AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO AMMINISTRATIVO - CORPI A, B E C

MI010P-PE-S-C-R-4180-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	G. MARCOLINI	F. CORTIANA	G. FIORINI
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-S-C-R-4180-C0 Calcolo strutture edificio - Corpi A, B e C.doc

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO AMMINISTRATIVO - CORPI A,B E C

INDICE

1. INTRODUZIONE 8
2. OGGETTO E SCOPO 12
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 13
4. CONSIDERAZIONI SULLA PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE 14
5. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA 18
   5.1. Descrizione della metodologia di calcolo 18
   5.2. Gerarchia delle resistenze e metodi di verifica 20
6. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE 23
   6.1. Combinazioni agli stati limite ultimi 23
   6.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio 23
   6.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi 24
7. MATERIALI 25
   7.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 25
   7.2. Calcestruzzo 27
   7.3. Acciaio per calcestruzzo armato 28
   7.4. Acciaio per carpenteria metallica 29
   7.5. Resistenza al fuoco delle strutture 29
8. AZIONI SULLA COSTRUZIONE 34
   8.1. Analisi dei carichi verticali 34
   8.2. Azione termica (Q3) 41
   8.3. Vento (Q4) 41
   8.4. Azione sismica (E) 42
9. ANALISI SISMICA GLOBALE DEL COMPLESSO DEI CORPI A+B+C 52
   9.1. Descrizione del modello 52
   9.2. Risultati analisi sismica modale 65
   9.3. Stati limite di vita: principio di gerarchia delle resistenze negli elementi sismoresistenti 66
   9.4. Stati limite di danno: verifica degli spostamenti 81
   9.5. Stati limite di collasso: verifica dispositivi di vincolo dinamico 86
10. EDIFICIO - CORPO "A" 89
   10.1. Descrizione del modello 90
   10.2. Applicazione dei carichi 95
   10.3. Verifiche agli stati limite ultimi 104
   10.4. Verifiche agli stati limite di esercizio 249
11. EDIFICIO – CORPO "B" 269
   11.1. Descrizione del modello 269

11.2. Applicazione dei carichi 274
11.3. Verifiche agli stati limite ultimi 283
11.4. Verifiche agli stati limite di esercizio 452
12. EDIFICIO - CORPO "C" 469
12.1. Descrizione del modello 470
12.2. Applicazione dei carichi 474
12.3. Verifiche agli stati limite ultimi 488
12.4. Verifiche agli stati limite di esercizio 617

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 - Nuovi edifici a servizio della piastra multifunzionale - prospetto sud-ovest 8
Figura 1.2 - Nuovi edifici a servizio della piastra multifunzionale -suddivisione in blocchi 9
Figura 8.1 - Sezione trasversale del tegolo prefabbricato di altezza 30 cm 34
Figura 8.2 - Disposizione degli impianti al piano terzo del blocco A 36
Figura 8.3 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti. 47
Figura 8.4 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale 49
Figura 8.5 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale 49
Figura 8.6 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale 50
Figura 8.7 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale 51
Figura 9.1 - Immagine della geometria del modello 3D realizzato in Sap2000. 53
Figura 9.2 - Modello 3D dell'edificio: distinzione dei blocchi A, B, C 53
Figura 9.3 - Schematizzazione delle molle elastiche nei giunti - pianta 54
Figura 9.4 - Disposizione delle masse sismiche nel modello 58
Figura 9.5 - Disposizione dei dispositivi di vincolo dinamico su allineamento 6'-7 62
Figura 9.6 - Disposizione dei dispositivi di vincolo dinamico su allineamento 11 63
Figura 9.7 - Particolare del dispositivo di vincolo dinamico 63
Figura 9.8 - Particolare della chiave di taglio 64
Figura 9.9 - Modello globale – Primo modo di vibrare 65
Figura 9.10 - Modello globale – Secondo modo di vibrare 65
Figura 9.11 - Modello globale – Terzo modo di vibrare 66
Figura 10.1 - Corpo A: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 90
Figura 10.2 - Corpo A - modello della sezione trasversale 93
Figura 10.3 - Telaio tipo corpo "A": Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momento, sforzo assiale e taglio negli elementi 106
Figura 10.4 - Telaio tipo corpo "A": Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momento, sforzo assiale e taglio negli elementi 107
Figura 10.5 - Diagramma nella combinazione SLU1, con lo schema di carico accidentale "qt", con i picchi teorici sui nodi 236

