tale prova ci fornisce anche un modo per verificare la stabilità dell' acciaio.

Riportiamo di seguito i valori delle principali proprietà meccaniche degli acciai per costruzioni metalliche (poichè sono la tipologia che a noi interessa per questa trattazione):

- **modulo elastico (E):** 210 000 N/mm²;
- **modulo di elasticità trasversale (G):** $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$
- **coefficiente di Poisson (ν):** 0,3
- **coefficiente di espansione termica lineare:** $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a 100°C)
- **densità:** $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

In Figura 8 si possono vedere diversi esempi di profilati in acciaio per la costruzione di strutture.

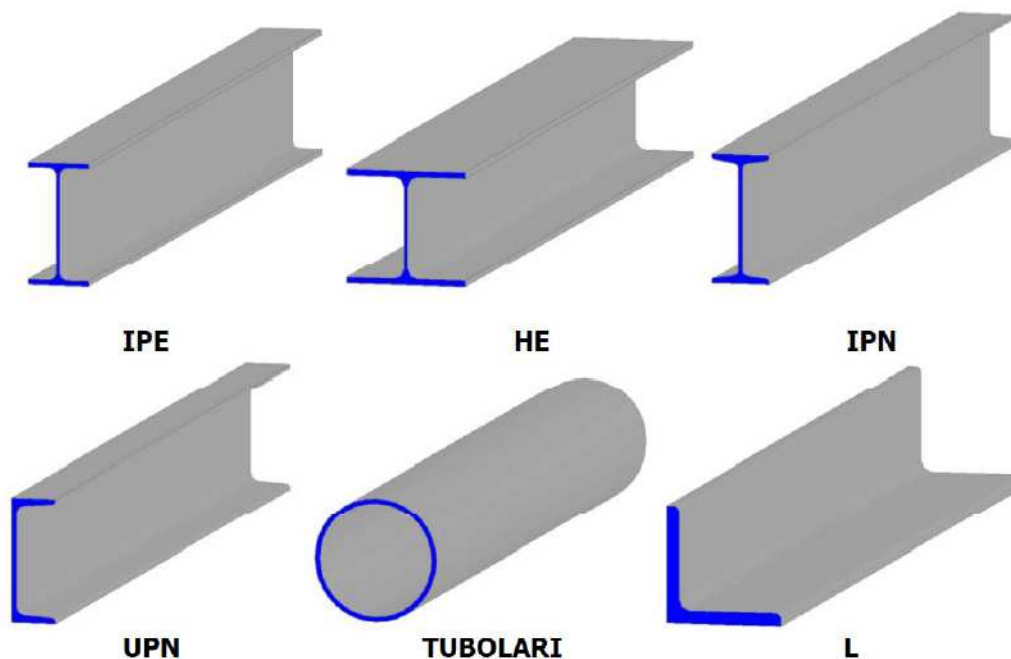


Figura 8: Profili semplici in acciaio

In Figura 9 riportiamo, invece alcuni esempi di profili composti.

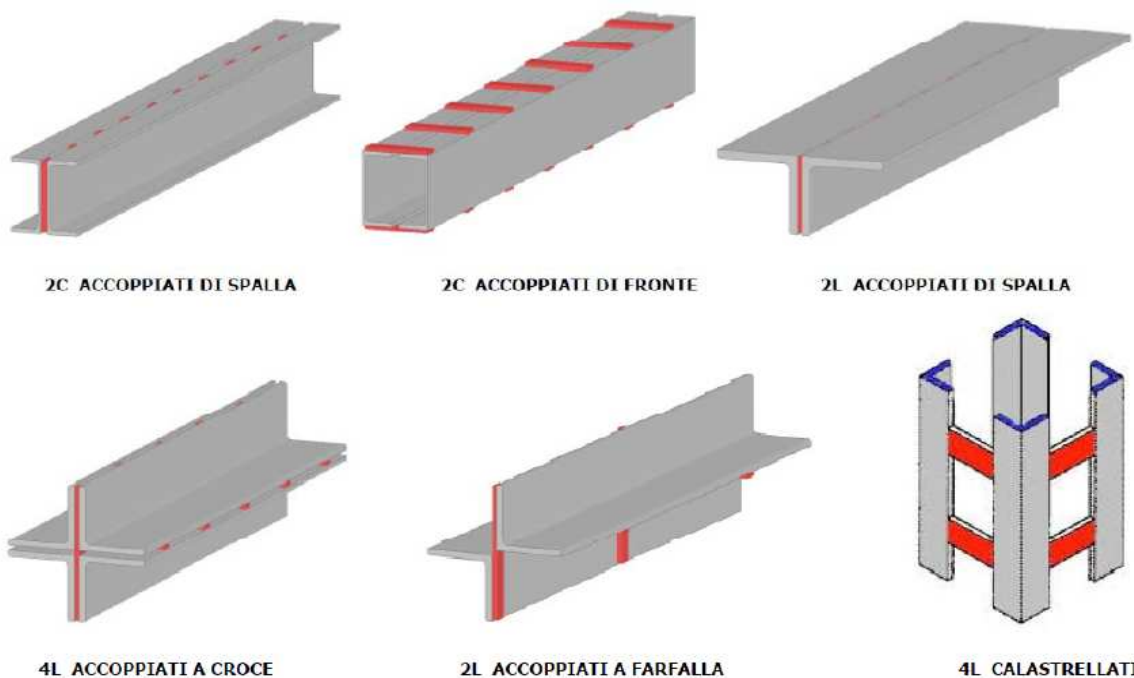


Figura 9: Profili composti

Torniamo un attimo a riflettere sul problema che dall'inizio stiamo affrontando. Il sistema costruttivo C.F.T. prevede, come sappiamo, l'utilizzo di tubolari in acciaio riempiti di calcestruzzo. Sappiamo anche che uno dei vantaggi sta nel poter sfruttare

meglio la capacità deformativa dell'acciaio, grazie alla sua collocazione all'esterno. Supponiamo ora di voler costruire una colonna composta, ovvero un elemento verticale metallico riempito con c.c.a. e, vista la sua posizione, caricato in punta. Questa situazione ci porta inevitabilmente a riflettere sul problema dell'instabilità dei materiali, in particolare degli acciai. In genere siamo abituati a pensare che una situazione di crisi si verifichi per esaurimento della capacità resistente del materiale di una struttura. Oltre a queste situazioni, ce ne sono altre in cui la crisi della struttura si verifica anche se il livello tensionale si mantiene ovunque al di sotto della capacità di resistenza del materiale. Mentre un elemento teso sopporta senza problemi una forza pari a quella che porta a crisi il materiale, una membratura compressa può inflettersi e collassare sotto carichi sensibilmente inferiori, tanto più piccoli quanto più la lunghezza è elevata nei confronti delle dimensioni della sezione (**snellezza**). Tale fenomeno non è dovuto alle sollecitazioni presenti nella membratura compressa, bensì al fatto che piccole deviazioni da una data configurazione ne alterano radicalmente la risposta: avvicinando un dato valore del carico si verificano inflessioni notevoli, che inducono sforzi e deformazioni ben più elevati di quanto previsto dal calcolo. La Figura 10 riporta in via schematica quanto adesso riferito.

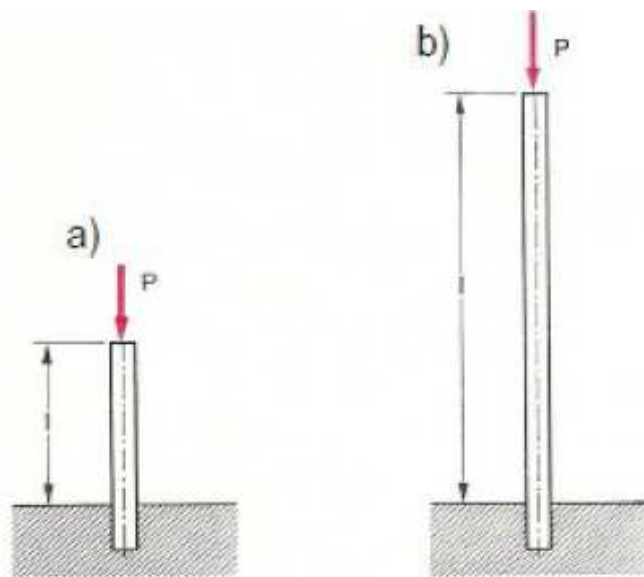


Figura 10: Elementi verticali caricati in punta: a) elemento tozzo, b) elemento snello

Questo è un esempio dell'ampia e diversificata categoria di fenomeni complessivamente classificati come di **instabilità**. Un loro inquadramento globale può essere ottenuto all'interno della **teoria generale della stabilità** del moto, che ha avuto inizio dagli studi compiuti da Liapunov alla fine dell'Ottocento, e affronta il problema dal punto di vista dinamico. Si parla di **equilibrio stabile** se il sistema a seguito di un disturbo piccolo a piacere si mantiene in un intorno altrettanto piccolo a piacere. Si parla di **equilibrio instabile** se il sistema si allontana in modo incontrollabile con l'entità del disturbo. Riportiamo di seguito il famoso esempio delle sfere.



Figura 11: Esempi di equilibrio instabile, stabile ed indifferente

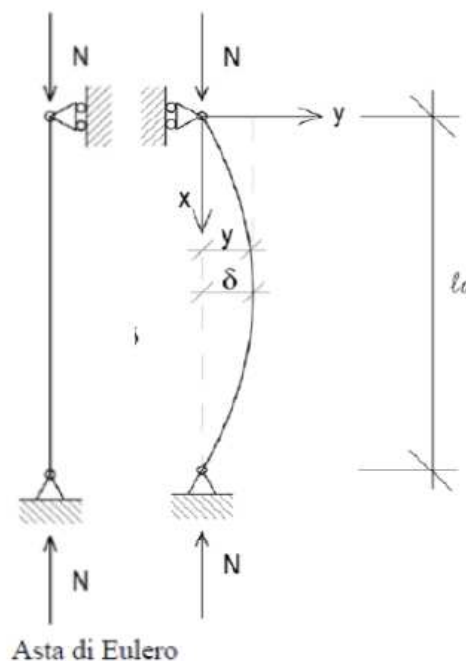


Figura 12: Aste di Eulero

In questo caso il disturbo è inteso in senso dinamico (variazione di configurazione, velocità imposta, forza impulsiva, etc.) e la configurazione del sistema evolve seguendo le **leggi della dinamica**. Esiste una particolare classe di sistemi, una delle più importanti dal punto di vista delle implicazioni strutturali, definiti **sistemi conservativi** (in cui le forze che agiscono nel sistema sono di tipo conservativo) che possono essere affrontati con un criterio di equilibrio statico. In tal caso si ricorre a formulazioni in termini energetici ricordando: *“una configurazione è di equilibrio stabile se in corrispondenza di essa l’energia potenziale ha un minimo relativo”* (Teorema di Lagrange). In casi ancora più semplici, è possibile studiare il problema della stabilità mediante criteri di equilibrio, evitando di scrivere il problema in forma energetica. Vediamo ora il problema del carico critico di Eulero. Si consideri una trave prismatica di lunghezza l , rigidità costante EI , soggetta ad uno sforzo assiale N di compressione perfettamente centrato. La lunghezza post deformazione è l_0 . Si supponga che, oltre alla configurazione equilibrata rettilinea, esista una configurazione equilibrata curva. Ipotizzando la trave indeformabile assialmente ed al taglio, ciò richiede che il momento interno M_{int} sia uguale a quello esterno M_{est} .

$$M_{\text{int}} = -EI \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \quad M_{\text{est}} = N \cdot y$$

Allora:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{N \cdot y}{EI} = 0$$

Questa è un' equazione differenziale di secondo grado con coefficienti costanti. Per risolverla è necessario imporre due condizioni al contorno. Posto:

$$\frac{N}{EI} = \alpha^2$$

Otteniamo:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \alpha^2 \cdot y = 0$$

Il suo integrale generale è:

$$y = C_1 \text{sen} \alpha x + C_2 \text{cos} \alpha x$$

Le condizioni al contorno dicono che per x che vale 0 oppure l la y si annulla. Allora, imponendo la prima condizione si ha:

$$C_1 \text{sen} \alpha 0 + C_2 \text{cos} \alpha 0 = 0$$

allora $C_2=0$. Imponendo la seconda condizione:

$$C_1 \text{sen} \alpha l = 0$$

In questo caso possiamo avere due possibilità:

- $C_1=0$, detta anche soluzione banale, che significa che lo spostamento y è nullo;
- $\text{sen} \alpha l = 0$, allora $\alpha l = k\pi$, quindi $\alpha = \frac{k\pi}{l}$

Sostituendo la definizione di α trovata ora, otteniamo il valore del carico critico di punta:

$$\frac{N}{EI} = \alpha^2,$$

allora,

$$\frac{N}{EI} = \left(\frac{k\pi}{l} \right)^2,$$

quindi,

$$N_{cr} = \left(\frac{k\pi}{l} \right)^2 \cdot EI$$

Tale carico critico, come si vede anche dalla formula, tende a crescere con l'aumentare di k . Quando k ha valore unitario, il carico critico viene chiamato **carico critico euleriano**. Esso è un carico critico di equilibrio. Dividiamo entrambi i membri della relazione determinata per il valore A dell'area della sezione. Si ottiene così:

$$\frac{N_{cr}}{A} = \left(\frac{k\pi}{l} \right)^2 \cdot \frac{EI}{A},$$

dove $\frac{N_{cr}}{A} = \sigma_{cr}$ (ovvero la tensione critica), mentre $i = \frac{I}{A}$ è il raggio di inerzia. La relazione può quindi essere scritta come segue:

$$\sigma_{cr} = \left(\frac{k\pi}{l} \right)^2 \cdot Ei^2$$

Definiamo la snellezza come il rapporto tra la lunghezza di una trave ed il suo raggio di inerzia. Riscriviamo la formula:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

dove $\lambda = \frac{l}{i}$.

Questo valore del carico critico si indica spesso con P_E (**carico critico Euleriano**) per distinguerlo dall'effettivo carico critico P_{cr} che, in generale, provoca il collasso della trave a causa di imperfezioni nella trave stessa, e che, per diverse circostanze (imperfezioni, trave non perfettamente rettilinea e omogenea, carico non perfettamente assiale...), può essere minore di P_E . Vediamo quanto vale la lunghezza post deformazione l_o per diversi tipi di vincolamento (Figura 13)

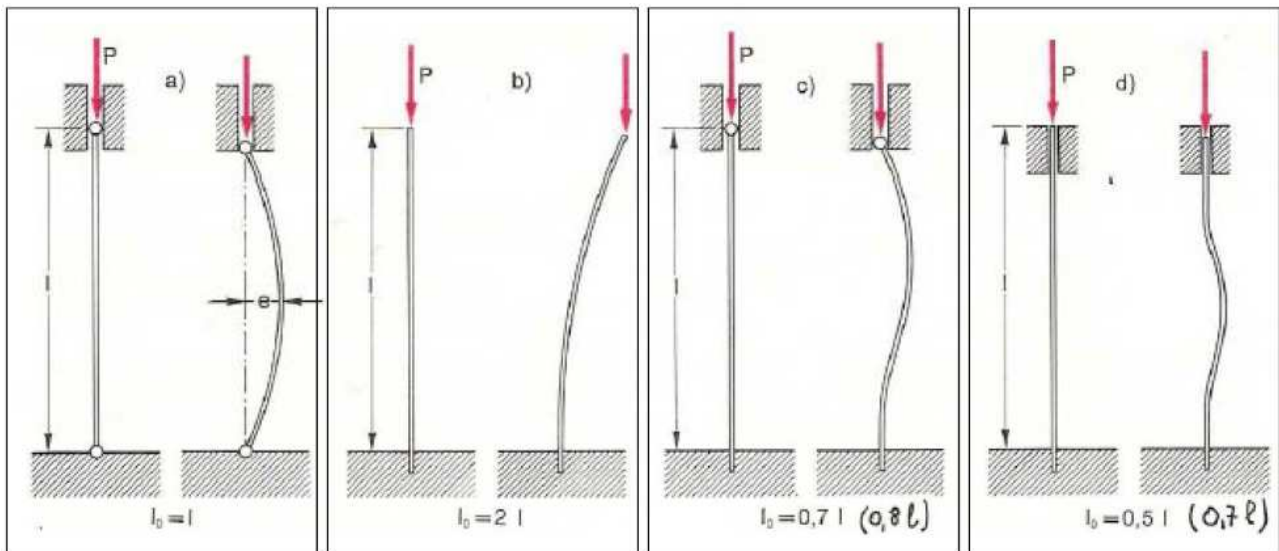


Figura 13: Valori della lunghezza post deformazione per diversi tipi di vincolamento

Osservando

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

risulta che P_E è piccolo per travi lunghe e grande per le travi corte. Di conseguenza una trave molto lunga si inflette quando la tensione σ è ancora molto bassa; una trave molto corta, invece, si infletterebbe quando σ ha raggiunto valori molto elevati, superiori alle tensioni di snervamento e rottura e quindi incompatibili con la resistenza. Ciò è dovuto alla carenza della formula di Eulero che fornisce il carico che fa inflettere la trave per instabilità dell'equilibrio elastico, senza prevedere la possibile rottura per schiacciamento. Riassumendo un'asta caricata di punta può andare in crisi per due motivi:

- se l'asta è tozza si giunge alla crisi per superamento della tensione di snervamento del materiale $\sigma_{cr} = f_y$;
- se l'asta è snella si perviene alla crisi per instabilità quando si supera la tensione $\sigma_e = P_e / A$ dovuta al carico critico euleriano;

Dalle relazioni ora ottenute possiamo ricavare un valore detto snellezza limite, che ci fornisce il valore di questa per il quale la tensione di crisi per instabilità è uguale a quella di snervamento. Come abbiamo detto il carico critico per le aste reali provoca il collasso della trave stessa e non solo la sua deformazione, poichè le aste reali sono diverse da quelle ideali a causa di imperfezioni dovute alla geometria (l'asse della trave è curvo) o imperfezioni strutturali (auto tensioni dovute al raffreddamento non uniforme dopo la laminazione a caldo; dispersione dei valori della tensione di snervamento f_y lungo la sezione trasversale dell'asta...)

6. IL SISTEMA STRUTTURALE C.F.T.

Il sistema strutturale C.F.T. (**Concrete Filled steel Tubes**), è un sistema strutturale costituito da colonne composte, a loro volta raggruppate all'interno della tipologia di costruzioni composte acciaio-calcestruzzo. L'aspetto peculiare delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo è rappresentato dall'interazione che si genera tra i due componenti per l'installazione di un apposito sistema di connessione, capace di garantire un meccanismo resistente e deformativo proprio di un unico componente. Ciò si può ottenere sia localmente a livello di elemento, che globalmente a livello di struttura. Il settore delle costruzioni composte comprende, dunque, una grande varietà di soluzioni strutturali nelle quali sono compresi sia sistemi intelaiati realizzati interamente con elementi composti acciaio-calcestruzzo (travi, colonne, nodi) sia l'assemblaggio di sub-strutture in acciaio e cemento armato, inserite per ottimizzare la capacità portante e gli ingombri. Come già abbiamo riferito, tale sistema ha avuto una grande evoluzione in particolare in Giappone e Stati Uniti. I notevoli finanziamenti che furono stanziati dai governi di entrambe le nazioni per la ricerca rivolta verso le possibili applicazioni di queste strutture composte, hanno portato all'applicazione di questo sistema sia a costruzioni di medie che di grandi dimensioni. Una colonna C.F.T. è costituita da un tubolare di acciaio riempito con calcestruzzo. Nella Figura 14 è presente lo schema generico di una colonna.

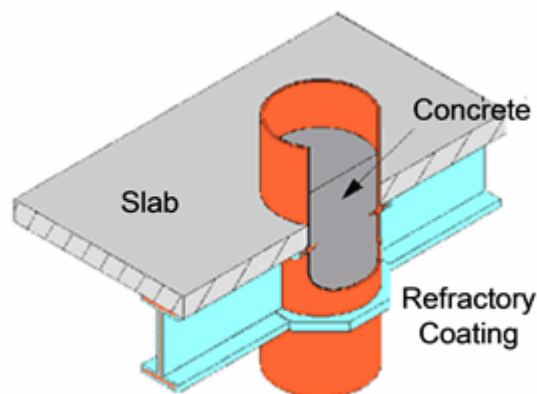


Figura 14: Schema di una colonna CFT

Il calcestruzzo impiegabile all'interno della struttura può anche essere ad alta resistenza. La scelta del materiale da utilizzare, comunque, dipenderà in particolare dalla volontà del progettista e dalla situazione con cui egli si trova ad avere a che fare. Le applicazioni del sistema C.F.T. sono state diverse e tante. Tra queste, una delle più suggestive è sicuramente il vasto utilizzo che si è fatto in Cina, in cui tra il 1995 ed il 2007 sono stati costruiti più di venti ponti con luci superiori ai 200 metri proprio mediante l'uso di strutture composte acciaio-calcestruzzo. La presenza dell'acciaio all'esterno della trave e non all'interno (come accade, per esempio, negli ordinari sistemi strutturali basati sul calcestruzzo armato) garantisce una maggiore

deformabilità del sistema, evitando quindi fratturazioni. Le possibili forme delle sezioni sono principalmente due: rettangolare o circolare. Anche in questo caso, la scelta del tipo di sezione appartiene al progettista, anche se la seconda presenta maggiori vantaggi rispetto la prima, in particolare per quel che riguarda il livello di confinamento del calcestruzzo. Commentiamo l'immagine che segue (Figura 15).

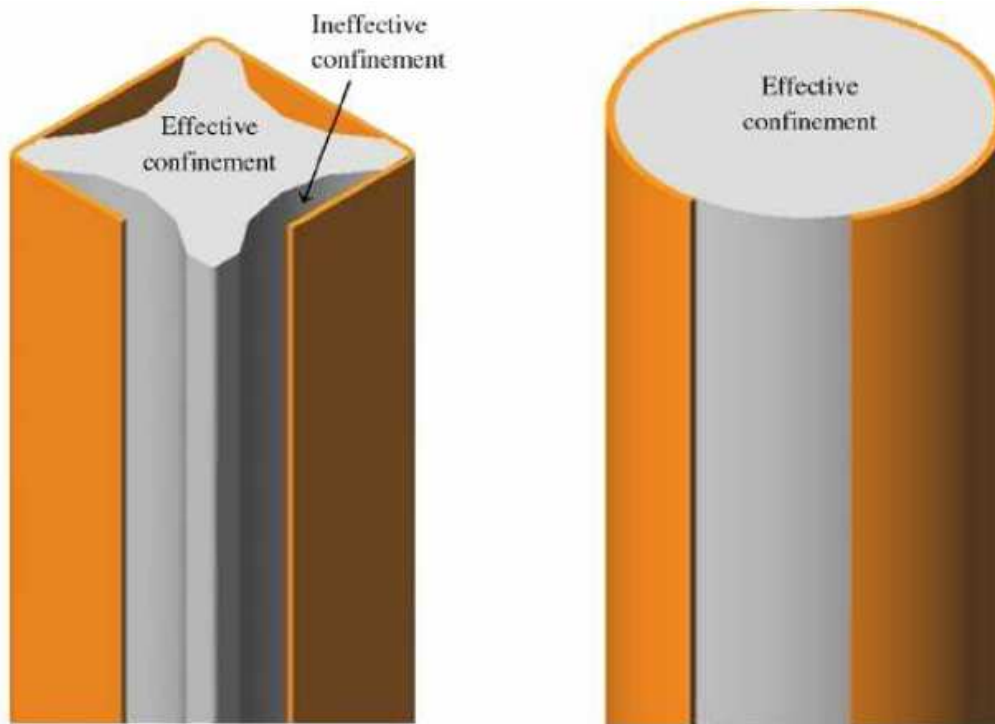


Figura 15: Confronto tra trave quadrata e circolare

Come si vede nella figura, il calcestruzzo all'interno della struttura a sezione quadrata non riesce a far presa su tutta la superficie interna della trave; tale inconveniente non si verifica per la trave di sezione circolare. Il motivo per cui si verifica questo fenomeno è semplice. Come sappiamo, il calcestruzzo è una miscela costituita da aggregati fini e grossi legati da cemento. Specialmente in sezioni piccole, l'aggregato grosso tende a concentrarsi al centro della colonna a causa delle sue stesse dimensioni, non riuscendo così a penetrare negli angoli. La cosa non si verifica nelle sezioni di forma circolare, dove, grazie all'omogeneità della sezione, il materiale riesce a coprire tutta la superficie interna.



Figura 16: Il complesso Millenium Tower (Vienna). Uno degli esempi tipici di applicazione delle colonne composte con metodo C.F.T.

7. RICERCA SUL SISTEMA C.F.T.

Nel programma denominato New Urban Housing Project (vedi quanto scritto nell'introduzione), in cui diversi studiosi si posero come obiettivo di verificare la solidità delle strutture costruite con il sistema C.F.T., furono testati più di 80 provini per simulare il comportamento di tali colonne quando queste fossero state sollecitate con sforzo assiale, flessione o taglio. Nel corso di questo programma di ricerca, che vide impegnati sia gli Stati Uniti che il Giappone, i giapponesi condussero esperimenti su 154 provini, con l'intento di verificare il comportamento del sistema sotto azione di uno sforzo assiale centrato sulla sezione della colonna, eccentrico e sul comportamento dei collegamenti tra trave e colonna. La differenza tra **sforzo assiale eccentrico** e **sforzo assiale non eccentrico** sta nella posizione del punto di applicazione dello sforzo stesso: nel primo caso, lo sforzo non è centrato, perciò cade esternamente al luogo dei punti della sezione denominato nocciolo centrale di inerzia, e per questo motivo la sezione avrà una zona tesa ed una compressa, separate dall'asse neutro; nel secondo caso, lo sforzo cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia, quindi la sezione sarà tutta tesa o tutta compressa. Una delle caratteristiche di questo programma fu l'utilizzo nel corso delle sperimentazioni di acciai ad alta resistenza (800 MPa) e calcestruzzi con R_{ck} fino a 90 MPa. Oltre a questi due programmi di ricerca, organizzati dagli USA e dal Giappone, sono stati testati, nel corso degli anni, diversi componenti del sistema C.F.T.. Questi progetti di ricerca sono stati (e sono attualmente) condotti da diverse università ed industrie. I risultati di queste esperienze, ogni volta che queste conducevano verso risultati di una certa rilevanza, furono pubblicati su diverse riviste scientifiche diffuse a livello internazionale. Si può affermare, quindi, che essi furono l'inizio di una nuova serie di sperimentazioni che hanno caratterizzato il campo dell'Ingegneria Strutturale degli ultimi trent'anni. Ma quali sono stati i principali "topics", ovvero argomenti di ricerca? Qui di seguito ne riportiamo un elenco:

- **caratteristiche meccaniche della struttura:** rigidità, resistenza, comportamento post-deformazione, effetti dovuti al confinamento, meccanismi di trasferimento dello sforzo, duttilità delle colonne, connessioni tra travi e colonne;
- **efficienza della costruzione:** livello di compattazione del calcestruzzo, miscele di calcestruzzo impiegabili, metodi di getto del calcestruzzo e tempo di costruzione;
- **resistenza al fuoco:** resistenza del materiale al fuoco;
- **applicazione del sistema a edifici di grandi dimensioni e riduzione dei costi;** questo punto è di fondamentale importanza, poiché l'utilizzo del sistema concrete filled permette di ottenere elementi strutturali con sezioni più ridotte, ed allo stesso tempo di abbassare il bisogno di manodopera in cantiere. Dal punto di vista economico, perciò abbiamo a che fare con un sistema più vantaggioso rispetto gli attuali e classici sistemi costruttivi.

I risultati ottenuti da questi esperimenti hanno permesso ai ricercatori di comprendere meglio il funzionamento di questo sistema costruttivo. Prendiamo ora in considerazione il problema della scelta della “forma” della sezione. Come abbiamo già citato in precedenza, esistono due possibili sezioni per una colonna composta concrete filled, ovvero rettangolare e circolare. Lo stato limite ultimo di una colonna C.F.T. a sezione circolare (ovvero quello stato tensionale del materiale che precede il collasso della struttura) è stato stimato e descritto mediante l’ausilio di una funzione lineare che prendesse in considerazione la resistenza del tubo d’acciaio. Per una colonna a sezione quadrata, la resistenza a compressione dovuta all’effetto di confinamento dell’acciaio sul calcestruzzo è molto più piccola rispetto alla stessa riscontrata per una colonna a sezione circolare, poichè, come già abbiamo visto, il calcestruzzo non riesce a riempire tutti gli spigoli, dando così origine a dei **gap** (vuoti) tra i due materiali. La deformazione locale, perciò, sarà molto più dannosa per una colonna a sezione quadrata piuttosto che per una colonna a sezione circolare. Parliamo ora della rigidità. Si definisce rigidità la capacità del materiale di opporsi a variazioni di configurazione che gli vengono imposte da forze esterne. Il suo valore può essere ottenuto sommando la rigidità del tubo d’acciaio a quella del calcestruzzo. Anche se sembra semplice, in realtà la rigidità è difficile da valutare, poichè dipende da una serie di fattori che spesso agiscono in contemporanea, oltre che al sistema di vincoli applicati all’elemento strutturale stesso. Si pensi, per esempio, agli sforzi cui vengono sottoposti i tubi in cantiere, ai meccanismi di trasferimento dello sforzo dalle travi alle colonne ed al ritiro del calcestruzzo. Tutti questi fattori possono influenzare in maniera non trascurabile la rigidità di un elemento strutturale. La collaborazione tra i due materiali permette di creare un elemento strutturale più deformabile (grazie alla presenza dell’acciaio all’esterno), evitando così di incorrere in fenomeni di fessurazione per eccessiva deformazione flessionale, ed, allo stesso tempo, con una buona resistenza alla compressione (grazie alla presenza del calcestruzzo), garantendo così anche la stabilità globale della struttura. Volendo ancora mettere a confronto una sezione circolare con una sezione quadrata, si scopre che la prima presenta una maggiore deformabilità rispetto la seconda. Oltre alla geometria, un altro fattore che influenza negativamente la duttilità di una colonna è il tipo di calcestruzzo impiegato. Abbiamo detto prima che la tipologia di conglomerato da utilizzare dipende dalle decisioni del progettista; tuttavia, questi deve tener ben presente che più il materiale gettato presenta una resistenza elevata, meno la colonna sarà deformabile. Ciò significherebbe avere un elemento strutturale eccessivamente rigido e che quindi (vedi il concetto stesso di rigidità) assorbirà una maggiore aliquota di sollecitazione rispetto gli elementi limitrofi. Essendo il ricoprimento esterno in acciaio, non vi sarà chiaramente, come già detto prima, un pericolo legato alla fessurazione per deformazione, ma piuttosto un problema nelle zone di giunzione, che sono quelle in cui non vi è perfetta continuità strutturale. Al di là di queste considerazioni, tuttavia, dobbiamo tener conto che al giorno d’oggi, grazie a software di calcolo sempre più sofisticati (ANSYS, COMSOL, SAP 2000...), è possibile creare modelli al computer che

simulino il comportamento di un elemento C.F.T. soggetto a flessione, taglio e sforzo normale. Grazie a questi il progettista può ripetere le stesse simulazioni e gli stessi esperimenti più volte, riuscendo così ad analizzare il sistema in modo più accurato ed a fare una previsione del comportamento futuro dello stesso. Passiamo ora a parlare dei collegamenti tra travi e colonne. Per il dimensionamento e la verifica di questi elementi sono state ricavate varie formule sperimentali, la cui discussione richiederebbe una trattazione più approfondita di quella proposta in questo elaborato prettamente descrittivo, e, nella maggior parte dei casi, molto complicate. Tali connessioni possono essere realizzate tramite imbullonamento, con piastre ideate e calcolate dal progettista, oppure mediante saldatura (scelta sconsigliata in ambito sismico per il livello di fragilità che si instaura nell' acciaio nella zona limitrofa al punto di saldatura). Un altro aspetto rilevante è la qualità del calcestruzzo utilizzato per il getto. Come abbiamo detto più volte, a seconda del tipo di sezione che viene utilizzata, avremo un livello di aderenza più o meno elevata tra il cemento e la superficie interna del tubo di acciaio. Vedremo successivamente che esistono soluzioni, potremmo dire, "di officina" per poter ridurre questo difetto. Il metodo di getto più comune è quello tramite pompaggio. Per poter fare questo, tuttavia, è necessario che il rapporto acqua cemento non sia troppo basso. Un buon rapporto permette, infatti, un miglior scorrimento del calcestruzzo all' interno del tubo al momento del getto, e quindi una miglior aderenza tra i due materiali. Nel caso in cui in cantiere arrivi un calcestruzzo in cui il rapporto acqua-cemento sia troppo basso, potremmo risolvere questo inconveniente utilizzando dei fluidificanti, ma prestando anche in questo caso attenzione alle dosi utilizzate, per non trovarci ad avere a che fare col problema opposto. Altro metodo utile a far aderire meglio i due materiali e ad evitare così la segregazione è la vibrazione delle colonne con appositi macchinari. Volendo fare un confronto tra la resistenza alla deformazione di un sistema di colonne C.F.T. con quella di un sistema di colonne in acciaio, è stato rilevato che tra i due il materiale più rigido sarebbe il primo. Allo stesso tempo, però, una colonna C.F.T. peserebbe di più rispetto ad una colonna in acciaio per via della presenza del calcestruzzo (la differenza in peso tra l'acciaio presente in una colonna C.F.T. e quello in una colonna in acciaio è di circa il 10% a favore della seconda). In generale non sono state viste grosse differenze tra i due sistemi costruttivi per quanto riguarda il comportamento sotto l'azione di vibrazioni di entrambi i sistemi. Allo stesso modo non sono state viste differenze significative nemmeno per quanto riguarda la capacità dissipativa o il comportamento elastoplastico. Concludiamo parlando della resistenza al fuoco. Immaginiamo di analizzare una struttura C.F.T. soggetta all'azione di un incendio. Come abbiamo visto nel capitolo dedicato alla Meccanica dei Materiali, l'acciaio perde le sue caratteristiche meccaniche quando si trova soggetto ad un aumento incontrollato del calore all'interno di un ambiente. Si pensi, per esempio, al crollo delle due Twin Towers il giorno 11/9/2001. In quella circostanza drammatica non fu l'impatto dell'aereo contro la struttura in acciaio dell' edificio a causarne il collasso, ma il cedimento dell'acciaio causato dalla forte emissione di calore rilasciata nell'ambiente a seguito della combustione del carburante presente all'interno dei serbatoi dei due aerei. La perdita di resistenza da parte dell'acciaio

surriscaldato è una problematica nota, e lo era anche per coloro che attuarono quel gesto orribile dodici anni fa. Per quanto riguarda la resistenza al calore offerta da una colonna composta, la presenza del calcestruzzo permette di prolungare il periodo di tempo che precede il collasso della struttura per raggiungimento del suo stato limite ultimo grazie alla buona resistenza al fuoco che il c.c.a. offre. Questo prolungamento, tuttavia, non è di elevata durata, tuttavia rappresenta un contributo non trascurabile ai fini della sicurezza strutturale. Per maggiori approfondimenti su quanto detto finora si rimanda a [1].



Figura 17: Colonna a sezione rettangolare prima del getto

8. TIPOLOGIE DI COLONNE COMPOSTE E PRESTAZIONI

Per meglio comprendere le caratteristiche del sistema strutturale concrete filled, ci sembra buona cosa procedere con una descrizione generale delle caratteristiche e prestazioni delle colonne composte, tipologia strutturale alla quale esso stesso appartiene. Le colonne composte si possono suddividere in tre tipologie di base:

- **fully encased:** ovvero profili in acciaio completamente rivestiti in calcestruzzo;
- **partially encased:** ovvero profili in acciaio parzialmente rivestiti in calcestruzzo;
- **concrete filled:** ovvero profili in acciaio (a sezione rettangolare o circolare) riempiti di calcestruzzo;

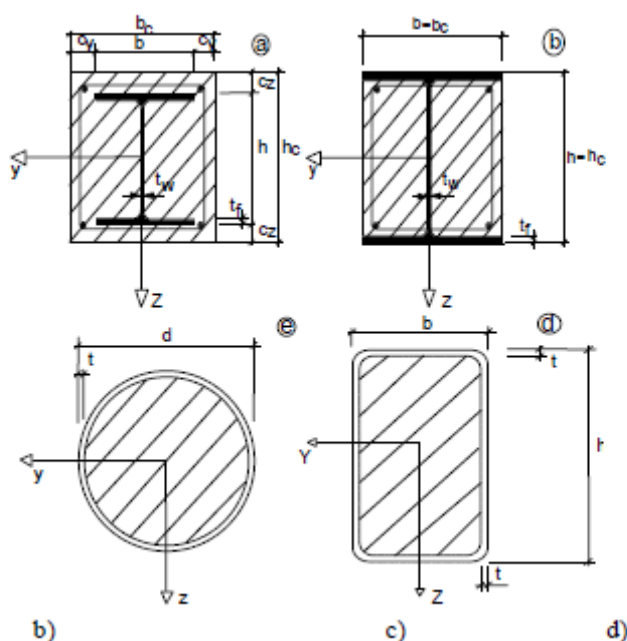


Figura 18: Tipologie di colonne composte: a) fully encased b) partially encased c),d) concrete filled

In generale, la presenza del calcestruzzo riduce, in maniera più o meno efficace in base al tipo di sezione (Boyd et al., 1995), i fenomeni di instabilità locale, i quali rappresentano uno dei problemi preminenti dei profili in acciaio, poiché ne limitano la resistenza e la duttilità. In particolare, l'instabilità locale è totalmente inibita nelle sezioni completamente rivestite, mentre è contrastata in quelle parzialmente rivestite ed in quelle riempite. D'altro canto, l'acciaio esercita un confinamento sul calcestruzzo aumentandone la resistenza a compressione soprattutto nelle colonne concrete filled, in modo limitato per le sezioni rettangolari, ma talvolta molto rilevante per quelle circolari (Cosenza & Pecce, 1993), e le prestazioni in termini di duttilità del legame costitutivo a compressione del calcestruzzo. Un altro aspetto peculiare riguarda la protezione al fuoco ed alla corrosione esercitata dal calcestruzzo sull'acciaio, soprattutto nella tipologia completamente rivestita, per la quale si può ottenere una modulazione del degrado di resistenza dovuto all'esposizione ad elevate

temperature (Cosenza et al., 1994; Nigro et al., 1998). Sono altresì interessanti alcuni aspetti legati alle soluzioni esecutive; infatti, è possibile non fare ricorso a casseforme, sia nel caso delle colonne concrete filled, per le quali il getto viene fatto direttamente nella camicia di acciaio, sia in quelle partially encased se il getto viene effettuato in orizzontale ruotando l'elemento sui due lati da riempire. In quest' ultimo caso è evidente l'opportunità di realizzare le colonne composte partially encased con procedimenti di prefabbricazione strutturale e poi eseguire il montaggio a secco oppure facendo ricorso a getti di solidarizzazione. Una certa cura va, tuttavia, prestata nei dettagli strutturali, anche al variare della forma della sezione e della tipologia prescelta. Infatti, le diverse sezioni composte sono sensibili in maniera differente alla qualità dei getti, al ritiro del calcestruzzo, alla natura delle azioni (statiche e/o cicliche) e al meccanismo di introduzione del carico sulla membratura composta. Le colonne composte sono usate maggiormente nei moderni edifici medio-alti (Ricles and Paboojian, 1994). Infatti, tra le altre caratteristiche, consentono una rapida costruzione combinando i vantaggi dell'acciaio, come resistenza e leggerezza, con quelli del calcestruzzo, rigidità ed economia. Infatti, negli edifici la realizzazione di colonne composte ai piani più bassi, che poi diventano in acciaio in quelli più alti consente di ridurre le rastremazioni dei pilastri; inoltre la costruzione integrale dell'ossatura portante in acciaio e dei solai con il successivo completamento delle colonne composte, comporta una drastica riduzione dei tempi di esecuzione. Indipendentemente dall'applicazione, l'efficacia della colonna come elemento composto è legata ad un efficiente trasferimento reciproco degli sforzi tra i due componenti mediante tensioni tangenziali; a tale scopo si possono introdurre connettori a taglio lungo la colonna. Tuttavia, l'inserimento di questi connettori è costoso e può ridurre la qualità del getto di calcestruzzo nella zona di contatto con l'acciaio, inoltre alcune prove sperimentali hanno dimostrato che i connettori non sono sempre necessari (Roeder, 1998). Infatti, in presenza di carichi verticali gli sforzi di interazione fra i materiali sono modesti perché da un lato l'elemento in acciaio e quello in calcestruzzo armato hanno generalmente lo stesso baricentro e la superficie di contatto è elevata, dall'altro le azioni taglianti sono usualmente modeste. Per quanto riguarda l'utilizzazione in zona sismica, in presenza di terremoti severi molto spesso le colonne composte si uniscono in un sistema ibrido dove vengono inseriti elementi in calcestruzzo armato resistenti alle azioni orizzontali, come setti o nuclei, oppure controventi, che possono essere realizzati tradizionalmente in carpenteria metallica, oppure in combinazione con il calcestruzzo a formare un sistema composto. Ricerche sperimentali hanno altresì mostrato che le colonne composte hanno buone potenzialità nell'assorbimento delle azioni sismiche. Le ricerche più numerose riguardano le colonne parzialmente e totalmente rivestite mentre sono più limitati gli studi sulle colonne riempite (Shanmugam and Lakshmi, 2001). Campagne sperimentali su colonne parzialmente rivestite soggette a carichi ciclici e pseudodinamici hanno ottenuto risultati molto promettenti (Elnashai et al., 1991; Ricles & Paboojian, 1994; Elghazouli & Bowling, 1992). In generale si ottiene una contenuta instabilità locale e buone prestazioni per la stabilità globale del telaio e la riduzione dell'effetto P- Δ (Elnashai and Elghazouli, 1993-a,b). Tuttavia le colonne

composte appaiono ancora più efficaci in termini di duttilità per l'elevato grado di confinamento del calcestruzzo (Hajjar, 2002). L'interesse per l'impiego in zona sismica è confermato dalle numerose realizzazioni con colonne composte e dai numerosi studi sul comportamento ciclico effettuati in Giappone e negli Stati Uniti, paesi ad alto rischio sismico. Le prove sperimentali recentemente illustrate in Varma *et al.*, 2002, mostrano che le azioni cicliche non modificano in modo significativo la rigidità e la resistenza delle colonne riempite, in questo caso rettangolari, anche se il risultato può dipendere in modo rilevante dall'aliquota di sforzo normale, e comunque è correlato al rapporto tra lato e spessore del tubolare oltre che alle caratteristiche meccaniche dell'acciaio. A tale proposito, è opportuno sottolineare che la norma di riferimento Europea del settore, l' Eurocodice 8 (Eurocodice 8, 1994), fino al 2001, forniva solo principi generali e non consentiva nei fatti una progettazione delle strutture composte, giacché non venivano presentati criteri di progetto o procedure affidabili (Plumier & Doneux, 2001). Il lavoro è stato sostanzialmente orientato alla migliore comprensione del comportamento dei telai composti sismoresistenti con meccanismi dissipativi di natura flessionale, ma realizzati con connessioni trave colonna rigide ed, inoltre, è stato finalizzato ad una revisione ed un'analisi critica delle conoscenze e dei dati teorici e sperimentali disponibili negli Stati Uniti e in Giappone su altre tipologie strutturali, per le quali in quei paesi sono già disponibili indicazioni di progetto. Inoltre, molti dati che costituiscono il necessario background per il miglioramento e l'integrazione dell'Eurocodice 8 nel settore delle strutture composte sono stati desunti da specifiche attività sperimentali in molti laboratori Europei (Plumier, 2000). Sono altresì in corso ricerche sperimentali su sub-elementi e strutture in scala reale (Bursi *et al.*, 2003) finalizzate alla valutazione dell'efficacia delle indicazioni progettuali disponibili in relazione all'impiego di nodi semi-rigidi ad elevata duttilità rotazionale.

9. I TELAI COMPOSTI

I telai composti acciaio-calcestruzzo condividono con le strutture in carpenteria metallica la problematica delle unioni tra gli elementi e della conseguente deformabilità nella risposta strutturale complessiva del telaio. Infatti, mentre nelle costruzioni in cemento armato laddove nelle regioni nodali (trave-colonna o colonna-fondazione) la monoliticità è conferita dalla tecnologia costruttiva, nelle costruzioni composte e in carpenteria metallica la rigidità e la resistenza della connessione dipende fortemente dai dettagli costruttivi e dalla tecnica di collegamento prescelta (saldatura o bulloni). Nel caso dei collegamenti tra strutture composte il problema si configura più complesso (Tschemmernegg, 1999); infatti, alle usuali problematiche dei collegamenti in carpenteria metallica si aggiunge l'interazione tra i componenti in acciaio e quelli in calcestruzzo. Tale circostanza modifica drasticamente i flussi delle tensioni generando sollecitazioni aggiuntive che da un lato innalzano la rigidità, dall'altro determinano una ridistribuzione tra i componenti del collegamento. In linea generale, i limiti di comportamento dei collegamenti sono rappresentati dai nodi semplici (cerniera), nei quali il livello di resistenza flessionale è trascurabile rispetto a quello delle membrature collegate e la capacità rotazionale è elevata, e dai nodi rigidi i quali sono in grado di trasmettere momenti flettenti elevati con rotazioni relative trascurabili. In molti casi, i dettagli necessari a raggiungere le prestazioni di nodo rigido sono particolarmente onerosi e complessi da eseguire, per cui si vengono a definire dei collegamenti che consentono il trasferimento di un limitato valore del momento in presenza di una rotazione relativa tra gli elementi non trascurabile. Tali collegamenti si definiscono semi-rigidi. Per quanto riguarda le travi la tipologia classica impiegata nei telai è quella costituita da un profilo metallico a doppio T con una soletta in c.a. sovrastante. E' ben noto che le migliori prestazioni di questa tipologia strutturale si ottengono per lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, poiché il calcestruzzo risulta compresso e l'acciaio teso. Tuttavia la realizzazione di uno schema di trave continua può consentire di avere una minore deformabilità e la riduzione di zone di giunto; pertanto, recentemente sono stati sviluppati studi teorici e sperimentali per analizzare l'influenza di vari parametri sul comportamento in condizioni di servizio ed ultime di travi composte soggette a momento negativo. In generale, nelle travi composte ha un ruolo fondamentale la connessione tra la parte metallica e quella in c.a. che consente di raggiungere una completa interazione tra i materiali, ottenendo la massima resistenza e rigidità, qualora i dispositivi di collegamento (connettori) siano stati proporzionati a tale scopo. Nel caso, invece, di un progetto con connessione parziale, la resistenza dell'elemento dipende proprio dal collegamento tra le due parti, che diventa il componente debole la cui crisi comporta il collasso della struttura composta (Fabbrocino, 1998; Fabbrocino et al., 2000). Nelle costruzioni in zona sismica il comportamento strutturale non può essere inquadrato analizzando i singoli componenti, come dimostrato anche dagli effetti dei terremoti di Northridge e

Hyogoken-Nambu sui collegamenti di alcuni impalcati composti. (Matsuo et al., 2000; Yang e Tagawa, 2000), anche se la valutazione della duttilità dei componenti (travi, colonne e nodi) in presenza di carichi monotoni e ciclici è un'informazione di grande rilievo (Bursi and Gramola, 2000; Bursi and Caldara, 2000; Plumier et al., 1998). Infatti il meccanismo di crisi, e le conseguenti caratteristiche di resistenza e duttilità del sistema, sono collegate alla gerarchia di resistenza dei componenti ed alla duttilità locale disponibile, che dipende fortemente dalle caratteristiche dei singoli componenti, ma che molto spesso è collegata ai particolari costruttivi più che alla tipologia dell'elemento stesso. Un approccio affidabile richiede l'individuazione del comportamento globale del telaio definendo, sulla base delle prestazioni dei singoli componenti, il meccanismo di crisi e la duttilità globale; il risultato non può prescindere dalla definizione del terremoto di progetto, che si attribuisce ad una condizione frequente, occasionale, rara e severa. L'analisi di azioni più frequenti che per la loro entità non conducono al collasso della struttura, ma che possono indurre danno anche in elementi non strutturali, rappresenta un approccio progettuale (performance based design) più completo anche nell'ottica di tenere conto del controllo di qualità e dei costi di manutenzione nel tempo (SEAOC Blue Book, 1995; Bertero, 1997). Il livello prestazionale di un telaio soggetto ad azioni sismiche può essere valutato mediante un'analisi di push-over, che consente di individuare la risposta non-lineare della struttura al crescere delle azioni laterali e seguire la successione e l'evoluzione della plasticizzazione nei vari componenti. In tal caso, la capacità di spostamento è definita a livello globale attraverso il legame che si instaura tra la forza orizzontale totale alla base della struttura F e lo spostamento dell'ultimo livello Δ .

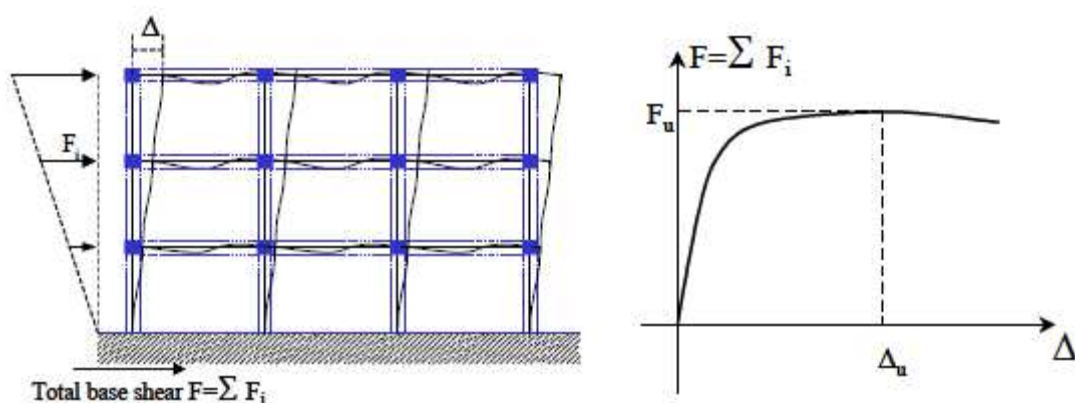


Figura 19: Spostamenti in un telaio composto sollecitato orizzontalmente

La significatività di un'analisi siffatta è legata ai caratteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione; il risultato consente di valutare la deformabilità ultima della struttura, che generalmente si assume pari allo spostamento in corrispondenza della forza massima. L'analisi consente di avere anche informazioni sul comportamento deformativo della struttura al limite elastico e quindi sulle verifiche per stati limite diversi dal collasso. Il calcolo non-lineare del telaio nel suo insieme richiede generalmente uno sforzo computazionale elevato; pertanto può essere interessante un approccio di analisi per sottoelementi. Ancora una volta tale

approccio è significativo quando la struttura non presenta modeste irregolarità in pianta ed in elevazione (Bonacci and Wight, 1996). La lunghezza dei tratti di elementi collegati al nodo dipende dai punti di flesso, che in maniera approssimata si possono porre a metà della lunghezza totale trascurandone anche la variazione durante la fase post-elastica. Le azioni che la struttura trasferisce al sub-assemblaggio consistono negli sforzi normali e nei tagli valutati in corrispondenza dei punti di flesso sopra citati; tali azioni possono essere applicate in maniera crescente in analogia con quanto accade nella push-over e possono essere messe in relazione attraverso semplici condizioni di equilibrio. Lo spostamento relativo risulta dalla somma dei diversi contributi dove il primo ed il secondo termine sono dovuti alle travi soggette a momento positivo e negativo rispettivamente; il terzo è dovuto alla deformazione della colonna e l'ultimo al nodo trave-colonna (Fabbrocino et al., 2001). Il contributo della trave soggetta a momento negativo risulta particolarmente rilevante quando non si considerano nodi semi-rigidi; infatti se il progetto è stato condotto secondo un corretto approccio sismico, la colonna risulta poco sollecitata (gerarchia delle resistenze) con una trave a momento positivo che esibisce una rigidezza flessionale generalmente maggiore di quella a momento negativo. Si rimanda a [2] per maggiori delucidazioni in merito.

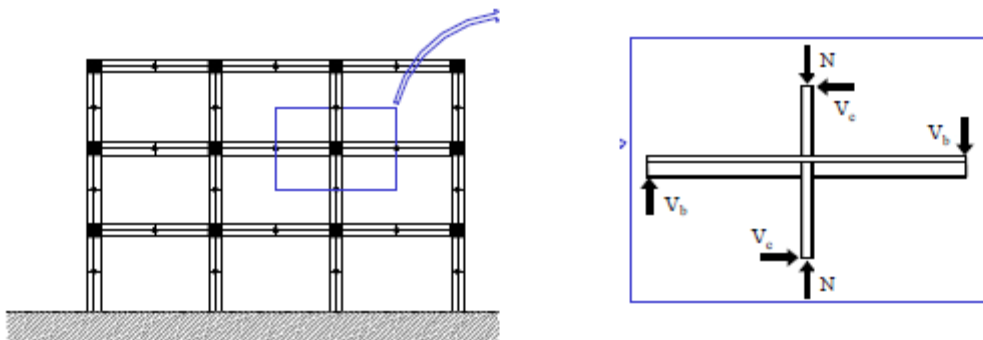


Figura 20: Insieme delle sollecitazioni agenti su un nodo in un telaio composto

10. RIFERIMENTO ALLA NORMATIVA TECNICA DELLE COSTRUZIONI 2008

Qui di seguito riportiamo per intero quanto le NTC 2008 indicano per il progetto di colonne composte. Le Norme recitano:

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, presso-flessione e taglio, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante:

- sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;
- sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

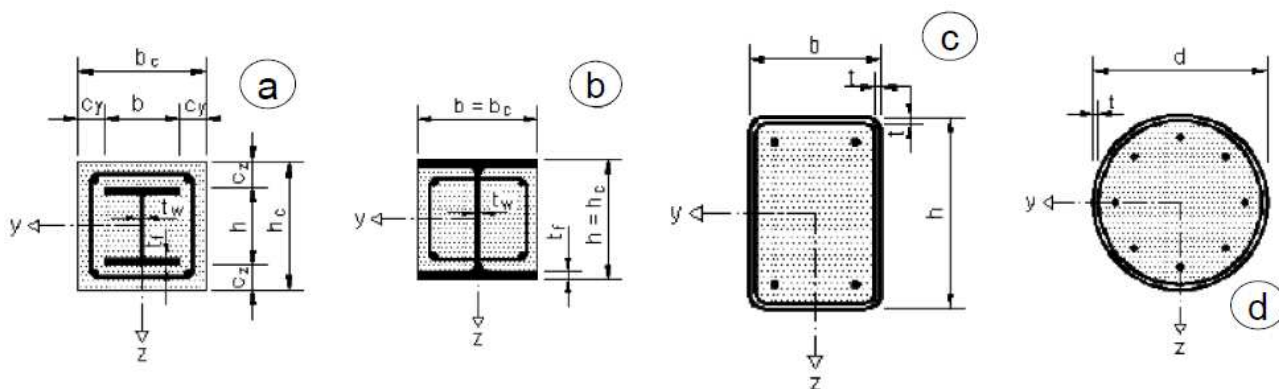


Figura 21: Tipi di colonne composte piu' comuni

Per prima cosa, gli elementi da progettare devono seguire alcuni requisiti che vengono riportati di seguito:

- la sezione è doppiamente simmetrica;
- il contributo meccanico di armatura δ , è compreso tra 0,2 e 0,9;
- la **snellezza adimensionale** λ , che deve essere inferiore a 2;
- per le sezioni interamente rivestite, i copriferri massimi che si possono considerare nel calcolo sono $c_y=0,4 \cdot b$ e $c_z=0,3 \cdot h$;
- il rapporto tra altezza h_c e larghezza b_c della sezione deve essere compreso tra $0,2 \leq h_c / b_c \leq 5,0$.

Nei criteri di verifica è necessario distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta dal caso in cui la costruzione sia realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completandola con il calcestruzzo. Vediamo di seguito cosa si intende per **contributo meccanico dell'acciaio**. Il contributo meccanico del profilato in acciaio è definito della formulazione:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \cdot \frac{1}{N_{pl,Rd}}$$

dove con A_a è indicata l'area del profilo in acciaio e con $N_{pl,Rd}$ la resistenza plastica a sforzo normale della sezione composta. La rigidità flessionale istantanea della sezione composta, EJ_{eff} , da utilizzarsi per la definizione del carico critico euleriano è data dalla formula:

$$EJ_{eff} = E_a J_a + E_s J_s + k_e E_{cm} J_c$$

dove k_e è un fattore correttivo pari a 0,6, mentre J_a , J_s e J_c sono i momenti di inerzia rispettivamente del profilo in acciaio, delle barre d'armatura e del calcestruzzo ed E_{cm} è il modulo elastico del calcestruzzo. La snellezza adimensionale della colonna è definita come:

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

dove N_{cr} è il carico critico euleriano, definito in base alla rigidità flessionale efficace della colonna composta, e $N_{pl,Rk}$ è il valore caratteristico della resistenza a compressione dato da:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

In fase di verifica allo stato limite ultimo, invece, occorre tenere conto degli effetti del secondo ordine, cosicché il valore della rigidità flessionale diventa:

$$EJ_{eff II} = k_o (E_a J_a + E_s J_s + k_{eII} E_{cm} J_c)$$

dove k_o vale 0,9 e $k_{e,II}$ è assunto pari a 0,5. In caso di colonna particolarmente snella oppure nel caso in cui la costruzione necessiti di elevati livelli di sicurezza, sarà necessario verificare i fenomeni anche a lungo termine. Per verificare la resistenza a compressione delle sezioni possiamo ricavare un valore di sforzo normale resistente assumendo per ipotesi la completa aderenza tra i due materiali (acciaio e calcestruzzo) mediante la formula:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove A_a , A_c , A_s sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura. Nel caso in cui si adottino sezione riempite rettangolari o quadrate, è possibile tenere in conto l'effetto del confinamento del

calcestruzzo all' interno del tubo, considerando $\alpha_{cc}=1$. Per le colonne a sezione circolare riempite con calcestruzzo si può tenere in conto l' effetto del confinamento del calcestruzzo offerto dall'acciaio. Passiamo ora all' analisi del taglio. La sollecitazione di taglio V_{Ed} agente sulla sezione deve essere distribuita tra la porzione in acciaio e la porzione in calcestruzzo in modo da risultare minore o uguale della resistenza di ognuna delle due parti della sezione. In assenza di analisi più accurate il taglio può essere suddiviso utilizzando la seguente formula:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

dove $M_{pl,Rd}$ è il momento resistente della sezione composta mentre $M_{pl,a,Rd}$ è il momento resistente della sola sezione in acciaio. In generale la sollecitazione di taglio sulla parte in acciaio, $V_{a,Ed}$, non deve eccedere il 50% del taglio resistente della sola sezione in acciaio, $V_{c,Rd}$, per poterne così trascurare l' influenza sulla determinazione della curva di interazione N-M. In caso contrario è possibile tenerne in conto gli effetti (interazione taglio e flessione) riducendo la tensione di snervamento dell'anima. Per semplicità è possibile procedere assegnando tutta l'azione di taglio V_{Ed} alla sola parte in acciaio. Come abbiamo visto parlando della Meccanica Strutturale, una colonna d' acciaio è maggiormente soggetta a fenomeni di instabilità rispetto una di calcestruzzo armato, perciò una verifica di stabilità di questi elementi risulta assolutamente necessaria. Vediamo ora il caso di colonne compresse. La resistenza all'instabilità della colonna composta è data dalla formula:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

dove $N_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica a sforzo normale della sezione composta e χ è il coefficiente riduttivo che tiene conto dei fenomeni di instabilità, definito in funzione della snellezza adimensionale dell'elemento λ con la formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0$$

dove:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

e α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla tabella seguente.

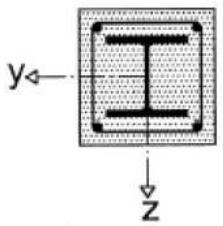
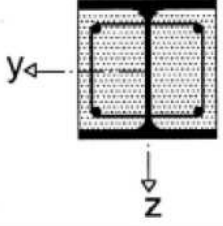
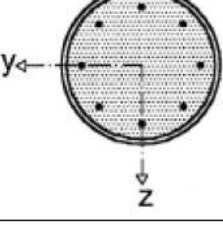
Tipo sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
 (a)	y-y	b	
	z-z	c	
 (b)	y-y	b	
	z-z	c	
 (c)		a ($\rho_s < 3\%$)	
		b ($3\% < \rho_s < 6\%$)	
		$\rho_s = A_s/A_c$ (A_s area armature, A_c area calcestruzzo)	
Curva di instabilità	a	b	c
Fattore di imperfezione α	0,21	0,34	0,49

Tabella 2: Curve di instabilità delle colonne composte

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo delle colonne se sono rispettate le seguenti disuguaglianze:

- $\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y}$ per colonne circolari cave riempite;
- $\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ per colonne rettangolari cave riempite;
- $\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ per sezioni parzialmente rivestite;
- $c \geq \max\{40\text{mm}; b/6\}$ per sezioni completamente rivestite;

dove b e t_f sono rispettivamente la larghezza e lo spessore delle ali del profilo IPE o HE; d e t sono, invece, il diametro e lo spessore della sezione dei profili cavi; c è il copriferro esterno delle sezioni interamente rivestite. Ora ci occupiamo del fenomeno della pressoflessione, altro problema rilevante nel caso di elementi strutturali soggetti a carichi di punta. La verifica a presso-flessione della colonna composta è condotta controllando che

$$M_{Ed} \leq (\alpha M) \cdot M_{pl,Rd(N_{Ed})}$$

dove M_{Ed} , associato allo sforzo normale N_{Ed} , è il massimo valore del momento flettente nella colonna, calcolato considerando, se rilevanti, i difetti di rettilineità della colonna (vedi Tabella) e gli effetti del secondo ordine e $M_{pl,Rd}(N_{Ed})$ il momento resistente disponibile, funzione di N_{Ed} . Il coefficiente αM è assunto pari a 0,9 per gli acciai compresi tra le classi S235 ed S355, mentre per l'S420 e l'S460 è posto pari a 0,8. Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine possono essere tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi elastica tramite il coefficiente amplificativo

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \geq 1,0$$

in cui N_{cr} è il carico critico euleriano e β è un coefficiente che dipende dalla distribuzione del momento flettente lungo l'asse dell'elemento. Il coefficiente β è assunto pari ad 1, quando l'andamento del momento flettente è parabolico o triangolare con valori nulli alle estremità della colonna, ed è dato da

$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot \frac{M_{max}}{M_{min}} \geq 0,44$$

quando l'andamento è lineare, con M_{max} e M_{min} i momenti alle estremità della colonna, concordi se tendono le fibre poste dalla stessa parte dell'elemento (se M è costante $M_{max}=M_{min}$ e $\beta=1,1$). Altro problema da affrontare è vedere come vengono trasferiti gli sforzi tra acciaio e calcestruzzo all'interno della struttura. Ecco quanto riferisce la NTC 2008 in merito:

La lunghezza di trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo non deve superare il doppio della dimensione maggiore della sezione trasversale oppure, se minore, un terzo dell'altezza della colonna. Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica in fase non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali limite di aderenza fornite nel paragrafo successivo. Se si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili di cui al § 4.3.4.3.1, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti, ripartendoli in modo uniforme fra i connettori. Nelle sezioni parzialmente rivestite composte con profili metallici a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante staffe individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il

calcestruzzo e l'anima; in particolare le staffe devono essere passanti o saldate, oppure si devono inserire connettori.

Successivamente nella normativa si parla della resistenza allo scorrimento tra le componenti, ovvero acciaio e calcestruzzo. Essa è dovuta principalmente alle tensioni tangenziali che si generano tra i due materiali. La normativa riporta i valori che si possono assumere nei calcoli a seconda del tipo di sezione adottata:

- 0,3 MPa, per sezioni completamente rivestite;
- 0,55 MPa, per sezioni circolari riempite di calcestruzzo;
- 0,40 MPa, per sezioni rettangolari riempite di calcestruzzo;
- 0,2 MPa, per le ali delle sezioni parzialmente rivestite;
- 0, per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite.

Se si verifica un superamento di tali limiti, lo sforzo va interamente affidato a collegamenti meccanici. In conclusione riportiamo quanto serve per stabilire il copriferro e l'armatura minima. Per il primo si devono rispettare i seguenti limiti:

- il copriferro dell'ala, in una colonna completamente rivestita deve essere non minore di 40 mm, né minore di 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in cemento armato ordinario.

Per le armature, invece, valgono le seguenti indicazioni (sono indicazioni che valgono in generale per tutte le tipologie di colonne composte, ma in generale per colonne C.F.T. l'armatura interna non è necessaria):

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0,3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in cemento armato ordinario;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre oppure nulla; in questi casi il perimetro efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere ridotto alla metà o a un quarto, rispettivamente;
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

11. GIUNZIONI TRAVE-COLONNA

In questo capitolo della nostra trattazione sul sistema costruttivo C.F.T. vedremo alcuni esempi pratici di come si possano collegare tra loro le colonne composte con gli elementi verticali scelti per la progettazione. Soffermiamoci, innanzitutto, su questa immagine:

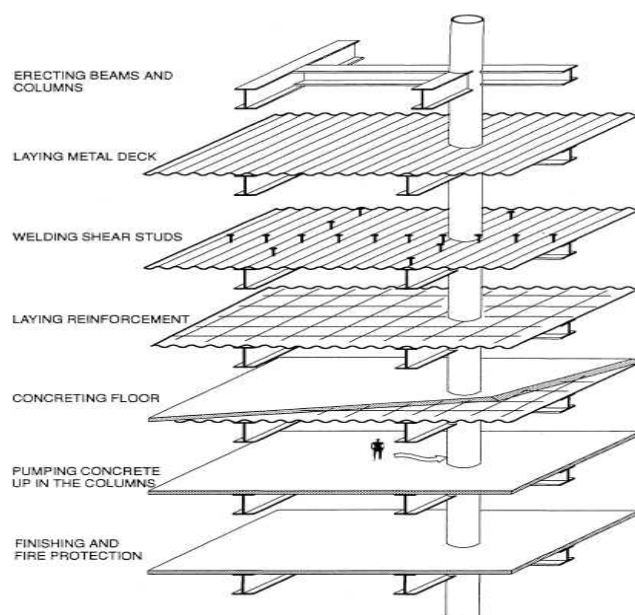


Figura 22: Metodo costruttivo di un solaio in lamiera grecata

Come si nota, lo schema usuale è formato dall' utilizzo di colonne composte a sezione circolare (o rettangolari alle quali vengono connessi dei profilati di tipo HE). Ovviamente questa non è l'unica soluzione possibile, poichè in diversi casi si fa anche uso di travi composte, cioè di elementi orizzontali composti di tipologia concrete filled. Al momento, tuttavia, ci soffermeremo sullo schema classico, vedendo una serie di esempi illustrati. Di ognuno di essi riporteremo il nome dell'autore e l'anno in cui è stato ideato dallo stesso. Come si può notare, la distinzione tra i collegamenti possibili sta principalmente nella scelta di utilizzare due tipi di sistemi, ovvero l'imbullonamento o la saldatura tra colonna e trave ad essa collegata. È chiaro che la differenza tra i due metodi, oltre che essere sul tipo di metodologia sta anche nel tipo di maestranze che si richiedono. Per realizzare un imbullonamento, in effetti, non si necessita di manodopera specializzata come per la saldatura. In questo caso, infatti, non è possibile fare eseguire questo intervento a chiunque, ma è necessario avere a disposizione personale esperto. Una saldatura eseguita malamente, infatti, provoca la formazione di cricche proprio nel punto di giunzione, il che provoca successivamente una maggiore fragilità proprio in un punto nodale.

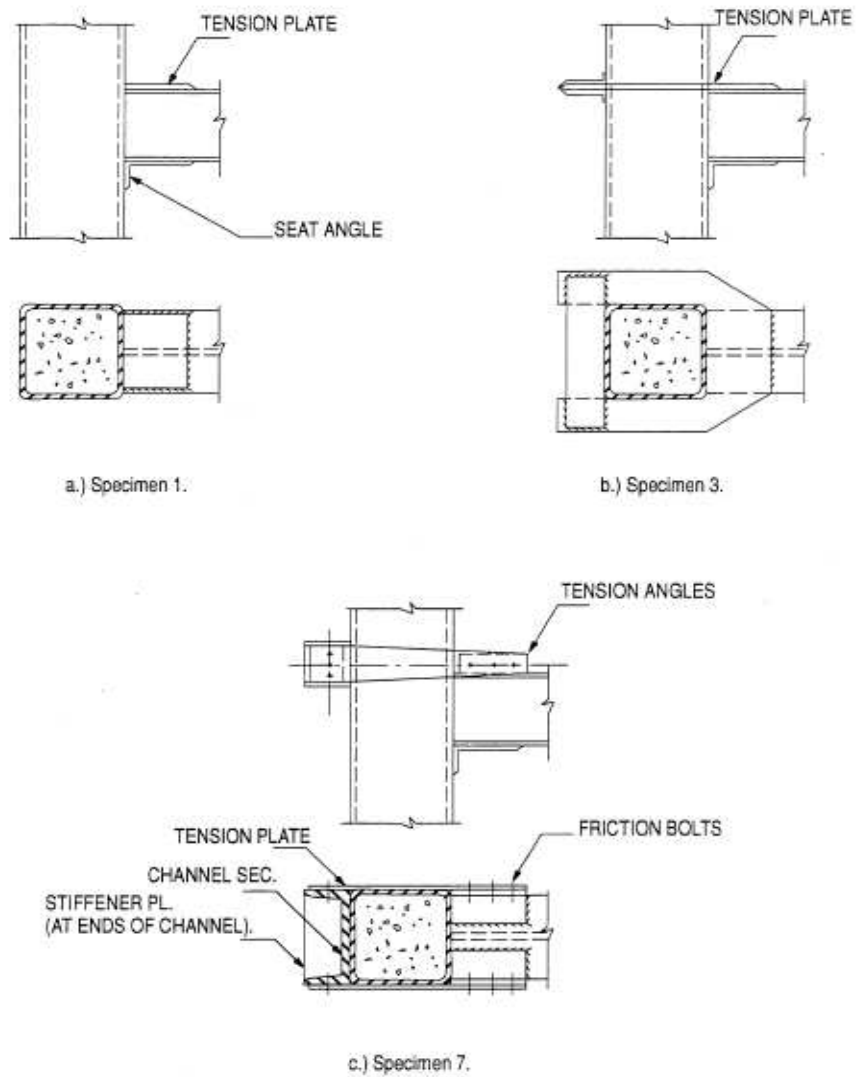


Figura 23: Elementi di connessione studiati da Ansourian (1976)

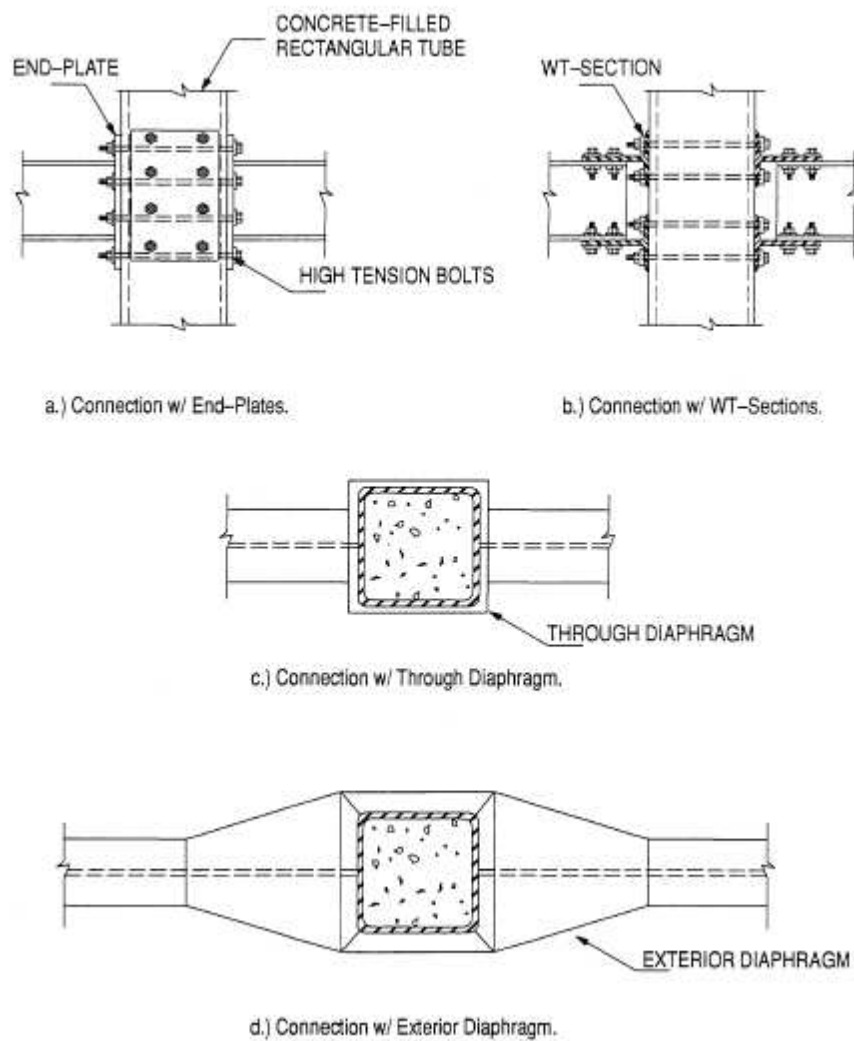
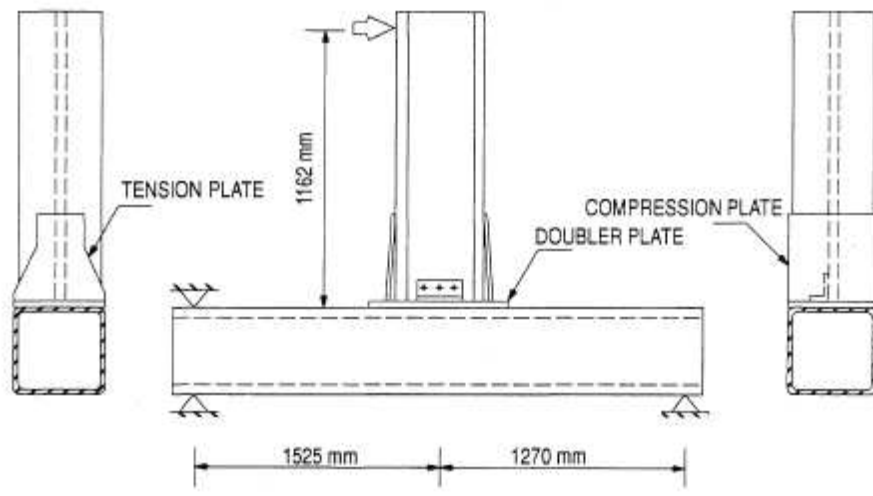
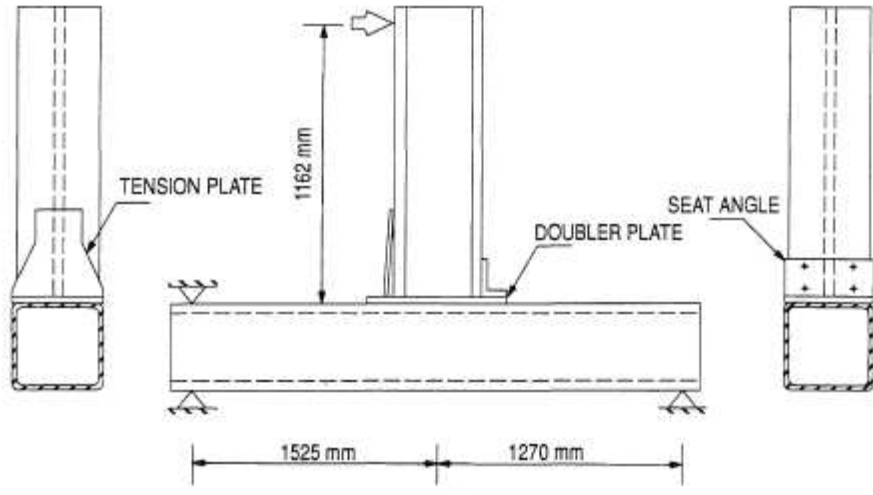


Figura 24: Elementi di connessione studiati da Kanatani et al. (1987)

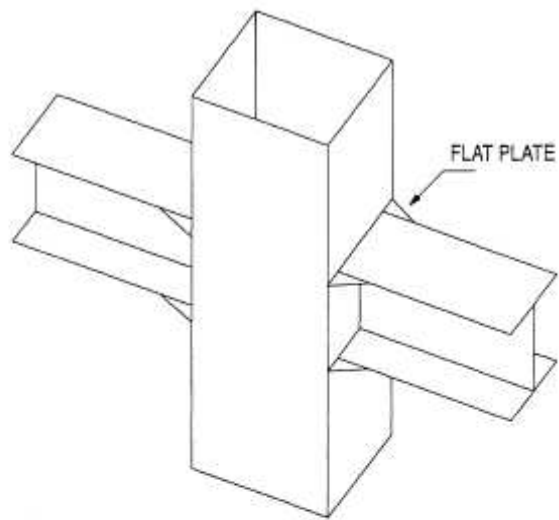


a.) Connection with Tension Plate.

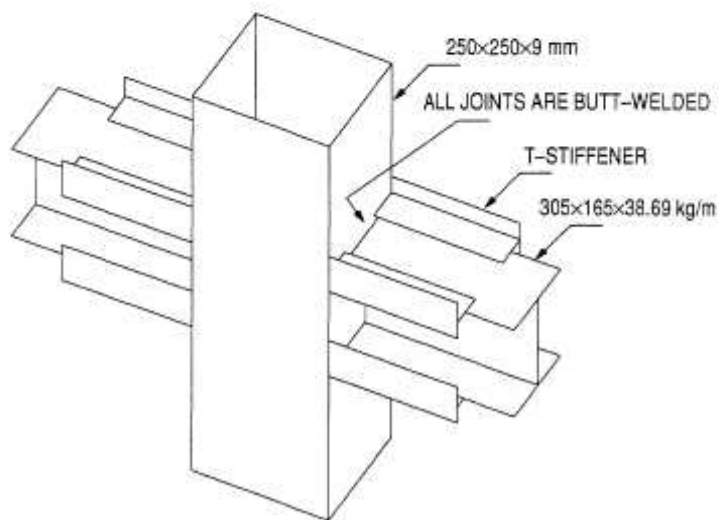


b.) Connection with Tension Plate and Seat Angle.

Figura 25: Elementi di connessione a tubi di sezione rettangolare studiati da Dawe (1990)



a.) Connection Stiffened with Flat Plates.



b.) A Typical Specimen with T-Stiffeners.

Figura 26: Elementi di connessione a tubi di sezione rettangolare studiati da Shanmugam (1994)

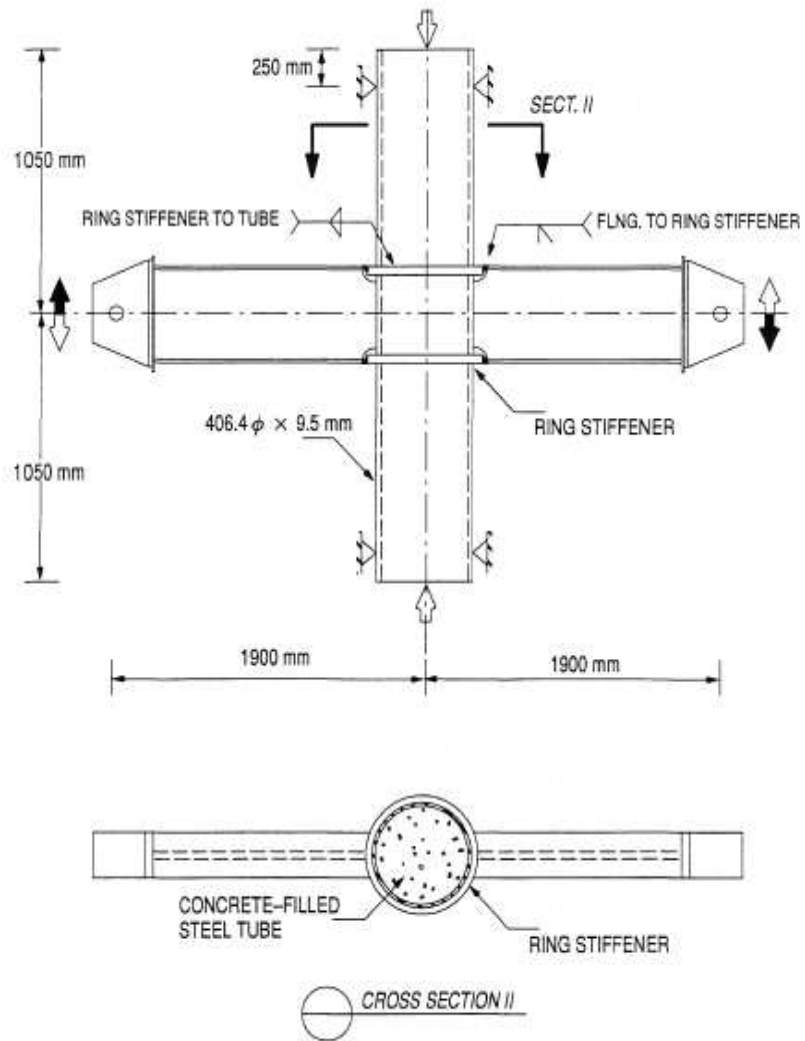


Figura 27: Elementi di connessione a tubi di sezione rettangolare studiati da Morino et al. (1992)

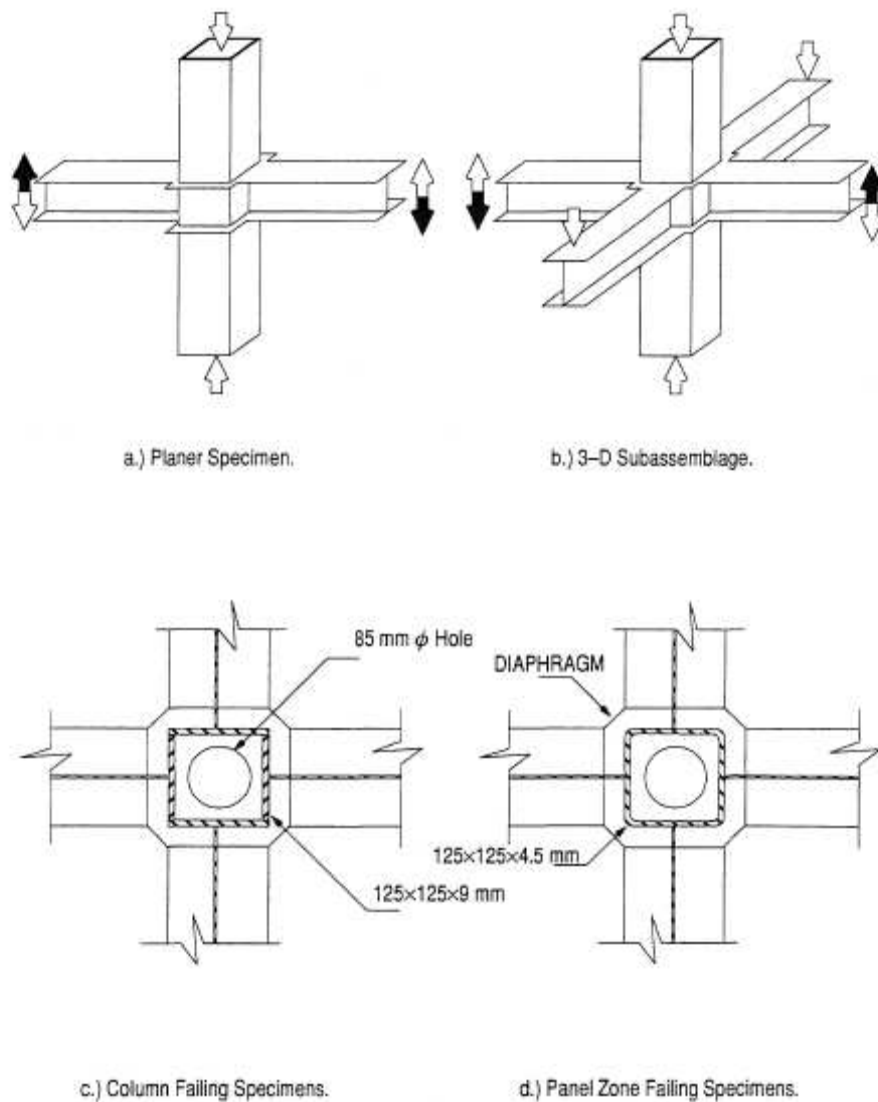


Figura 28: Elementi di connessione ad anello per tubi di sezione circolare studiati da Kato et al. (1992)

Da notare che spesso vengono utilizzati, in particolare per giunzioni saldate, dei ferri sagomati chiamati **stiffeners**, cioè irrigidimenti, la cui funzione è, ovviamente, quella di aumentare la resistenza del nodo verso sollecitazioni flettenti che possono, in particolare (come abbiamo visto) nel caso di giunzioni ottenute tramite saldatura, provocare una rottura fragile del materiale. Come si può ben immaginare, il problema è veramente grave, soprattutto se la rottura si genera in punti nodali. Ecco che quindi vengono fabbricati sia irrigidimenti sagomati ad anello, per poterli montare su colonne di sezione circolare, che a rettangolo, così che possano essere montati su colonne di sezione poligonale. Si rimanda a [3] per ulteriori informazioni in merito.

12. CONNESSIONI TRA COLONNE E FONDAZIONI

Riportiamo di seguito quanto pubblicato in una ricerca effettuata da *Charles W. Roeder* (Dept. of Civil Engineering, University of Washington 233B More Hall, Seattle) e *Dawn E. Lehman* (Dept. of Civil Engineering, University of Washington 233B More Hall, Seattle) ([4]) in cui si mostrano una serie di possibili soluzioni per connettere una colonna composta con la fondazione sottostante. In Figura 29 vengono mostrate quattro possibili soluzioni. Le giunzioni mostrate sono state studiate per favorire la resistenza a flessione alla base della colonna, evitando così il distacco tra questa e la fondazione sottostante.

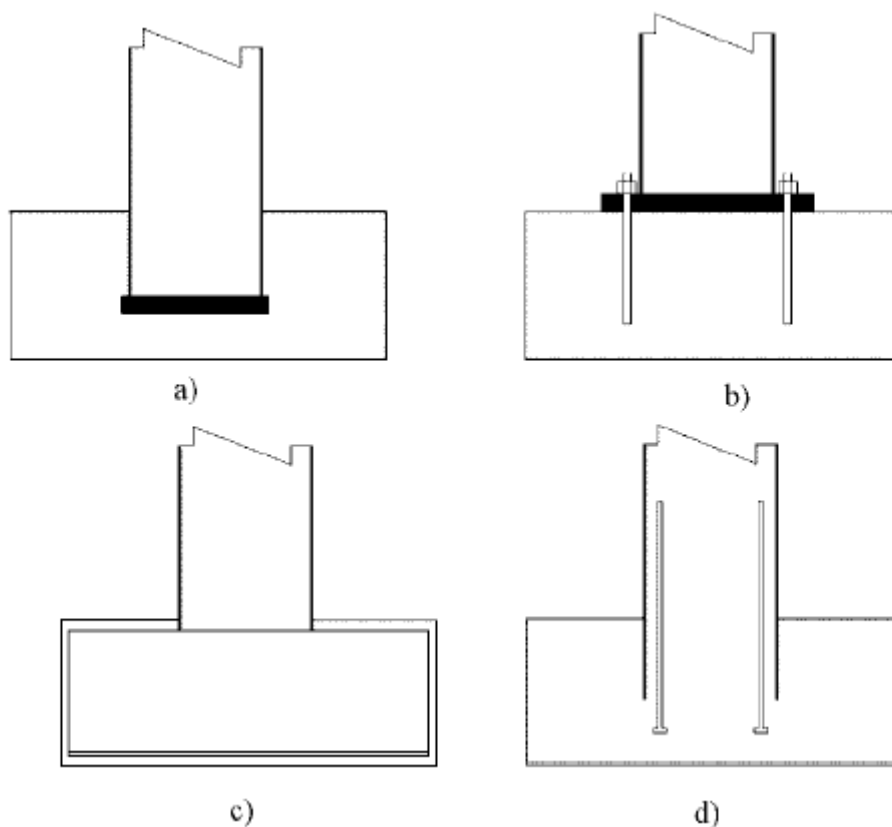


Figura 29: Soluzioni per la connessione tra una colonna C.F.T. e la fondazione sottostante: a) Incastro, b) Piatto d' acciaio, c) Incastro realizzato con acciaio strutturale, d) Ferri in acciaio per il trasferimento dello sforzo

Questi tipi di connessioni sono molto comuni in Giappone. In molti casi la costruzione di un piedistallo attorno alla base della colonna, piuttosto che la sua immersione all' interno della fondazione, favorisce l'incastro. Per la maggiore sono state testate colonne con profondità di incastro pari a 0,5, 1,0 e 1,5 volte il loro diametro. L' uso di un piatto in acciaio (come viene rappresentato il Figura 29 b) viene fatto per favorire l' ancoraggio tra fondazione e colonna. Il piatto è collegato alla platea sottostante tramite bulloni che arrivano ad una profondità pari a circa il diametro D della colonna. Questo favorisce, come abbiamo detto, la resistenza alla flessione della sezione di collegamento e anche un elevato livello di deformazione,

con danni minimi alla fondazione. Nel corso del tempo sono state studiate anche diverse variazioni per questo metodo. In Figura 29(c)) è rappresentata un'altra soluzione in cui il tubo in acciaio è connesso ad una coppia di profilati in acciaio, a loro volta immersi all' interno della fondazione. Tale sistema ha dato buoni risultati in fase sperimentale, anche se, tuttavia, i canali devono avere dimensioni proporzionali alla sezione della colonna. Per questo motivo, tale soluzione è applicabile solamente a colonne di sezione ridotta, ed è, allo stesso tempo, molto costosa. Nell' ultimo caso (Figura 29(d)) si usano delle barre d'acciaio per trasferire gli sforzi dalla colonna alla fondazione. Nonostante la buona resistenza a flessione che garantiscono e la buona capacità di deformazione, quando queste ultime raggiungono livelli elevati, le barre si deteriorano e perdono buona parte della loro rigidità e della loro resistenza. Inoltre i loro costi di installazione sono alquanto elevati. Anche se queste soluzioni possono sembrare distinte le une dalle altre, in realtà spesso si adottano soluzioni cosiddette *ibride*, ovvero combinazioni tra quelle elementari finora esposte. La Figura 30 mostra una tipica connessione, recentemente sviluppata, derivante dalla combinazione tra una colonna e la fondazione sottostante realizzata tramite l'uso di un piatto rettangolare come incastro.

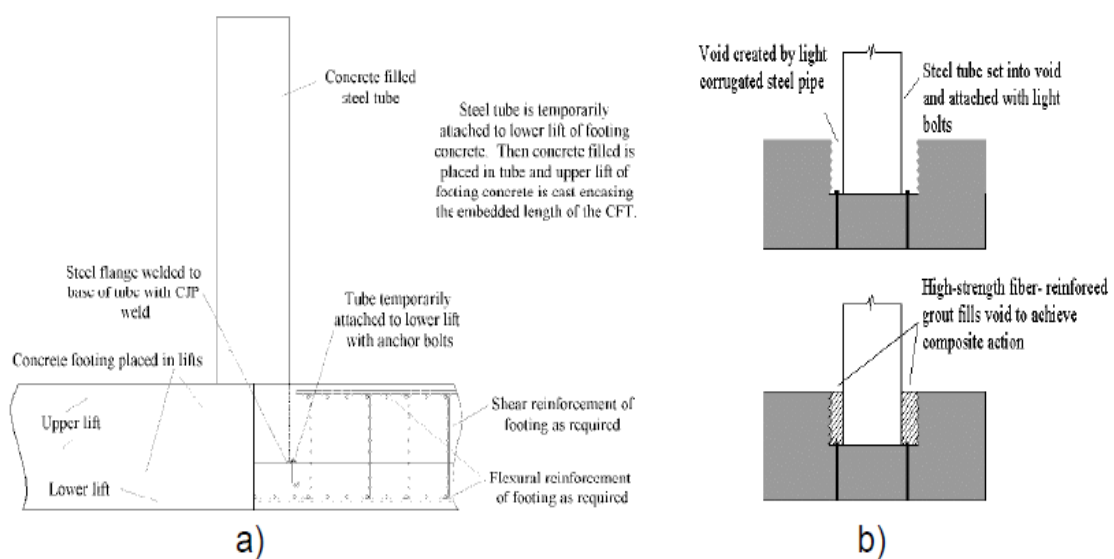


Figura 30: Coppia di connessioni ibride tra fondazione e colonna C.F.T.

13. IL CALCOLO STRUTTURALE DI UNA COLONNA COMPOSTA

In questo ultimo capitolo della nostra trattazione, tenteremo di mettere insieme quanto visto nei capitoli fino ad ora esposti mediante un semplice esempio. Supponiamo che ci venga affidato l'incarico di progettare una struttura con l'ausilio del sistema a colonne composte C.F.T.. Nel nostro caso, poiché abbiamo l'intenzione di effettuare una semplice dimostrazione delle prestazioni di tale sistema, ci limiteremo a trattare il calcolo di una singola colonna, poiché quanto esporremo per questa varrà, ovviamente, anche per gli altri elementi strutturali verticali. Effettueremo i calcoli basandoci sugli output di un software Excel prodotto dall' Ing. Simone Caffè dell' Università di Genova, al quale porgo il mio personale ringraziamento. Supponiamo, quindi, di dover confrontare due soluzioni progettuali per la costruzione di un pilastro di bordo per un edificio in cui il piano secondo sia ad uso residenziale, il piano primo ad uso uffici, il piano terreno ad uso magazzino ed il piano interrato ad uso garage. Immaginiamo che sia stata già proposta al nostro cliente una soluzione progettuale in cui, per il suddetto pilastro, si faccia uso di conglomerato cementizio armato. Noi, tuttavia, vogliamo proporre una soluzione innovativa, facendo uso del sistema da noi fino ad ora descritto. Il pilastro, secondo la prima soluzione, viene riportato in Figura 31. Tale elemento strutturale si trova soggetto ai seguenti carichi di punta, riportati nelle tabelle sottostanti.

CARICHI GRAVANTI SULLA SEZIONE AL PIANO PRIMO							
Travi	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Travi piano 2	3 travi da 40x50	12,5	16,25	1,3	17,23	44,00	57,20
Solaio	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Solaio piano 2	14x30	4,43	6,00	1,3	17,23	76,33	103,38
Pilastro	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Pil (2,1)	40x40x320	80	104	1,3	X	12,8	16,64
Carichi variabili (KN/m)							
Solaio piano 2	dimensioni cm	MTA kN/m ²	SLU kN/m ²	Coef	Ainf	TOT MTA	TOT SLU
Neve	X	1,2	1,8	1,5	17,23	20,676	15,507
NTC 2008	X	2	3	1,5	17,23	34,46	51,69
TOTALI (kN)							
Carichi agli SLU: variabili + permanenti				Carichi agli SLU: permanenti			
244,42				177,22			

Tabella 3: Carichi sulla sezione del piano primo

CARICHI GRAVANTI SULLA SEZIONE AL PIANO TERRENO							
Travi	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Travi piano 1	4 travi da 45x55	13,75	17,875	1,3	17,23	69,30	90,09
Solaio	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Solaio piano 1	14x30	4,43	6,00	1,3	17,23	76,33	103,38

Pilastro	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Pil (1,0)	45x45x320	80	104	1,3	X	16,2	21,06
Tamponamento	dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Poroton	30	6,3	8,19	1,3	X	35,08	45,60
Carichi variabili (KN/m)							
Solaio piano 1	dimensioni cm	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
NTC 2008	X	3	4,5	1,5	17,23	51,69	77,535
TOTALI (kN)							
Carichi agli SLU: variabili + permanenti				Carichi agli SLU: permanenti			
582,08				437,35			

Tabella 4: Carichi sulla sezione del piano terreno

CARICHI GRAVANTI SULLA SEZIONE AL PIANO INTERRATO							
Travi	Dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Travi piano 0	4 travi da 45x55	13,75	17,88	1,3	17,23	69,30	90,09
Solaio	Dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Solaio piano 0	2x14x30	6,55	8,87	X	17,23	112,86	152,83
Pilastro	Dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Pil (0,-1)	45x45x320	80	104	1,3	X	16,2	21,06
Tamponamento	Dimensioni (cm)	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
Poroton	30	6,3	8,19	1,3	X	35,08	45,60
Carichi variabili (KN/m)							
Solaio piano 1	dimensioni cm	Carico (kN/m ²)	SLU kN/mq	Coefficiente	A influenza	Carico N (kN)	Carico N SLU
NTC 2008	X	6	9	1,5	17,23	103,38	155,07
TOTALE (kN)							
Carichi agli SLU: variabili + permanenti				Carichi agli SLU: permanenti			
1046,74				746,93			

Tabella 5: Carichi sulla sezione del piano interrato

I carichi delle travi di spina collegate al pilastro in questione generano, come sappiamo dalla Tecnica delle Costruzioni, dei momenti flettenti che saranno la causa di uno stato tensionale di pressoflessione per il pilastro. Tali carichi sono riassunti nelle tabelle alla pagina successiva. Oltre a tali tabelle, per avere un'idea migliore di come sia fatto l'elemento strutturale che noi dobbiamo progettare, riporteremo anche una sezione dello stesso, secondo quella che noi abbiamo preliminarmente definito **soluzione iniziale**, che sarà poi quella che dovremo correggere sostituendola con una colonna composta di categoria concrete filled. Come già accennato il nostro, al momento, sarà solamente uno studio teorico.

CARICHI GRAVANTI SULLA TRAVE AL PIANO SECONDO								
Carichi strutturali KN/m								
Elementi	dimensioni (m)	kN/m ³	Carico kN/m ²	Carico kN/m ²	γ_{G2}	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
Travet sol	14x24	25	1,56	2,02	1,3	5,8	9,02	11,73
Pignatte	24x24x40	4,5	0,8	1,04	1,3	5,8	4,64	6,03
Soletta	6 spess.	25	1,5	1,95	1,3	5,8	8,70	11,31

Trave	40x50	25	12,5	16,25	1,3	X	5,00	6,50
Carichi non strutturali KN/m								
Elementi	dimensioni (m)	kN/m3	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_{G2}	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
Intonaco	0,01	21	0,21	0,315	1,5	5,8	1,22	1,83
Guaina imp	0,002	Trasc	0	0	1,5	5,8	0,00	0,00
Massetto	0,1	3	0,3	0,45	1,5	5,8	1,74	2,61
Isolante	0,05	1	0,05	0,075	1,5	5,8	0,29	0,44
Pavimento	0,01	20	0,2	0,3	1,5	5,8	1,16	1,74
Carichi variabili KN/m								
Neve	Carico kN/m2	γ	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_Q	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
NTC 2008	1,2	0,5	1,2	1,8	1,5	5,8	6,96	5,22
Variabile	Carico kN/m2	γ	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_Q	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
NTC 2008	2	X	2	3	1,5	5,8	11,6	17,4
Tipi di carico						Valore del carico		
Carico SLU: permanenti + variabili (kN/m)						64,8		
Carico SLU: permanenti (kN/m)						42,2		

Tabella 6: Carichi sulla trave del piano secondo

CARICHI GRAVANTI SULLA TRAVE AL PIANO PRIMO								
Carichi strutturali KN/m								
Elementi	dimensioni(cm)	kN/m3	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_{G1}	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
Travet sol	14x24	25	1,56	2,02	1,3	5,8	9,02	11,73
Pignatte	24x24x40	4,5	0,8	1,04	1,3	5,8	4,64	6,03
Soletta	6 spess.	25	1,5	1,95	1,3	5,8	8,70	11,31
Trave	45x55	25	13,75	17,88	1,3	X	6,19	8,04
Carichi non strutturali KN/m								
Elementi	dimensioni (m)	kN/m3	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_{G2}	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
Intonaco	0,01	21	0,21	0,315	1,5	5,8	1,22	1,83
Guaina imp	0,002	trasc	0	0	1,5	5,8	0,00	0,00
Massetto	0,1	3	0,3	0,45	1,5	5,8	1,74	2,61
Isolante	0,05	1	0,05	0,075	1,5	5,8	0,29	0,44
Pavimento	0,01	20	0,2	0,3	1,5	5,8	1,16	1,74
Tramezzi	0,1	X	1,2	1,8	1,5	5,8	6,96	10,44
Carichi variabili KN/m								
Variabile	Carico kN/m2	γ	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_Q	Interasse (m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
NTC 2008	3	X	3	4,5	1,5	5,8	17,4	26,1
Tipi di carico						Valore del carico		
Carico SLU: permanenti + variabili (kN/m)						80,3		
Carico SLU: permanenti (kN/m)						54,2		

Tabella 7: Carichi sulla trave del piano primo

CARICHI GRAVANTI SULLA TRAVE AL PIANO TERRENO								
Carichi strutturali KN/m								
Elementi	dimensioni(cm)	kN/m3	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_{G1}	Interasse(m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
Travet sol	2x14x24	25	2,47	3,21	1,3	5,8	14,33	18,63

Pignatte	24x24x40	4,5	0,8	1,04	1,3	5,8	4,64	6,03
Soletta	6 spess.	25	1,5	1,95	1,3	5,8	8,70	11,31
Trave	45x55	25	13,75	17,88	1,3	X	6,19	8,04
Carichi non strutturali KN/m								
Elementi	dimensioni (m)	kN/m3	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_{G2}	Interasse(m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
Intonaco	0,01	21	0,21	0,315	1,5	5,8	1,22	1,83
Guaina	0,002	Trasc	0	0	1,5	5,8	0,00	0,00
Massetto	0,1	3	0,3	0,45	1,5	5,8	1,74	2,61
Isolante	0,05	1	0,05	0,075	1,5	5,8	0,29	0,44
Pavimento	0,01	2	0,02	0,03	1,5	5,8	0,12	0,17
Tramezzi	0,1	X	1,2	1,8	1,5	5,8	6,96	10,44
Carichi variabili KN/m								
Variabile	Carico kN/m2	Ψ	Carico kN/m2	Carico kN/m2	γ_Q	Interasse(m)	Carico kN/m	Carico SLU kN/m
NTC 2008	6	X	6	9	1,5	5,8	34,8	52,2
Tipi di carico						Valore del carico		
Carico SLU: permanenti + variabili (kN/m)						111,7		
Carico SLU: permanenti (kN/m)						59,5		

Tabella 8: Carichi sulla trave del piano terreno

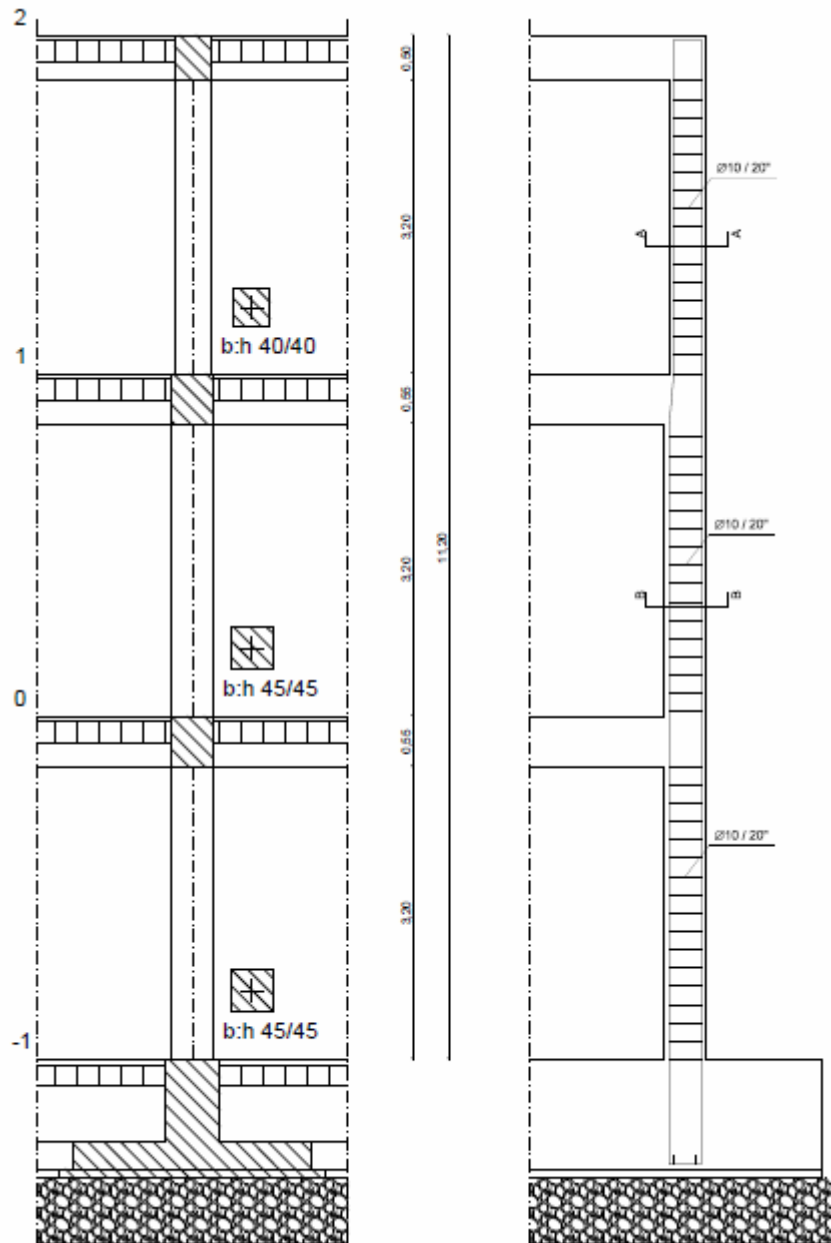
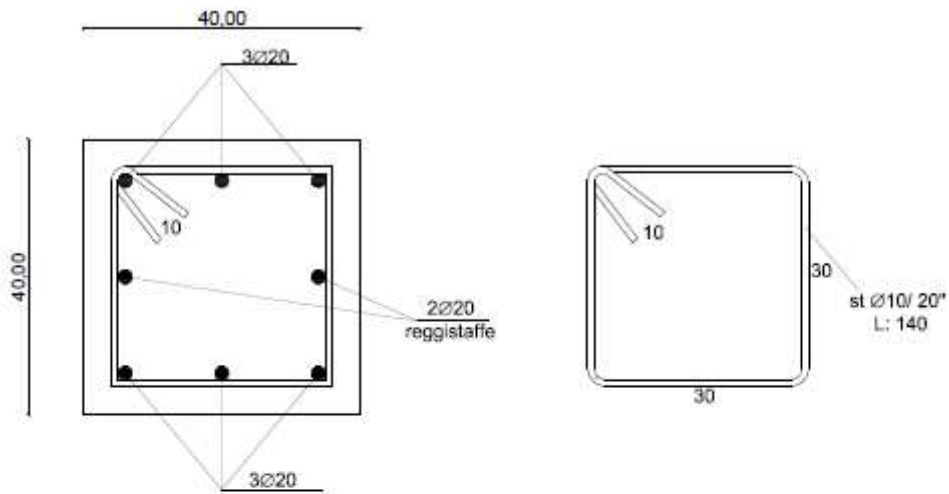


Figura 31: Sezione frontale e laterale del pilastro

Sezione A-A



Sezione B-B

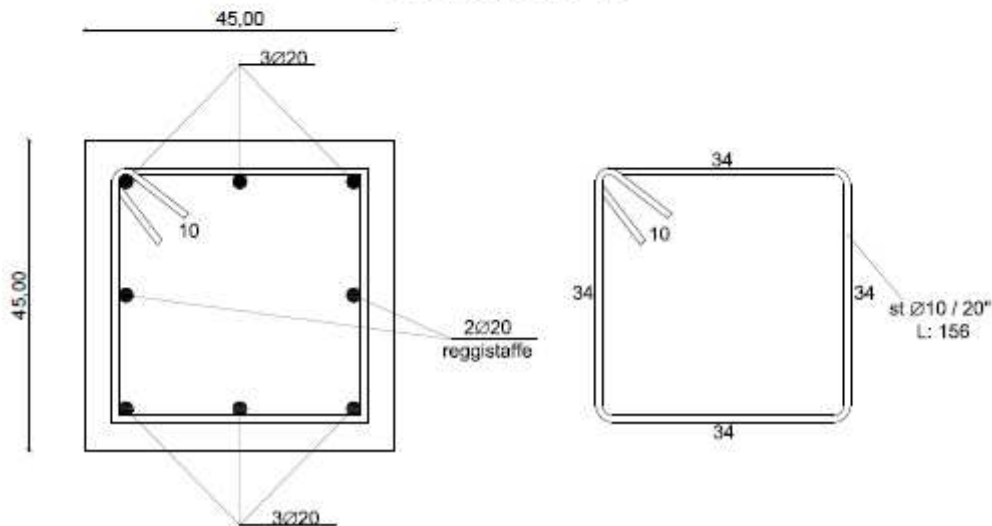


Figura 32: Sezioni trasversali del pilastro

Come vediamo dalle immagini stesse, il pilastro presenta due sezioni: nei piani più alti, la sezione è quadrata con lato di 40 cm, mentre in quelli più bassi abbiamo una sezione quadrata di lato 45 cm. Ora vediamo cosa accade sfruttando una colonna composta per il calcolo di questa struttura. La colonna che ora calcoleremo avrà una sezione costante, di forma circolare (poiché, come già abbiamo riferito, offre le prestazioni migliori) e sarà armata con ferri all'interno di diametro 10 mm in numero di 8. Come tipologia di calcestruzzo abbiamo scelto il classico C25/30. Il rivestimento esterno della colonna sarà costituito da una sezione tubolare di acciaio S450 spessa 1 cm. Nella verifica a pressoflessione considereremo le sezioni di pilastro ai piani primo, terreno e interrato, indicati con dei numeri nelle sezioni precedentemente illustrate, poiché sono quelle in cui l'influenza della sollecitazione è maggiore. Le sezioni considerate per un piano saranno la sezione in alto, all'intradosso di trave e quella in basso, all'estradosso di trave.

Piano	Sezioni	Sollecitazioni			
		M_{Ed}	N_{max}	M_{Ed}	N_{min}
1	AA'	75,4	244,42	75,4	177,22
1	BB'	63	244,42	63	177,22
0	BB'	99,8	582,12	99,8	437,35
0	CC'	121,4	582,12	121,4	437,35
-1	CC'	102,7	1046,74	102,7	746,93
-1	DD'	49,4	1046,74	49,4	746,93

Tabella 9: Riassunto delle sollecitazioni

Le verifiche che effettueremo saranno le seguenti:

1. resistenza a compressione dell'armatura;
2. resistenza a compressione del calcestruzzo;
3. resistenza a compressione semplice;
4. stabilità a compressione;
5. resistenza a flessione;
6. pressoflessione, con determinazione del dominio di resistenza semplificato;

Riporteremo i risultati di output per ognuna delle sezioni considerate in appendice. Come si noterà, e questo calcolo ne è la prova, il sistema costruttivo C.F.T. permette di utilizzare, a parità di carico, un quantitativo di materiale inferiore, potendo diminuire notevolmente la sezione dell'elemento strutturale. In effetti, nonostante la sezione adottata nel nostro esempio sia circolare di diametro pari a trenta centimetri, avremmo potuto utilizzare una sezione più piccola ed il tutto sarebbe stato ugualmente verificato. Per coloro che operano nel settore edilizio, tuttavia, sarà facile notare come i vantaggi economici del sistema non sono legati principalmente alla quantità di materiale utilizzato, poiché è chiaro come vi sia un maggiore utilizzo di acciaio per la colonna composta, piuttosto che per un pilastro in cemento armato, per via del ricoprimento esterno. I vantaggi sono, più che altro, legati alla possibilità di ridurre l'uso di manodopera. Oltre ai vantaggi prettamente strutturali ed alla maggiore resistenza al fuoco che abbiamo già esposto nei capitoli precedenti, conviene qui parlare anche dell'aspetto economico. I due aspetti, infatti, sono direttamente correlati l'uno all'altro. Prima abbiamo parlato della possibilità di ridurre le dimensioni della sezione reagente grazie alle migliori prestazioni offerte da questa unione tra i due componenti. Sul mercato il costo dell'acciaio è maggiore rispetto a quello del calcestruzzo, e in una colonna composta il quantitativo di acciaio che si usa è nettamente superiore. I vantaggi che si riscontrano, tuttavia, sono legati ai tempi di esecuzione dell'opera, che nel caso di colonne composte sono inferiori. I pezzi possono essere prodotti direttamente in cantiere, oppure essere comprati in industria. Per un'opera di grandi dimensioni, ovviamente, la possibilità di realizzare il tutto in tempi più brevi permette un risparmio notevole. Nel caso in cui, tuttavia si volesse applicare il sistema ad un edificio di dimensioni ridotte, la cosa migliore è usare materiale di "seconda mano". Il comportamento delle colonne composte

costruite con acciaio e calcestruzzo riciclato sono, infatti, oggetto di studio in diverse università. Se si riuscisse a trovare il modo di ottenere prestazioni strutturali per il materiale riciclato simili a quello di primo utilizzo, infatti, si potrebbe ricavare il calcestruzzo dalle macerie di edifici crollati ed allo stesso tempo si potrebbe riutilizzare l'acciaio. Questo si tradurrebbe in un risparmio a livello di costi, ma, oltre a questo, in un minore impatto sull'ambiente. Nelle pagine seguenti vengono riportati tutti i calcoli effettuati.

14. BIBLIOGRAFIA

- [1] “*Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan*”, Shosuke Morino (Department of Architecture, Faculty of Engineering, Mie University, 1514 Kamihamo-cho, Tsu, Mie, 514-8507, Japan.), Keigo Tsuda (Department of Environmental Space Design, Faculty of Environmental Engineering, The University of Kitakyushu, Hibikino 1-1, Wakamatsu-ku, Kitakyushu, Fukuoka, 808-0135, Japan).
- [2] “*Le colonne e i telai composti: tecnologia e metodi di analisi*”, Marisa Pecce (Dipartimento di Ingegneria - Università del Sannio- Benevento), Giovanni Fabbrocino, Edoardo Cosenza (Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale - Università di Napoli Federico II).
- [3] “*Connections to Concrete-Filled steel Tubes*”, Yousef Mohammed Alostaz and Stephen Patrick Schneider (Department of Civil Engineering, University of Illinois).
- [4] “*An Economical and Efficient Foundation Connection for Concrete Filled Steel Tube Piers and Columns*”, Charles W. Roeder (Department of Civil Engineering, University of Washington 233B More Hall, Seattle) e Dawn E. Lehman (Department of Civil Engineering, University of Washington 233B More Hall, Seattle)

15. APPENDICI: OUTPUT DEL CALCOLO STRUTTURALE

Sezione AA' Piano 1 (Minima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t<40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	244,42	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	75,40	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

Resistenza a compressione della sezione

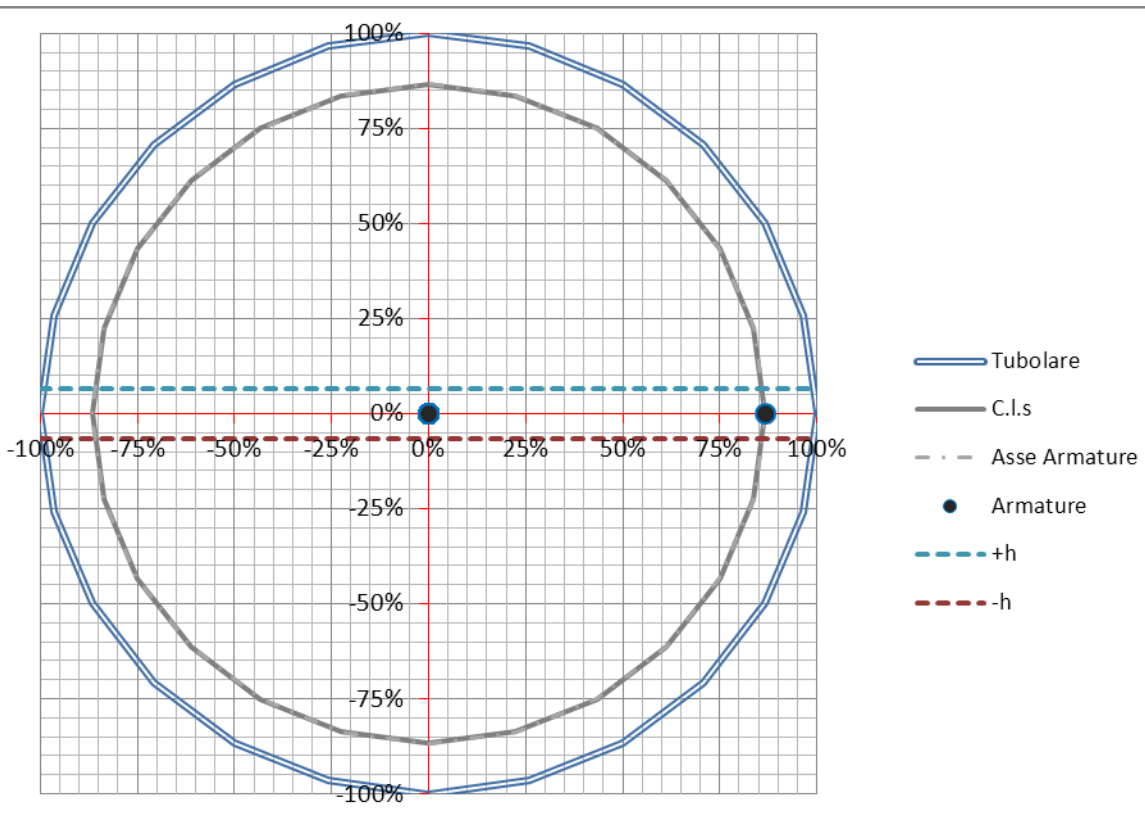
(senza considerare l'effetto di confinamento)

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare $N_{a,Rd}$ **3.818 [kN]**

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

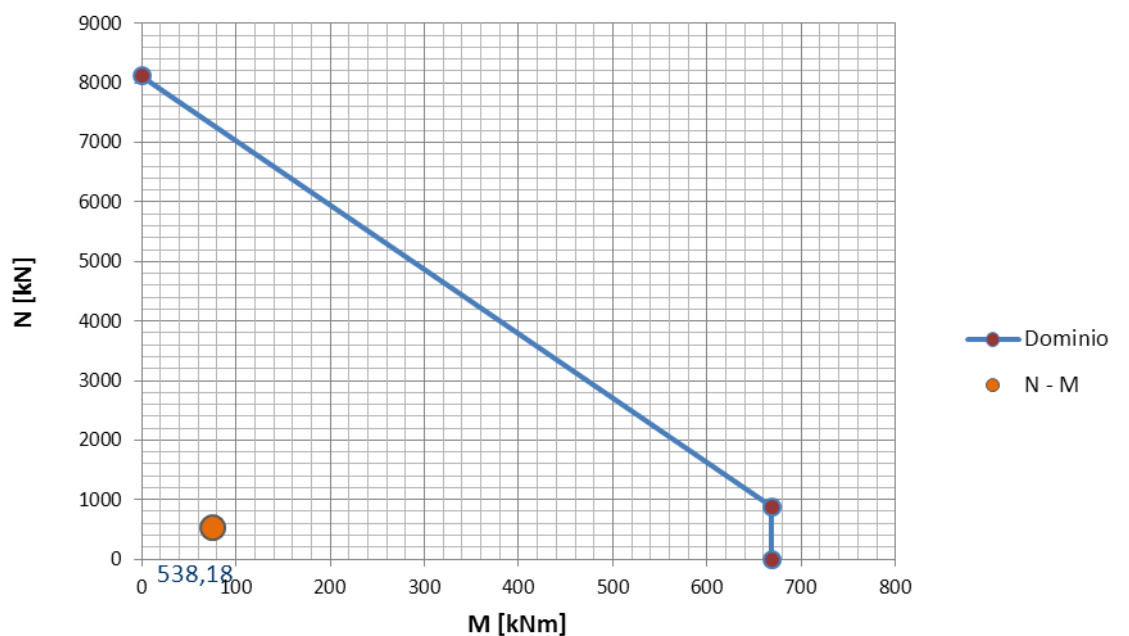
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	244 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,050 [-]

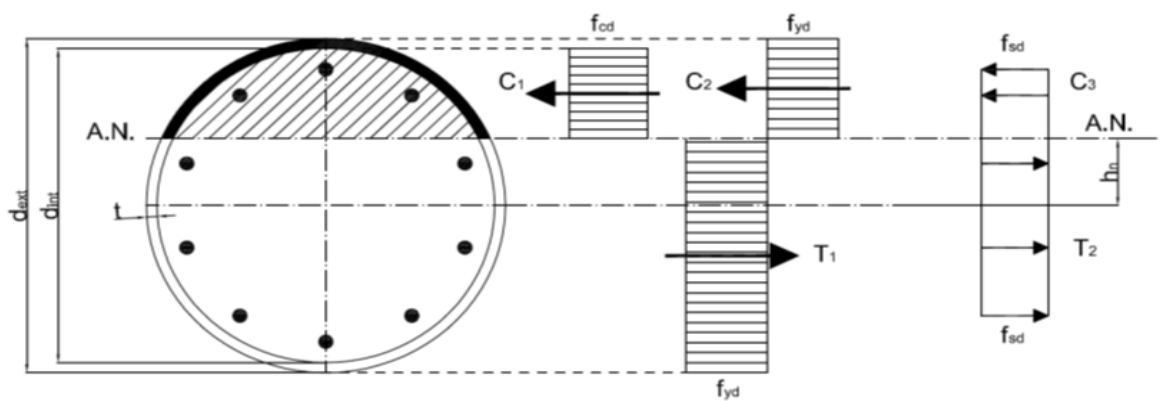
Resistenza a compressione della sezione		<i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>	
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00	[mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13	[Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08	[Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12	[Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13	[Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249	[kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595	[kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778	[-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5	[-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,3085	[-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1	[-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>			
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000	[-]
	$\eta_{a,2}$	1,13744	[-]
	η_a	1,13744	[-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469	[-]
	$\eta_{c,2}$	0,78652	[-]
	η_c	0,78652	[-]
	Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	244	[kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932	[kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,050	[-]
Verifica di stabilità a compressione			
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.I.	a	[-]
Fattore di imperfezione	α	0,21	[-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863	[-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808	[-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	244	[kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986	[kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,061	[-]
Resistenza a flessione		0	
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01	[mm ³]
Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06	[mm ³]

Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	75 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,207 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione AA' Piano 1 (Massima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	177,22	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	75,40	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ε	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

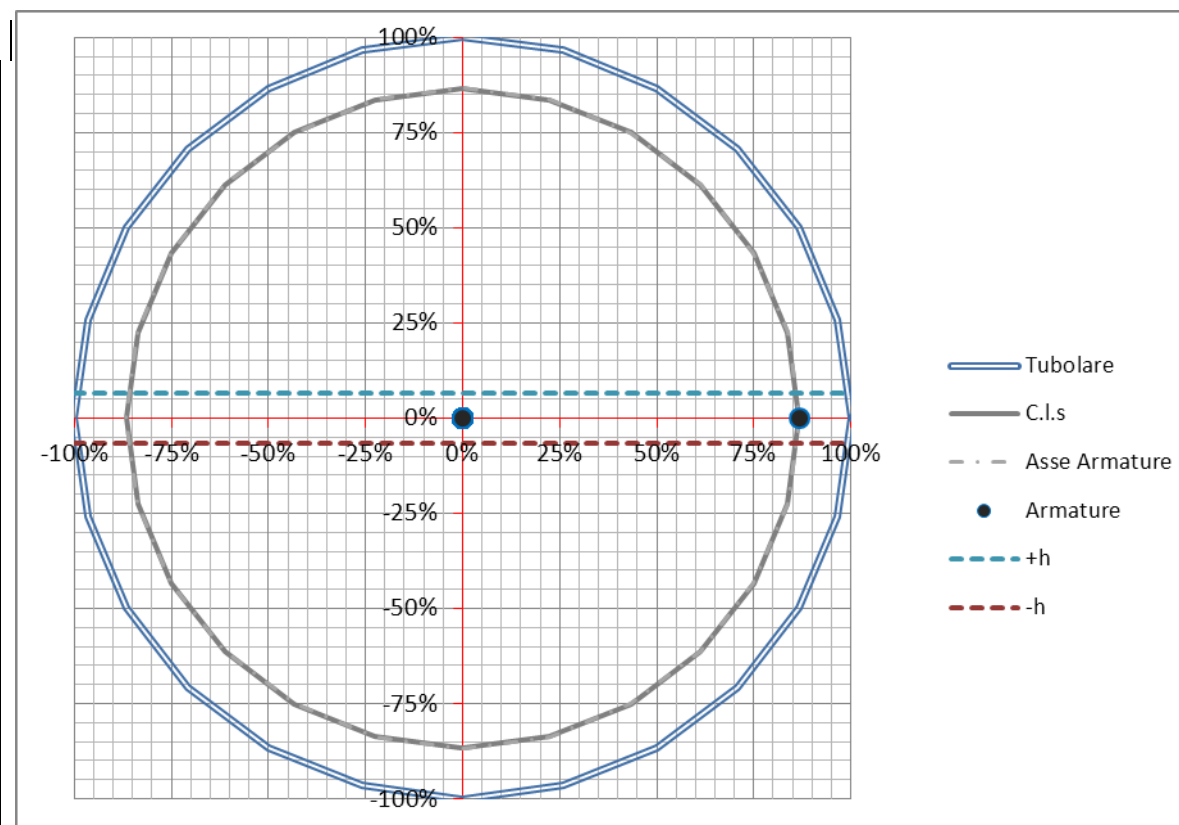
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

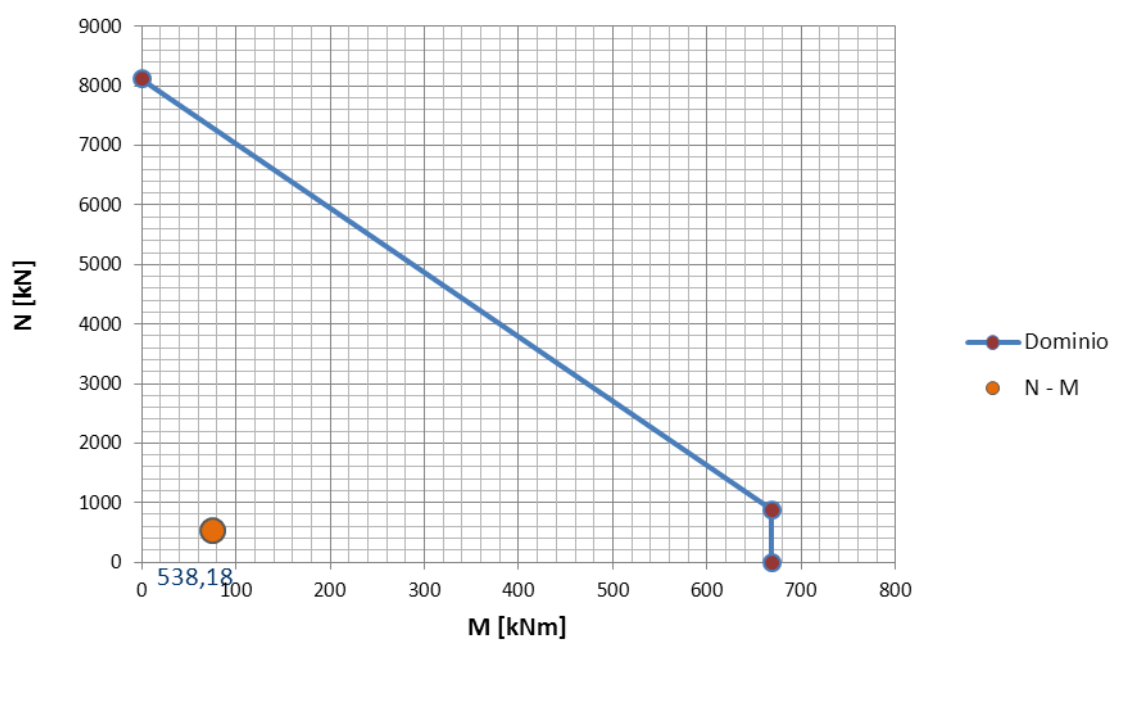
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	177 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

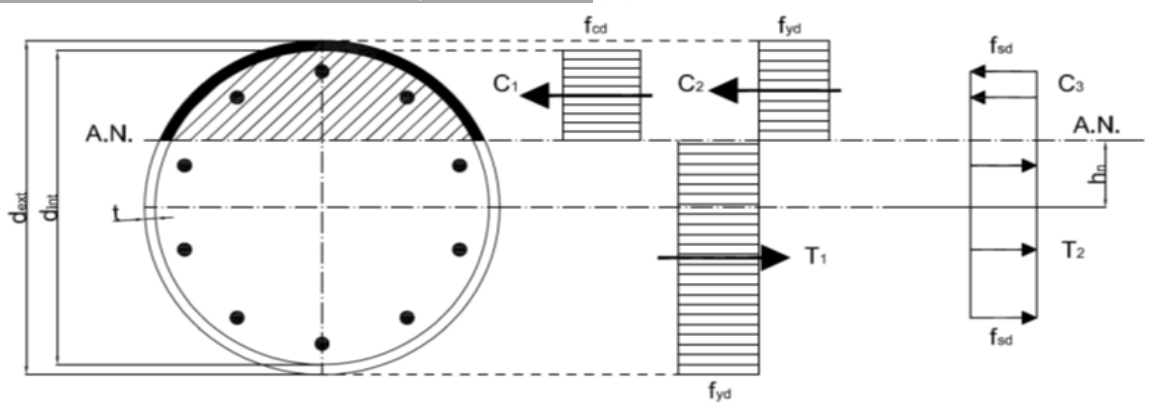
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,036 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,4255 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13690 [-]
	η_a	1,13690 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,78342 [-]
	η_c	0,78342 [-]
	Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	177 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,036 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	177 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,044 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	75 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,207 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione BB' Piano 1 (Minima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	244,42	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	63,00	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ε	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

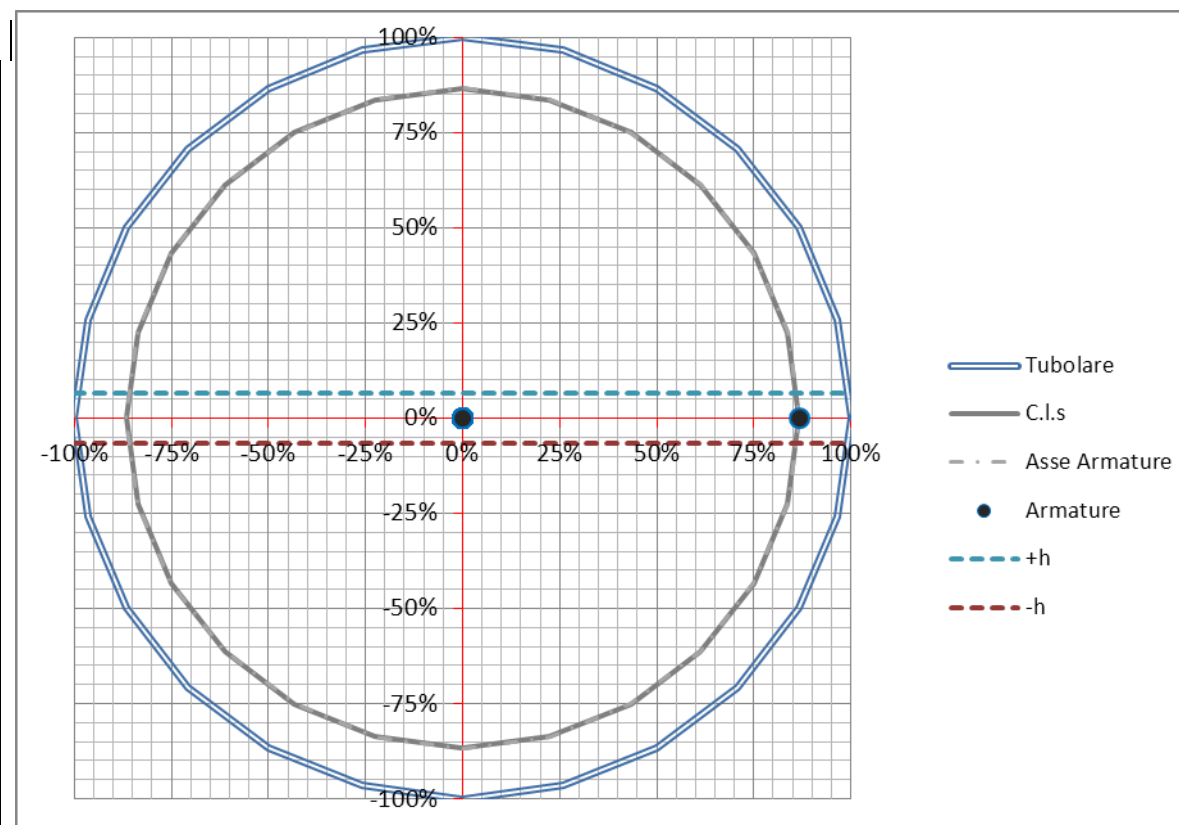
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

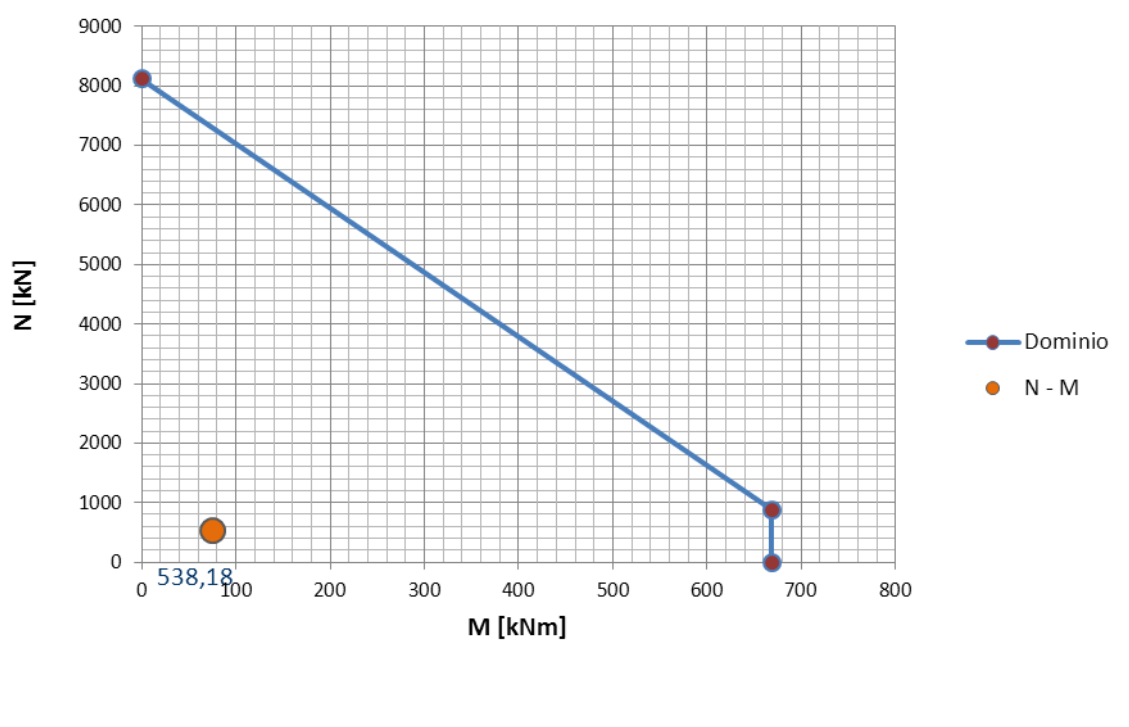
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	244 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

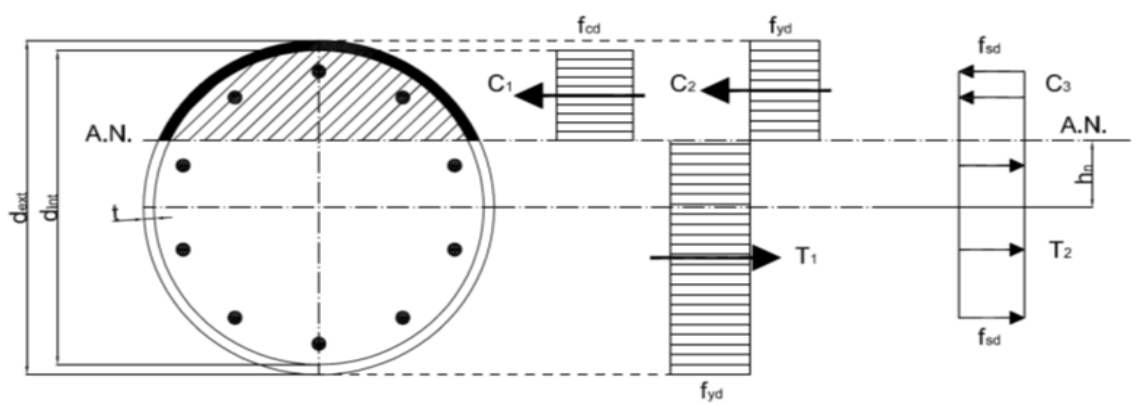
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,050 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,2578 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13767 [-]
	η_a	1,13767 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,78787 [-]
	η_c	0,78787 [-]
	δ	0,774
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare		
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	244 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,050 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	244 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,061 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	63 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,173 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione BB' Piano 1 (Massima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	177,22	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	63,00	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ε	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

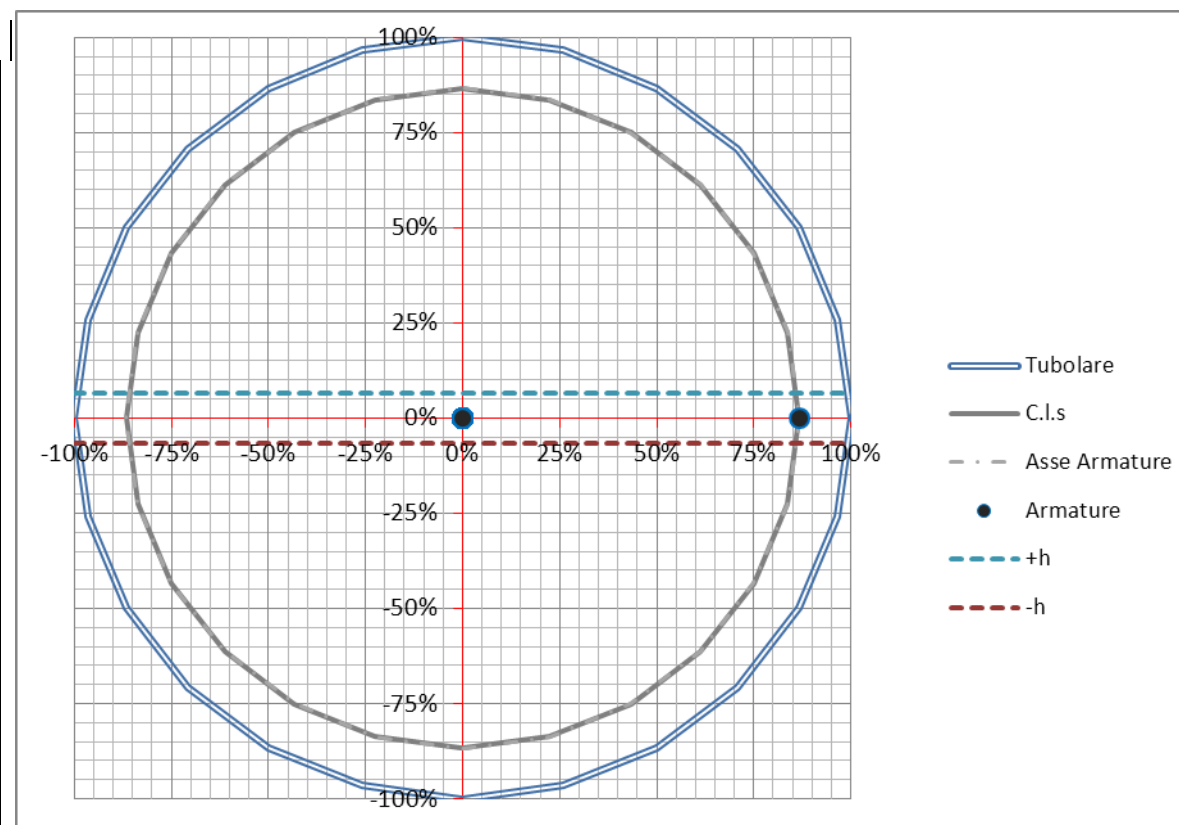
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

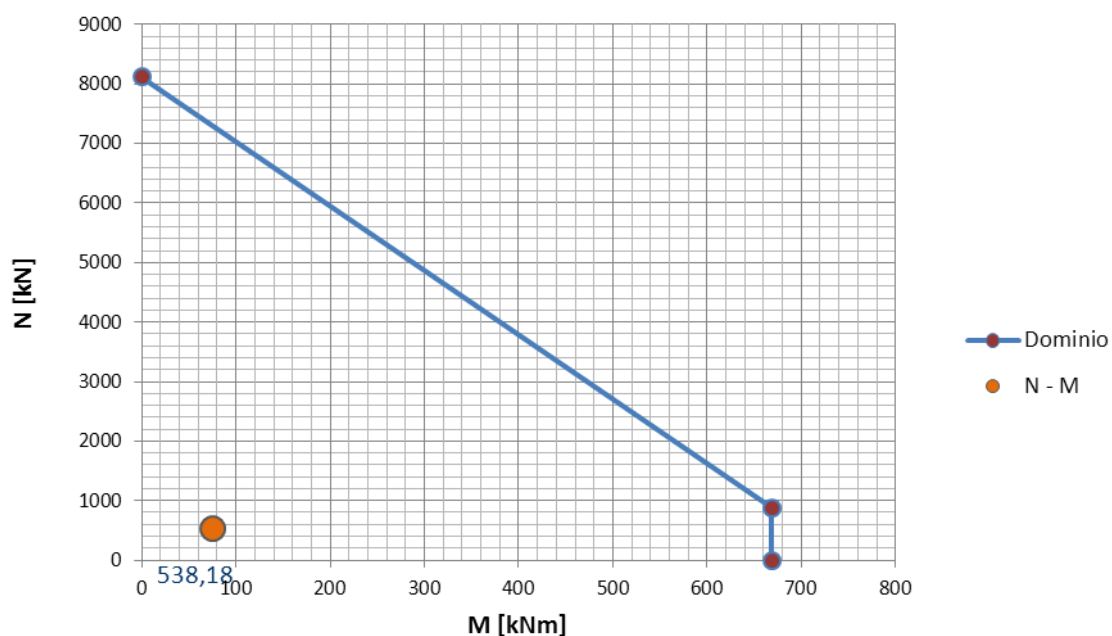
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	177 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

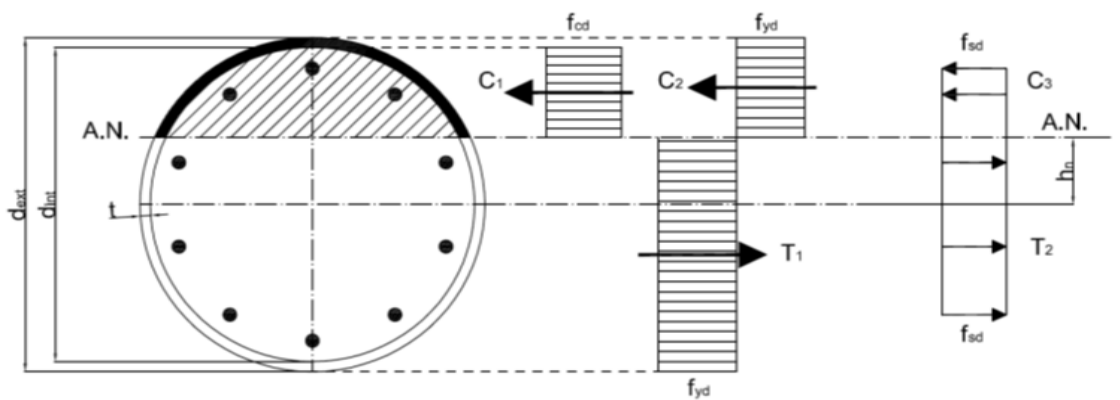
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,036 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,3555 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13722 [-]
	η_a	1,13722 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,78528 [-]
	η_c	0,78528 [-]
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	177 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,036 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	177 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,044 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	63 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,173 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione BB' Piano 0 (Minima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	582,12	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	99,80	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

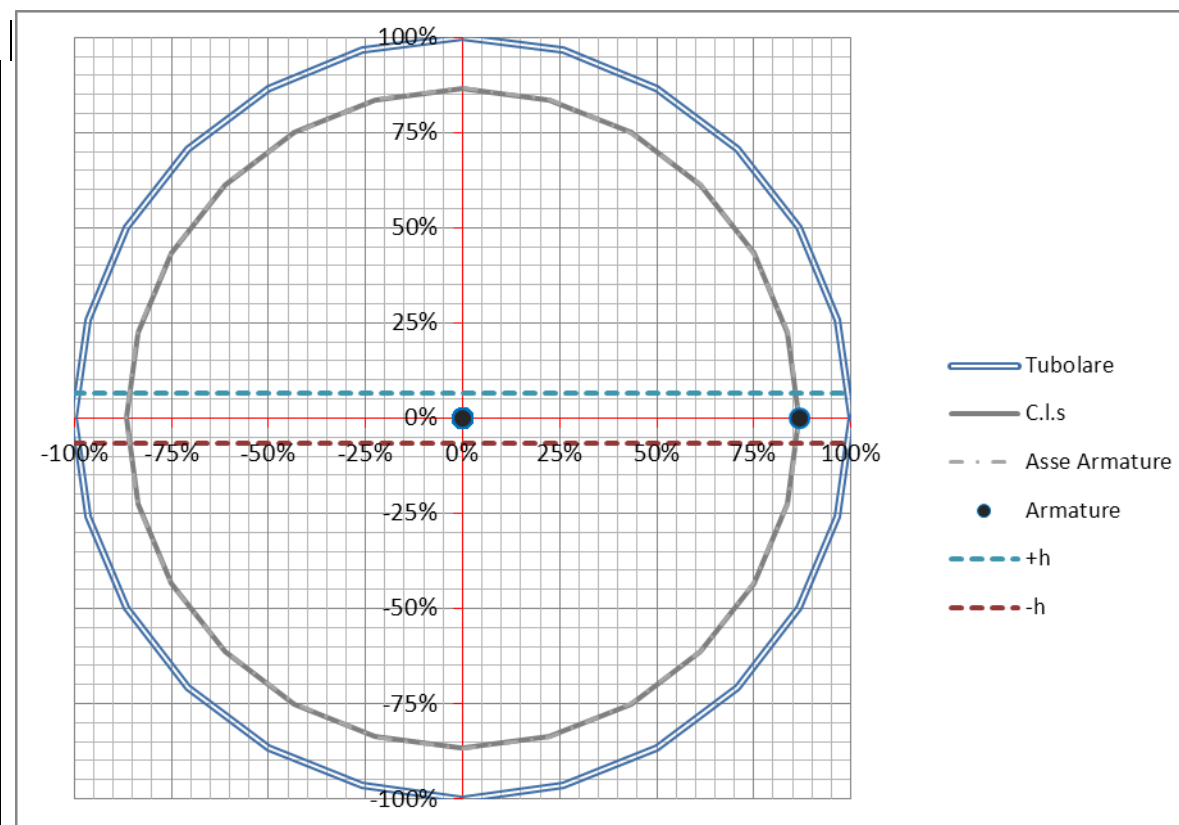
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

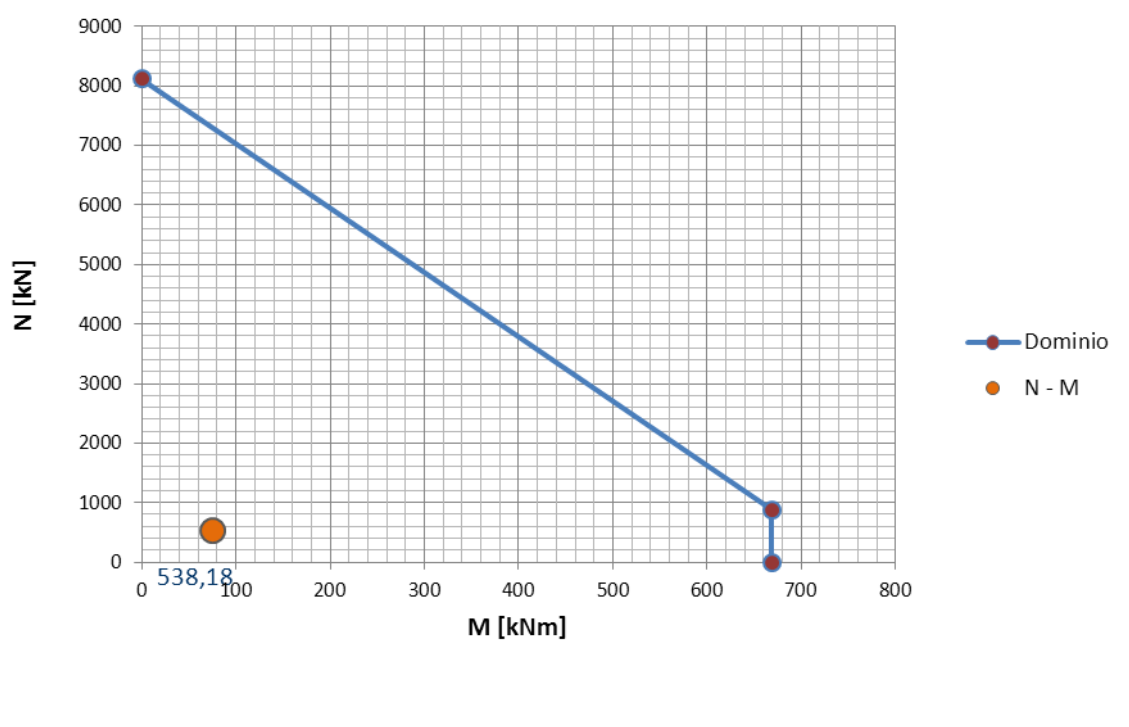
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	582 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

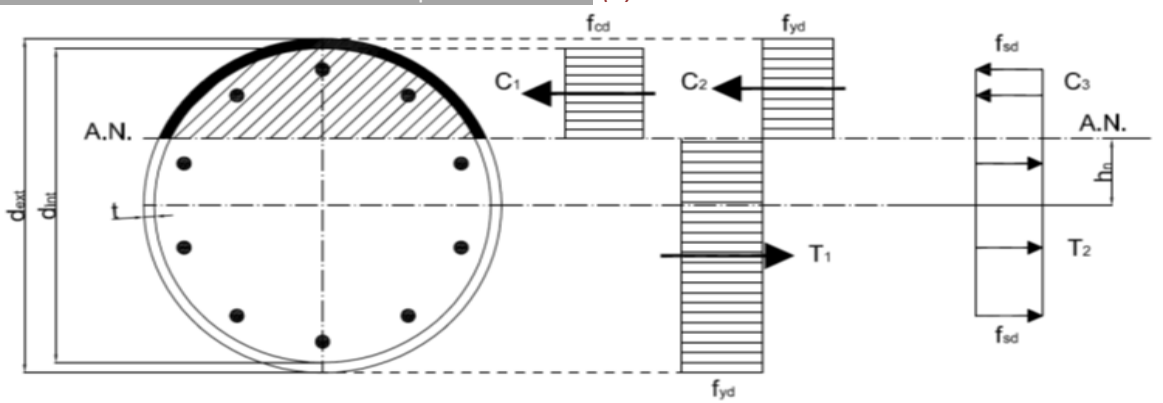
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,118 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,1714 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13807 [-]
	η_a	1,13807 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,79015 [-]
	η_c	0,79015 [-]
	δ	0,774
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare		
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	582 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,118 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	582 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,146 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	100 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,274 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione BB' Piano 0 (Massima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	437,35	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	99,80	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

Resistenza a compressione della sezione

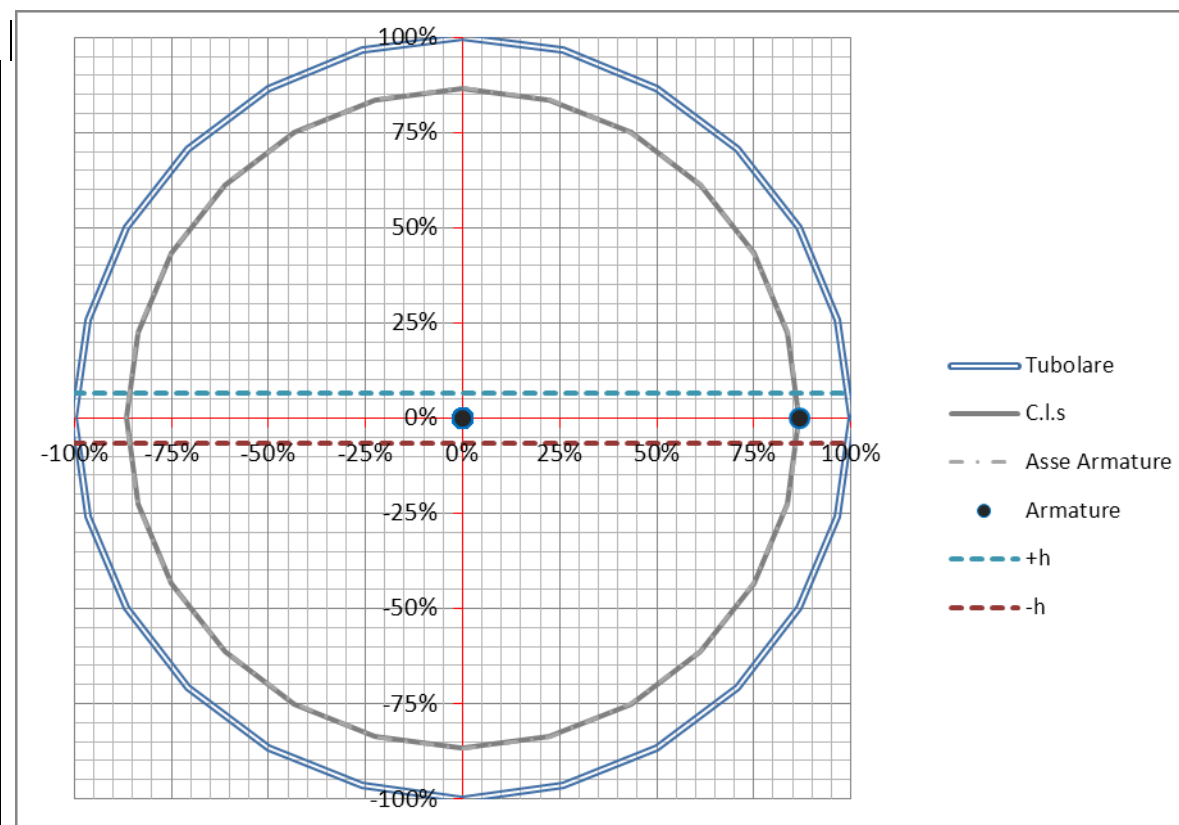
(senza considerare l'effetto di confinamento)

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------------------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

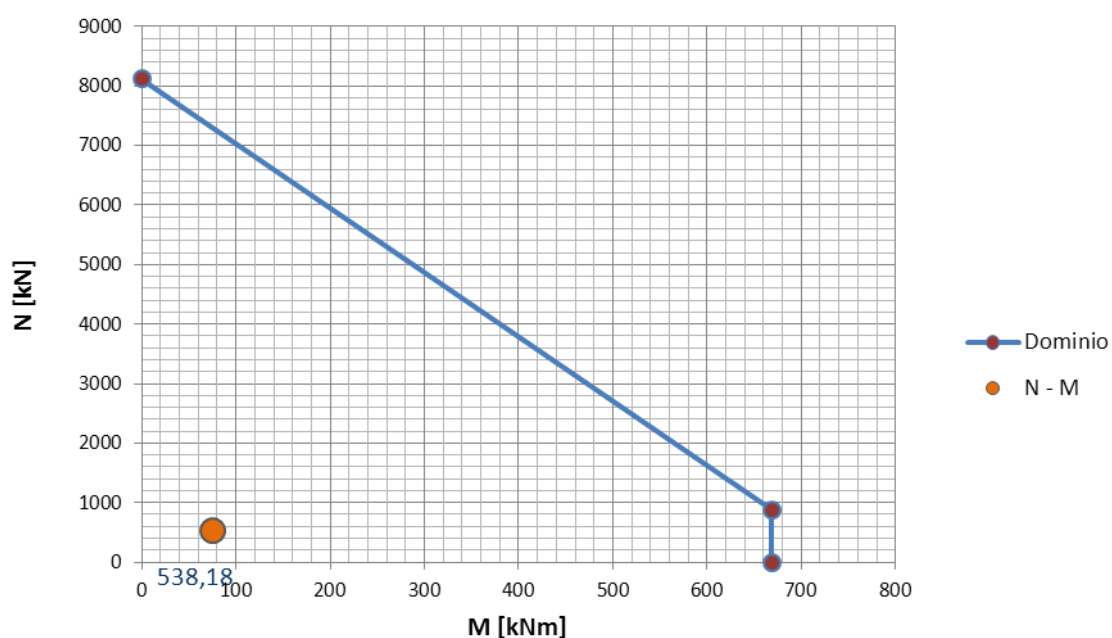
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	437 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

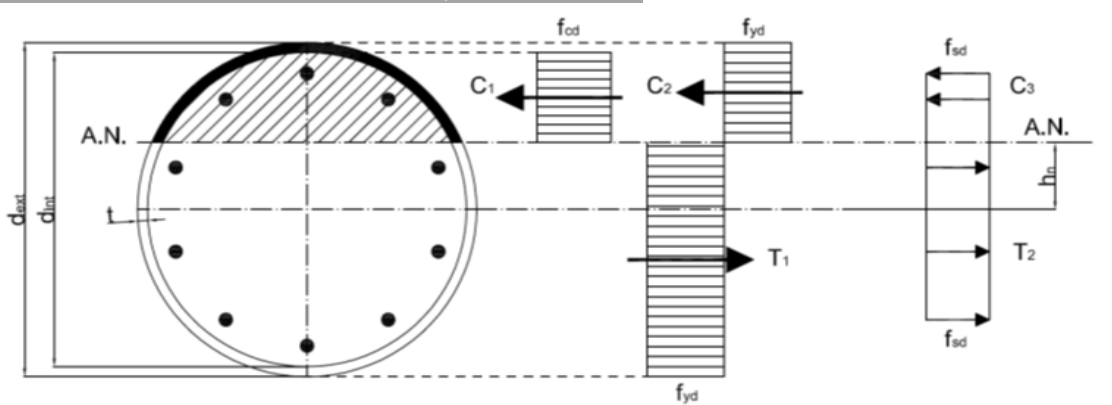
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,089 [-]
Resistenza a compressione della sezione	<i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>	
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,2282 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13781 [-]
	η_a	1,13781 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,78865 [-]
	η_c	0,78865 [-]
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	437 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,089 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.I.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	437 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,110 [-]
Resistenza a flessione	<i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>	
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	100 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,274 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione CC' Piano 0 (Minima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	582,12	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	121,40	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ε	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

Resistenza a compressione della sezione

(senza considerare l'effetto di confinamento)

Contributo dell'acciaio del tubolare

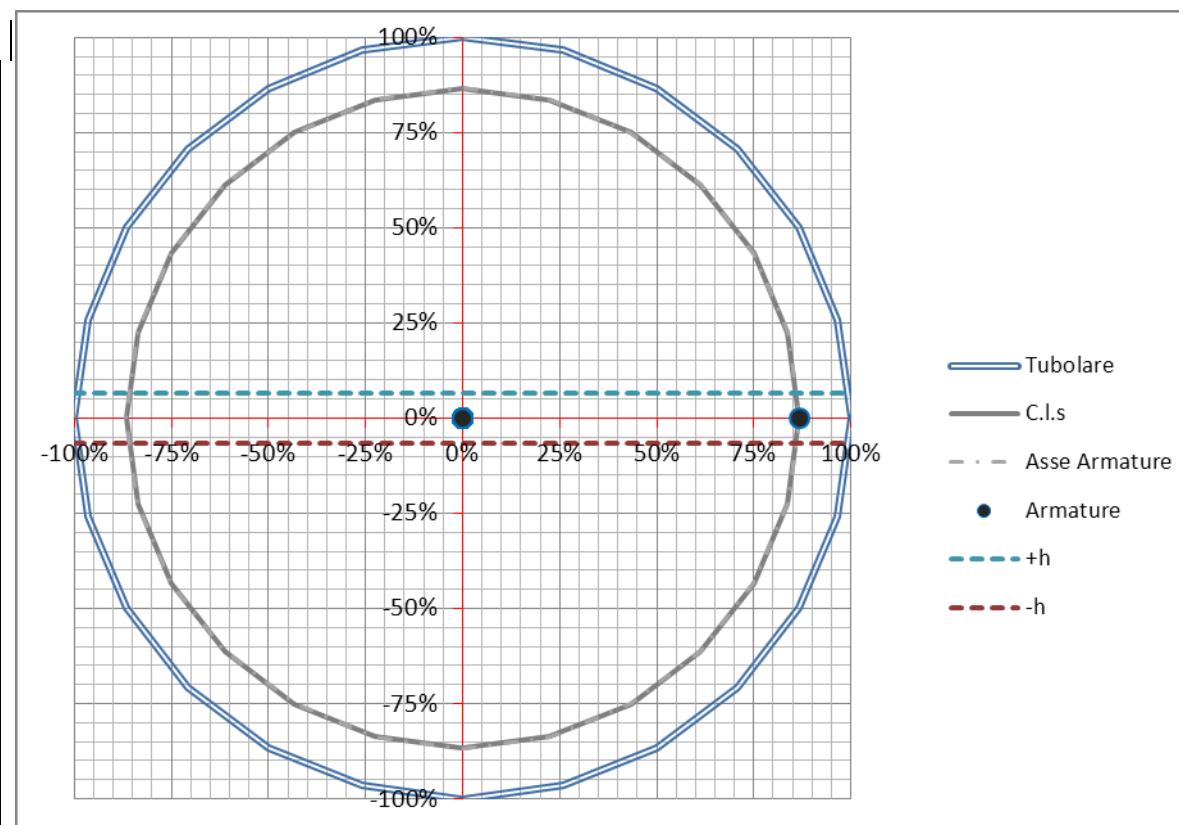
Resistenza a compressione del tubolare

$N_{a,Rd}$

3.818 [kN]

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

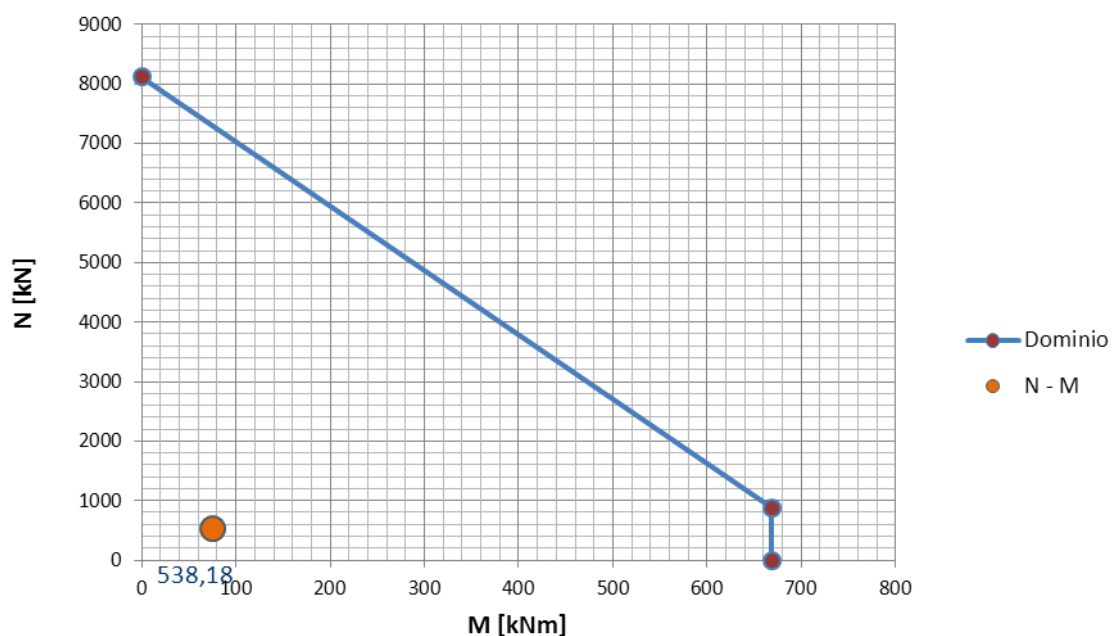
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	582 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

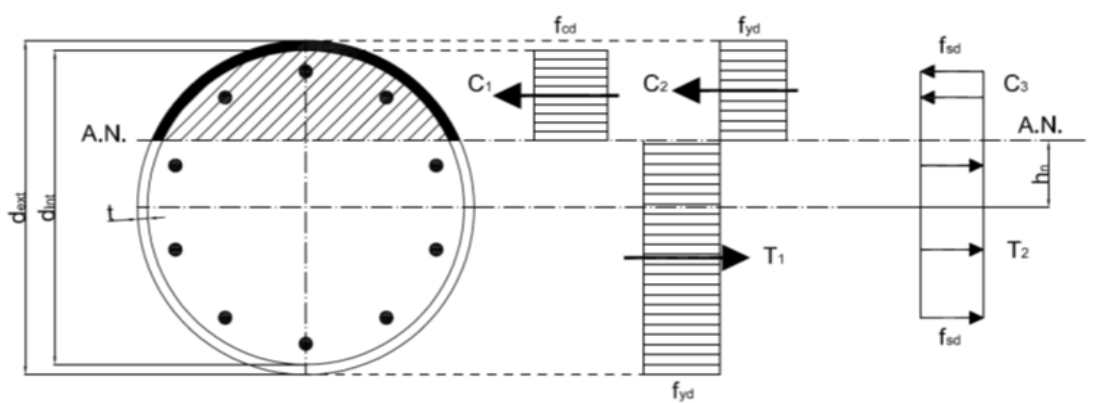
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,118 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,2085 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13790 [-]
	η_a	1,13790 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,78917 [-]
	η_c	0,78917 [-]
	Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	582 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,118 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	582 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,146 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	121 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,333 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione CC' Piano 0 (Massima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	437,35	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	121,40	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

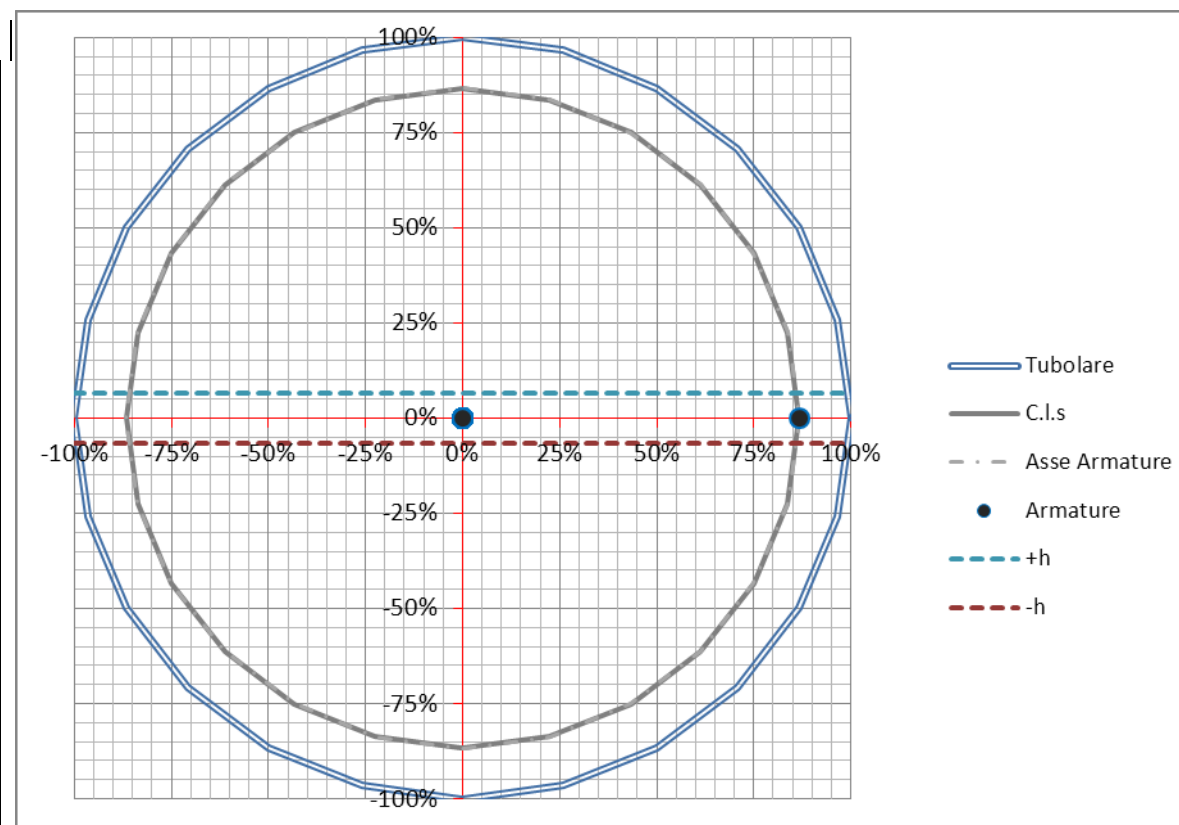
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

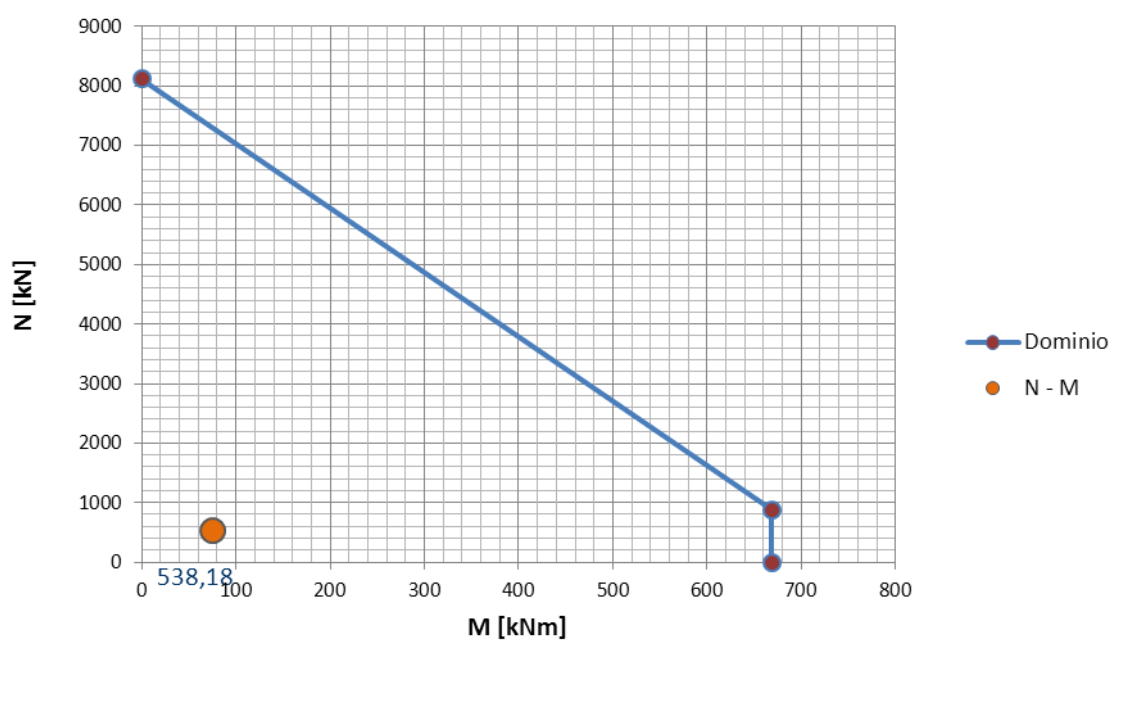
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	437 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

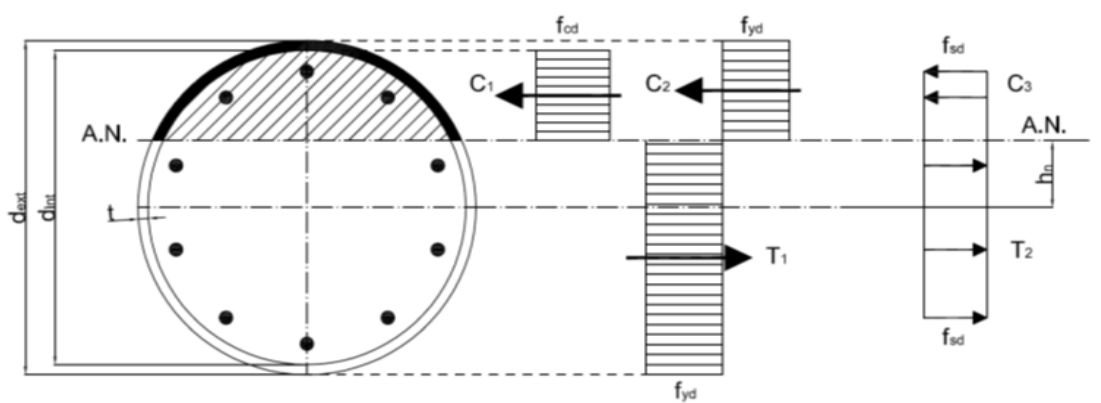
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,089 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,2776 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13758 [-]
	η_a	1,13758 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,78734 [-]
	η_c	0,78734 [-]
	δ	0,774
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare		
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	437 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,089 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.I.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	437 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,110 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	121 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,333 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione CC' Piano -1 (Minima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t < 40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	1046,74	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	102,70	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

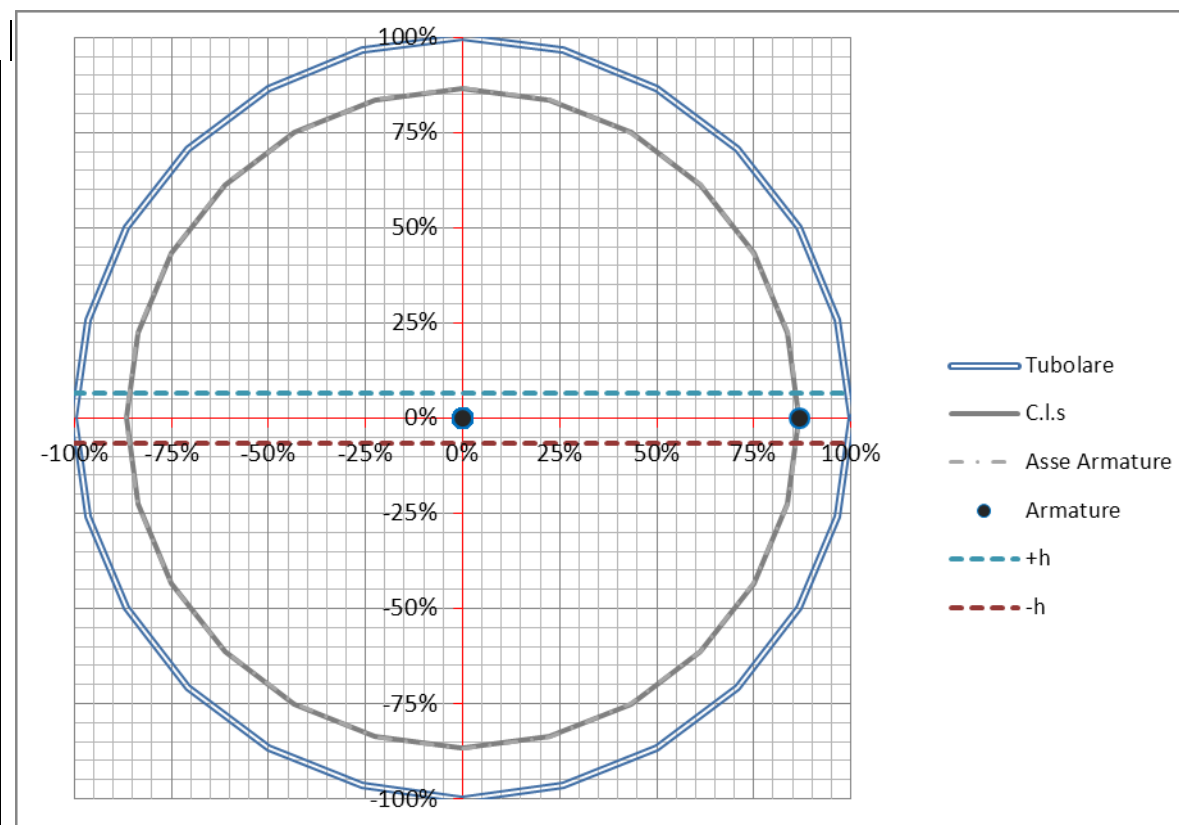
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

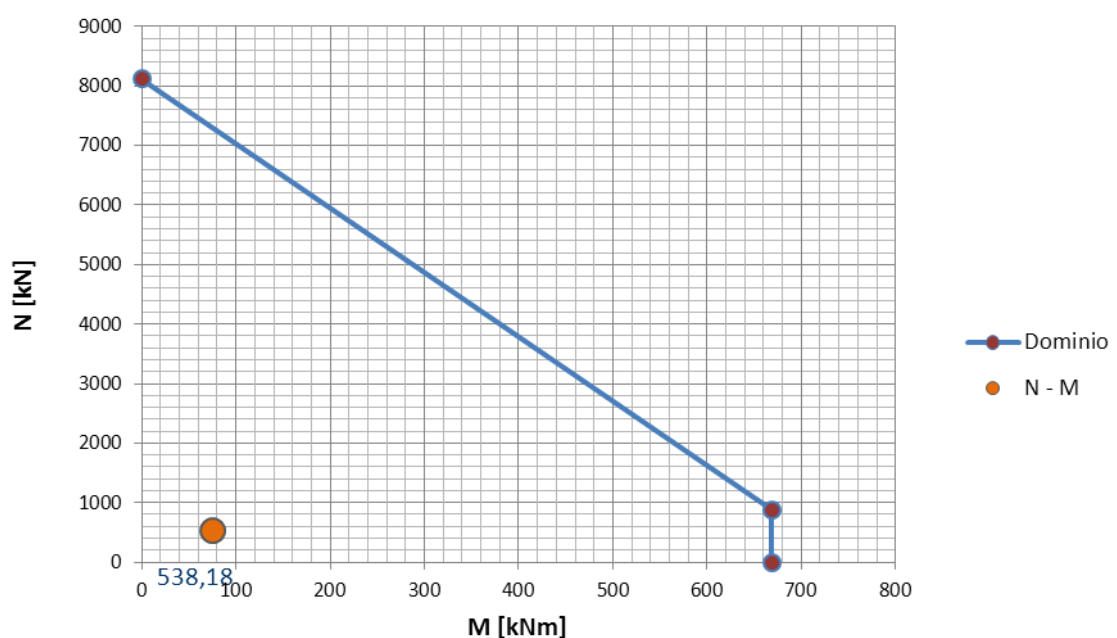
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	1.047 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

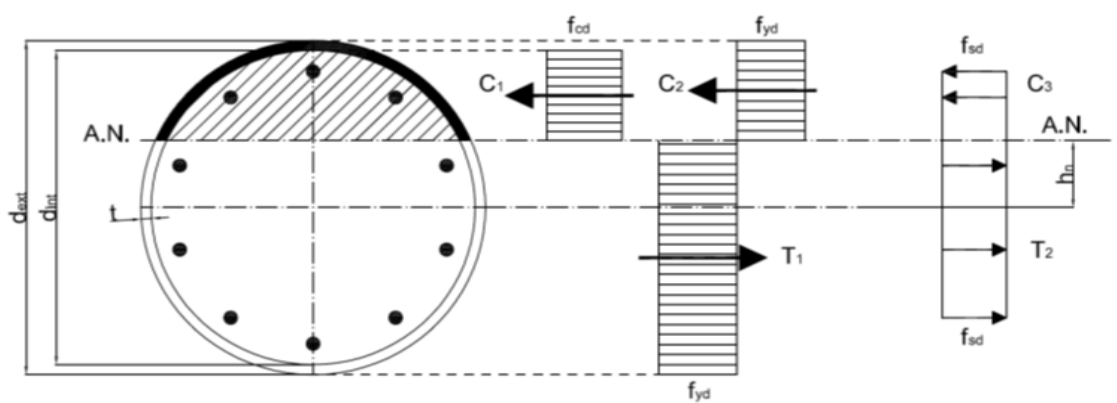
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,212 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,0981 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13841 [-]
	η_a	1,13841 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,79210 [-]
	η_c	0,79210 [-]
	δ	0,774
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare		
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	1.047 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,212 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	1.047 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,263 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	103 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,282 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione CC' Piano -1 (Massima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t<40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	746,93	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	102,70	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

Resistenza a compressione della sezione

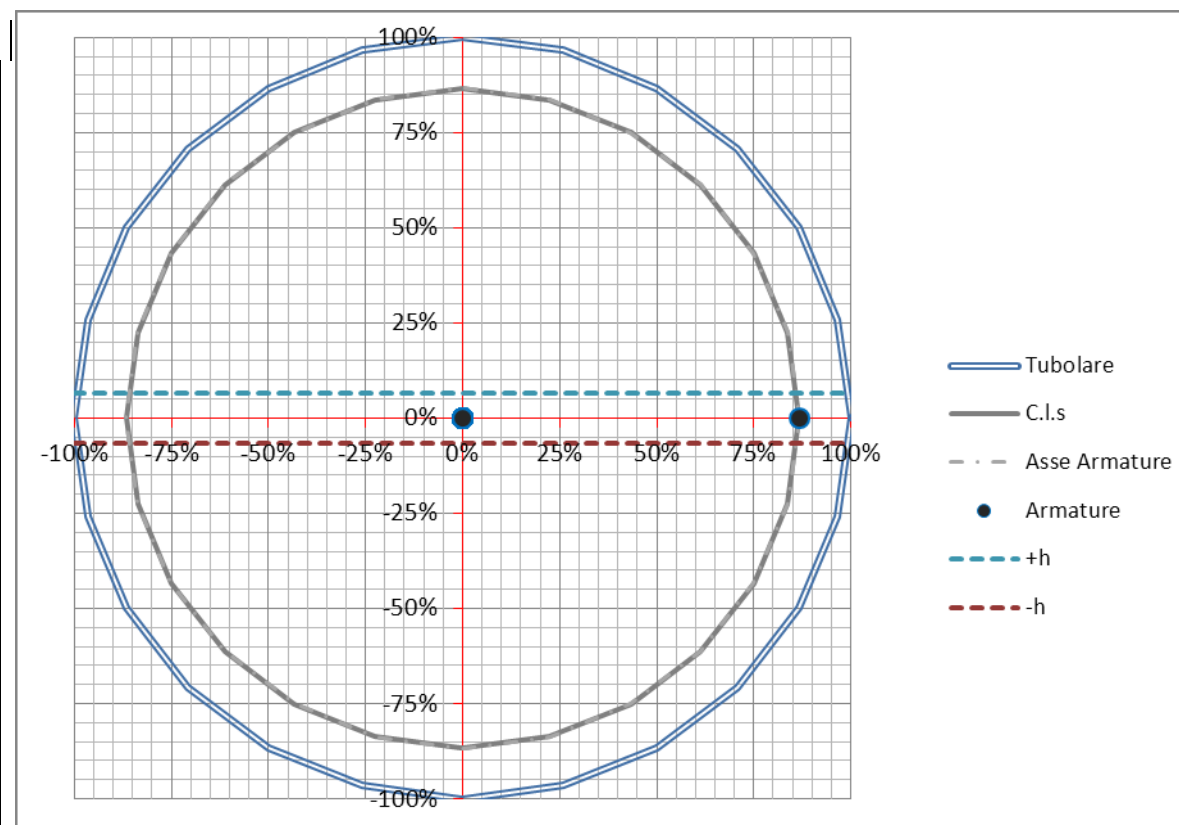
(senza considerare l'effetto di confinamento)

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

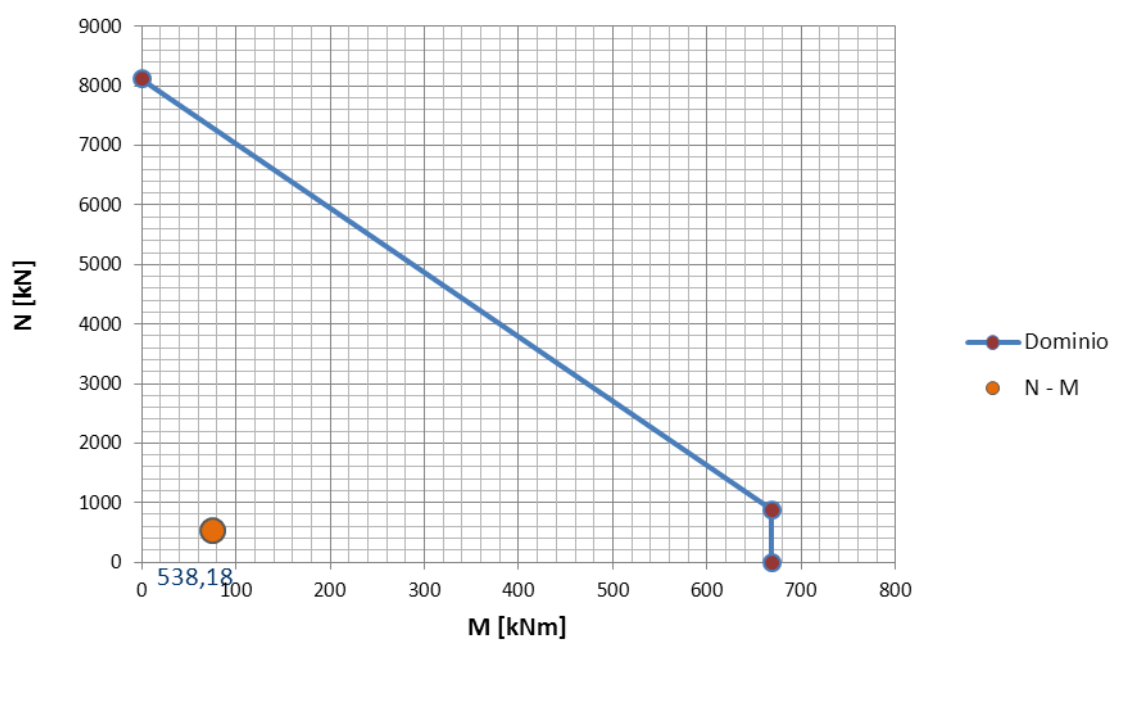
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	747 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

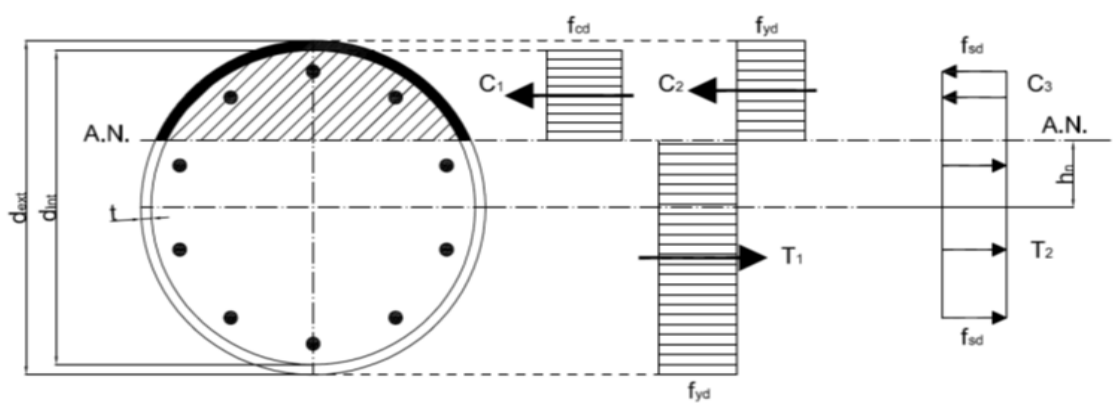
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,151 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,1375 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13823 [-]
	η_a	1,13823 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,79105 [-]
	η_c	0,79105 [-]
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	747 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,151 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	747 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,187 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	103 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,282 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione DD' Piano -1 (Minima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t<40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	1046,74	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	49,40	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ε	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

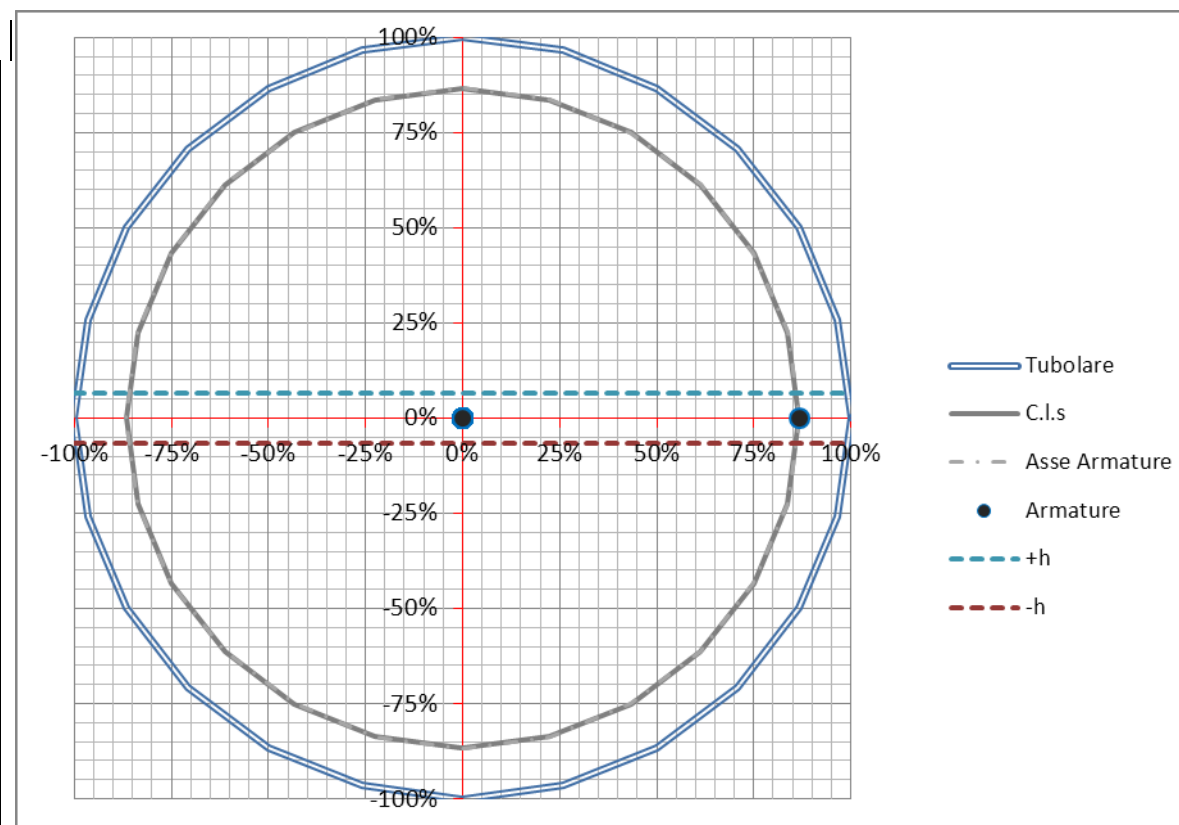
Resistenza a compressione della sezione *(senza considerare l'effetto di confinamento)*

Contributo dell'acciaio del tubolare

Resistenza a compressione del tubolare	$N_{a,Rd}$	3.818	[kN]
---	------------	--------------	-------------

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

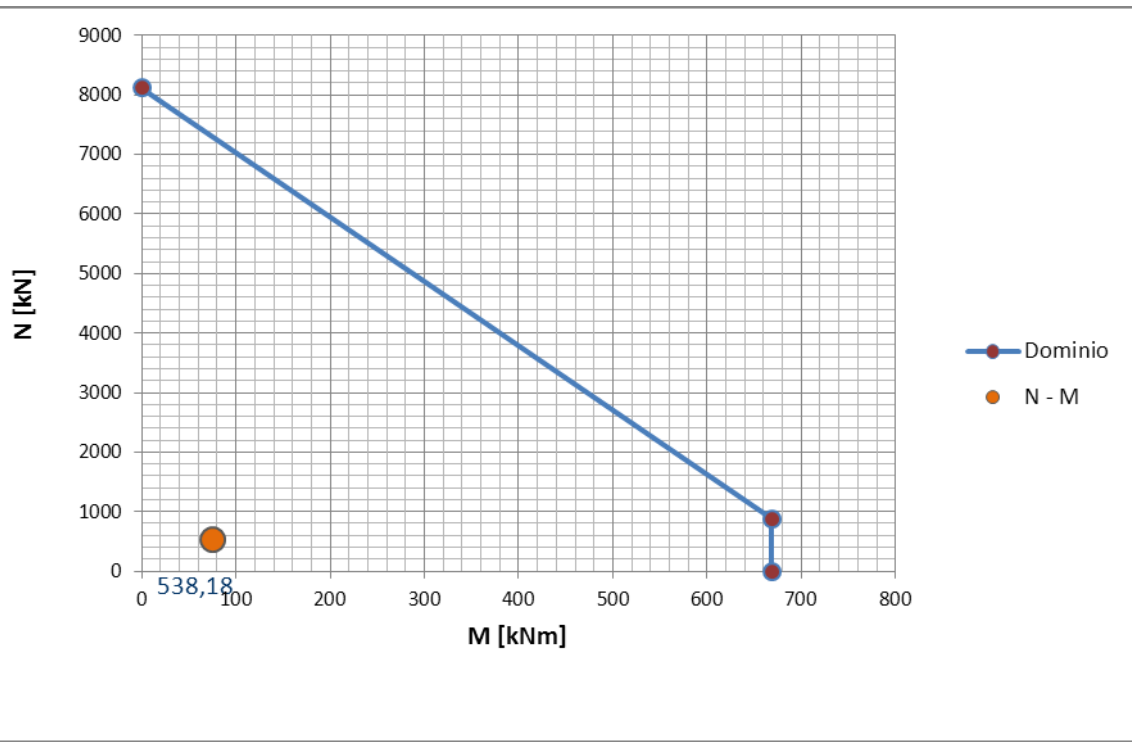
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	1.047 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

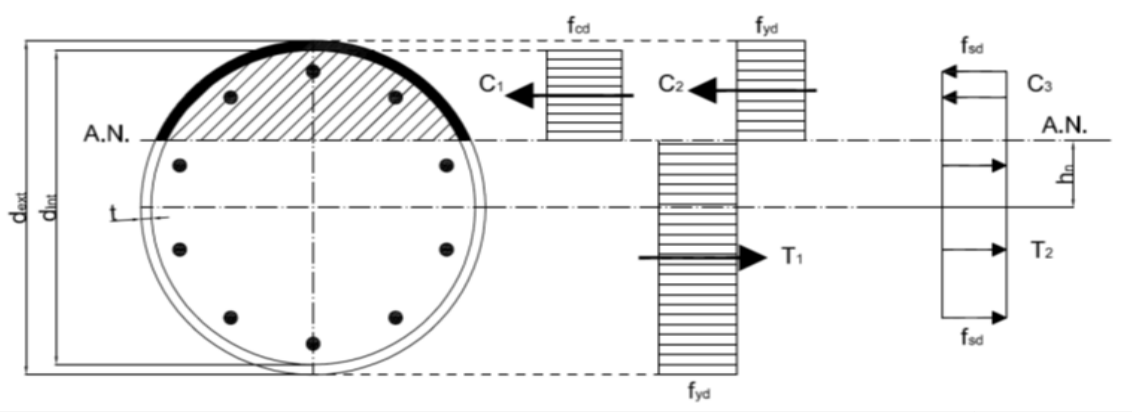
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,212 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,0472 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13865 [-]
	η_a	1,13865 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,79344 [-]
	η_c	0,79344 [-]
	δ	0,774
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare		
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	1.047 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,212 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.l.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	1.047 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,263 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	49 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,136 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]

Sezione DD' Piano -1 (Massima eccentricità)

RESISTENZA E STABILITA' DELLE COLONNE TUBOLARI COMPOSTE

Materiali utilizzati

S 450 t<40 mm

Valore di snervamento dell'acciaio del tubolare	f_{yk}	440	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del tubolare	E_a	210.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del tubolare	γ_a	1,05	[-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'armatura	f_{sk}	450	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura	E_s	200.000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'armatura	γ_s	1,15	[-]

C25/30

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica media del calcestruzzo	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31.447	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]

Sollecitazioni di progetto

Forza assiale di compressione (positiva)	N_{Ed}	746,93	[kN]
Momento flettente	M_{Ed}	49,40	[kNm]

Caratteristiche geometriche del tubolare

Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{a,ext}$	300,00	[mm]
Spessore della colonna tubolare	t_a	10,00	[mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{a,int}$	280	[mm ²]
Area della sezione trasversale	A_a	9.111	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_a	9,589E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,a}$	6,39E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,a}$	8,41E+05	[mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{a,ext}/t_a$	30,00	[-]
	$\max(d/t)$	48,07	[-]
	ϵ	0,73	[-]
	CL	Classe 2	[-]

Resistenza a compressione della sezione

(senza considerare l'effetto di confinamento)

Contributo dell'acciaio del tubolare

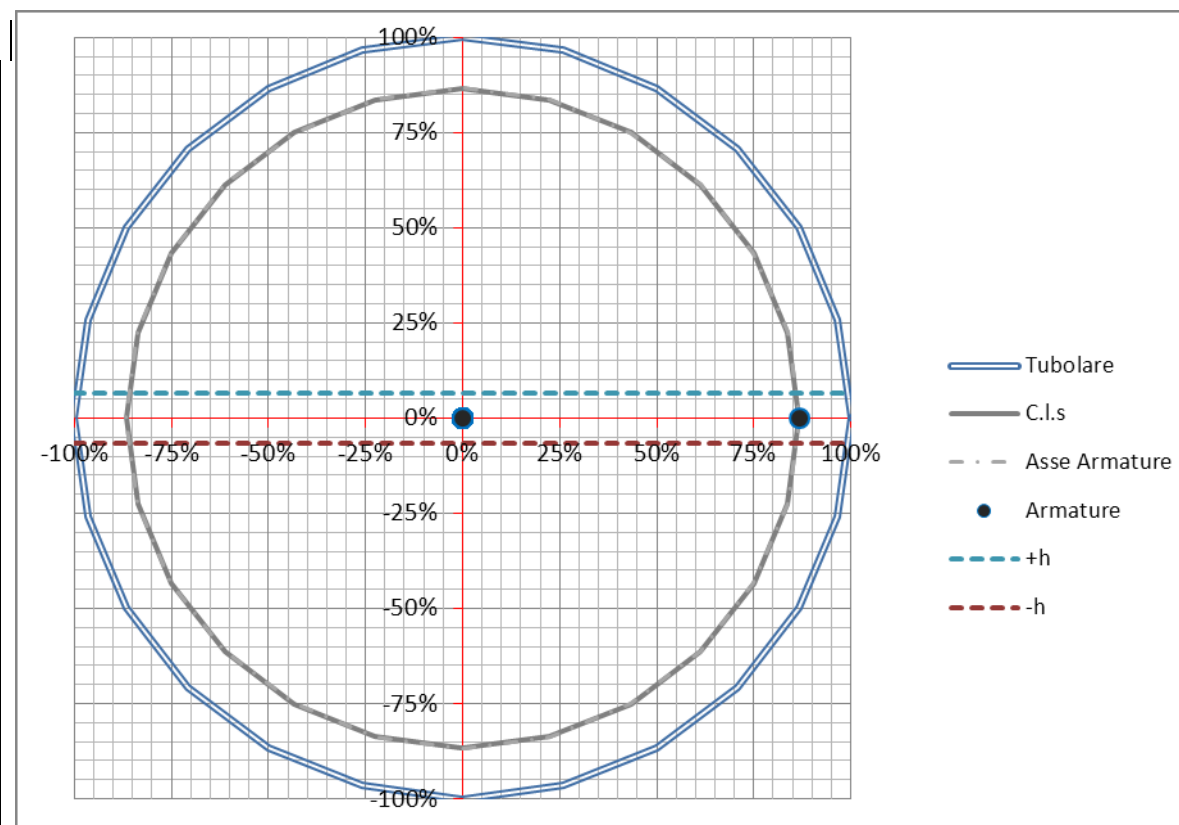
Resistenza a compressione del tubolare

$N_{a,Rd}$

3.818 [kN]

Contributo dell'acciaio d'armatura

Diametro delle barre verticali	ϕ	10,00 [mm]
Numero delle barre verticali	n	8,00 [-]
Copriferro	c	20,00 [mm]
Diametro effettivo dell'asse delle armature	d_{eff}	230,00 [mm]
Passo delle armature	p	90,32 [mm]
Area complessiva delle armature	A_s	628 [mm ²]



Momento d'inerzia complessivo delle armature	I_s	4.155 [mm ⁴]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	1,02% [OK]
Resistenza a compressione dell'armatura	$N_{s,Rd}$	246 [kN]

Contributo del calcestruzzo

Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di cls	I_c	3,017E+08 [mm ⁴]
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$N_{c,Rd}$	869 [kN]

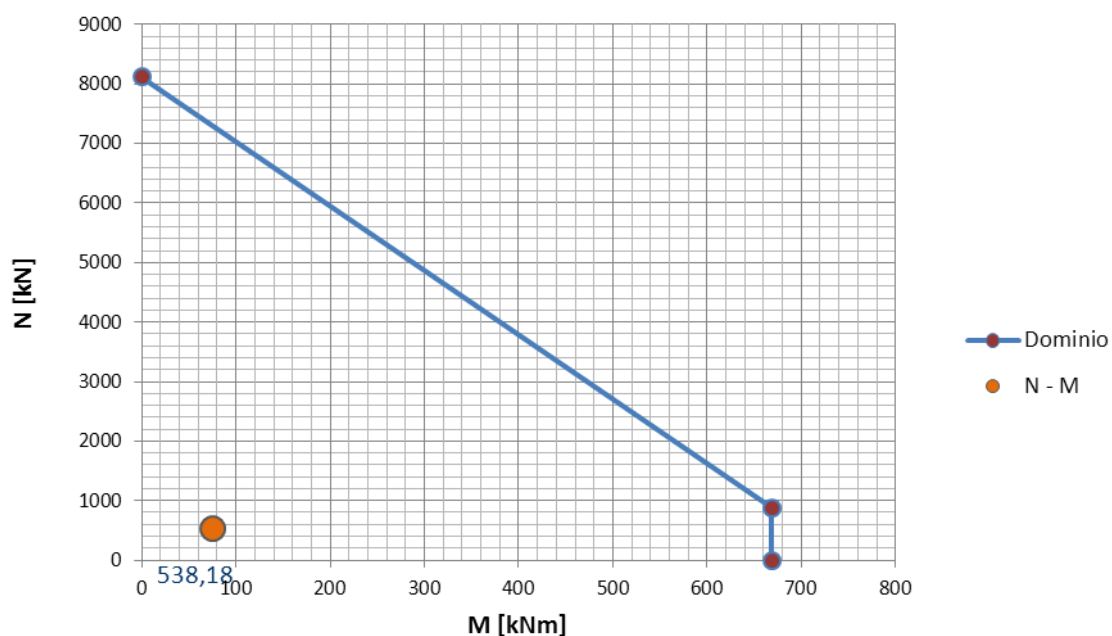
Resistenza complessiva

Contributo meccanico dell'armatura del tubolare	δ	0,774
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	747 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]

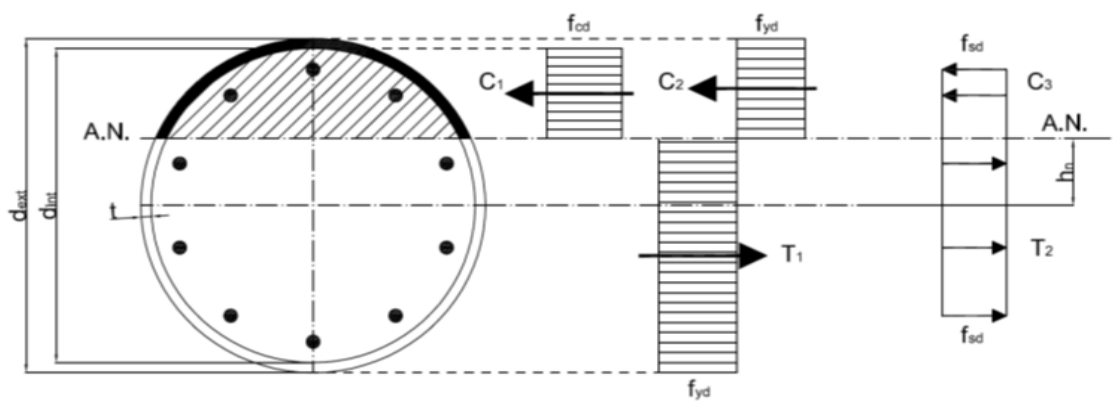
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,151 [-]
Resistenza a compressione della sezione <i>(considerando l'effetto di confinamento Cir.4.3.5.3.1)</i>		
Altezza critica della membratura compressa	H_{cr}	5250,00 [mm]
Rigidezze dei vari elementi costituenti la colonna	$E_a I_a$	2,0137E+13 [Nmm ²]
	$E_s I_s$	8,3095E+08 [Nmm ²]
	$0,6 E_c I_c$	5,693E+12 [Nmm ²]
Rigidezza effettiva della colonna	$[EJ]_{eff}$	2,5830E+13 [Nmm ²]
Forza normale critica euleriana	N_{cr}	9.249 [kN]
Resistenza caratteristica a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	5.595 [kN]
Snellezza adimensionale della colonna	λ'	0,778 [-]
Snellezza adimensionale limite per il confinamento	λ'_{lim}	0,5 [-]
Eccentricità della forza assiale di progetto	e	0,0661 [-]
Eccentricità limite per il confinamento	e_{lim}	0,1 [-]
<i>Non è possibile considerare l'effetto di confinamento</i>		
Coefficienti di confinamento	$\eta_{a,1}$	1,00000 [-]
	$\eta_{a,2}$	1,13856 [-]
	η_a	1,13856 [-]
	$\eta_{c,1}$	0,79469 [-]
	$\eta_{c,2}$	0,79294 [-]
	η_c	0,79294 [-]
	δ	0,774
Contributo meccanico dell'armatura del tubolare		
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	747 [kN]
Resistenza complessiva della colonna composta	$N_{pl,Rd}$	4.932 [kN]
Verifica di resistenza a compressione semplice	ρ_N	0,151 [-]
Verifica di stabilità a compressione		
Curva di instabilità funzione del rapporto d'armatura	C.I.	a [-]
Fattore di imperfezione	α	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità	Φ	0,863 [-]
Coefficiente riduttivo di instabilità	χ	0,808 [-]
Forza assiale di progetto	N_{Ed}	747 [kN]
Resistenza a stabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	3.986 [kN]
Verifica di stabilità a compressione	$\rho_{N,b}$	0,187 [-]
Resistenza a flessione <i>(*) prima è necessario determinare l'asse neutro di tentativo</i>		
Modulo di resistenza del profilo tubolare	W_{pa}	8,41E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza delle armature	W_{ps}	3,61E+01 [mm ³]

Modulo di resistenza del calcestruzzo	W_{pc}	2,16E+06 [mm ³]
Resistenza di calcolo dell'acciaio della colonna	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Posizione dell'asse neutro	h_n	18,06 [mm]
Modulo plastico delle armature all'interno di $2h_n$	W_{psn}	1,11E-12 [mm ³]
Modulo plastico del calcestruzzo all'interno di $2h_n$	W_{pcn}	9,13E+04 [mm ³]
Modulo plastico del tubolare all'interno di $2h_n$	W_{pan}	6,52E+03 [mm ³]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	49 [kNm]
Resistenza a flessione della colonna composta	$M_{pl,Rd}$	364 [kNm]
Verifica di resistenza a flessione	ρ_M	0,136 [-]

Dominio di resistenza semplificato



Determinazione dell'asse neutro plastico (*)



Asse neutro di tentativo	h_n	18,006 [mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	61.575 [mm ²]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	14,11 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni dovute al calcestruzzo	C_1	363 [kN]
Area della sezione del tubolare	A_a	9.111 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio del tubolare	f_{yd}	419,05 [N/mm ²]
Risultante delle compressioni nel tubolare	C_2	1.758 [kN]
Risultante delle trazioni nel tubolare	T_1	2.060 [kN]
Area complessiva delle armature compresse	A'_s	236 [mm ²]
Resistenza di calcolo dell'acciaio d'armatura	f_{sd}	391,30 [N/mm ²]
Risultante delle armature compresse	C_3	92 [kN]
Area complessiva delle armature tese	$A_s - A'_s$	393 [mm ²]
Risultante delle armature tese	T_2	154 [kN]
Equilibrio alla traslazione	ΣR_i	0,00 [kN]
Area complessiva delle armature all'interno di $2h_n$	A_{sn}	157 [mm ²]