Figura 11.1 - Corpo B: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 270
Figura 11.2 - Telai tipo corpo "B": Inviluppo dell combinazioni agli SLU: momento, sforzo assiale e taglio negli elementi 285
Figura 11.3 - Pareti nucleo c.a. corpo "B": Inviluppo dell combinazioni agli SLU: risultanti forze f_{11} e f_{22} 287
Figura 11.4 - Telai tipo corpo "B": Inviluppo dell combinazioni agli SLV: momento, sforzo assiale e taglio negli elementi 288
Figura 11.5 - Pareti nucleo c.a. corpo "B": Inviluppo dell combinazioni agli SLV: risultanti forze f_{11} e f_{22} 290
Figura 11.6 - Parete 1 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 416
Figura 11.7 - Parete 2 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 419
Figura 11.8 - Parete 3 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 422
Figura 11.9 - Parete 4 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 425
Figura 11.10 - Parete 5 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 428
Figura 11.11 - Parete 6 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 431
Figura 11.12 - Parete 7 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 434
Figura 11.13 - Parete 8 nucleo c.a. corpo "B": dominio resistente M-N 437
Figura 12.1 - Corpo C: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 470
Figura 12.2 - Corpo C - modello della sezione trasversale 473
Figura 12.3 - Telai tipo corpo "C": Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momento, sforzo assiale e taglio negli elementi dei telai 14 e 18 490
Figura 12.4 - Telai tipo corpo "C": Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momento, sforzo assiale e taglio negli elementi dei telai 14 e 18 491
Figura 12.5 - Diagramma di inviluppo, con i picchi teorici sui nodi 597
Figura 12.6 - Diagramma di inviluppo, con i picchi teorici sui nodi 601
Figura 12.7 - Pacchetto complessivo 612

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 6-1 -	Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I delle NTC)	24
Tabella 6-2 -	Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli SLU (tab. 2.6.I delle NTC)	24
Tabella 7-1 -	Classi di esposizione ambientale	25
Tabella 7-2 -	Classi di esposizione ambientale	26
Tabella 8-1 -	Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC)	45
Tabella 8-2 -	Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$	48
Tabella 9-1 -	Corpo A - Computo delle masse sismiche da applicare agli Special Joint baricentrici per ogni piano	55
Tabella 9-2 -	Tabella riassuntiva delle eccentricita' accidentali	58
Tabella 9-3 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLV	59
Tabella 9-4 -	Valori dei periodi propri di vibrazione della struttura per le diverse eccentricita'	66
Tabella 10-1 -	Corpo A - Computo delle masse sismiche da applicare agli Spe cial Joint baricentrici per ogni piano	92
Tabella 10-2-	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU	104
Tabella 10-3 -	Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I delle NTC)	234
Tabella 10-4 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLE per il corpo A	249
Tabella 11-1 -	Corpo B -Computo delle masse sismiche da applicare agli Special Joint baricentrici per ogni piano	272
Tabella 11-2 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU	283
Tabella 11-3 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLE per il corpo B	452
Tabella 12-1 -	Corpo C -Computo delle masse sismiche da applicare agli Special Joint baricentrici per ogni piano	472
Tabella 12-2 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU	488
Tabella 12-3 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLE per il corpo C	617

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo fa riferimento agli elaborati grafici di progetto strutturale e alle relazioni tecniche allegate al Progetto Esecutivo della nuova piastra multifunzionale del Porto di Vado Ligure.

A servizio della gestione del nuovo Terminal Contenitori, il progetto prevede la costruzione di un edificio multipiano per uffici e attività connesse con l'operatività del Terminal.

L'edificio è ubicato all'ingresso della banchina e si sviluppa longitudinalmente in direzione NO-SE su un rettangolo di area circa 160 m x 20 m.



FIGURA 1.1 - NUOVI EDIFICI A SERVIZIO DELLA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - PROSPETTO SUD-OVEST

Dal punto di vista strutturale e/o funzionale, l'edificio può essere suddiviso in quattro corpi di fabbrica principali planimetricamente allineati, identificati nel modo seguente:

– corpo "A": la struttura del primo corpo, di lunghezza circa 60 m, si estende dal fronte orientale dell'edificio fino al giunto di dilatazione che lo separa dall'adiacente corpo "B". Il piano terra dell'edificio, a doppia altezza, è organizzato in n corsie che costituiscono i "gates" di accesso al Terminal per i mezzi di trasporto. I piani superiori contengono gli uffici e spazi per il personale.
– corpo "B": la struttura multipiano si estende in lunghezza per circa 25 m. In questo corpo, organizzato anch'esso ad uffici, sono alloggiati i vani scale e i vani ascensore.

– corpo "C": la struttura si estende per altri 42 m circa. Il piano terra è a doppia altezza ed alloggia un'officina di 800 m^2, dotata di un carroponte da 20 t. I piani superiori alloggiano uffici.
– corpo "D": a pianta triangolare, ha altezza inferiore rispetto agli altri corpi di fabbrica (un solo livello) ed è giuntato sismicamente rispetto ai corpi A, B e C.

Annesso all'edificio è poi prevista un'autorimessa interrata per circa 90 posti auto, con copertura a falda inclinata e organizzata a verde, sostenuta da pilastri e dai muri perimetrali.

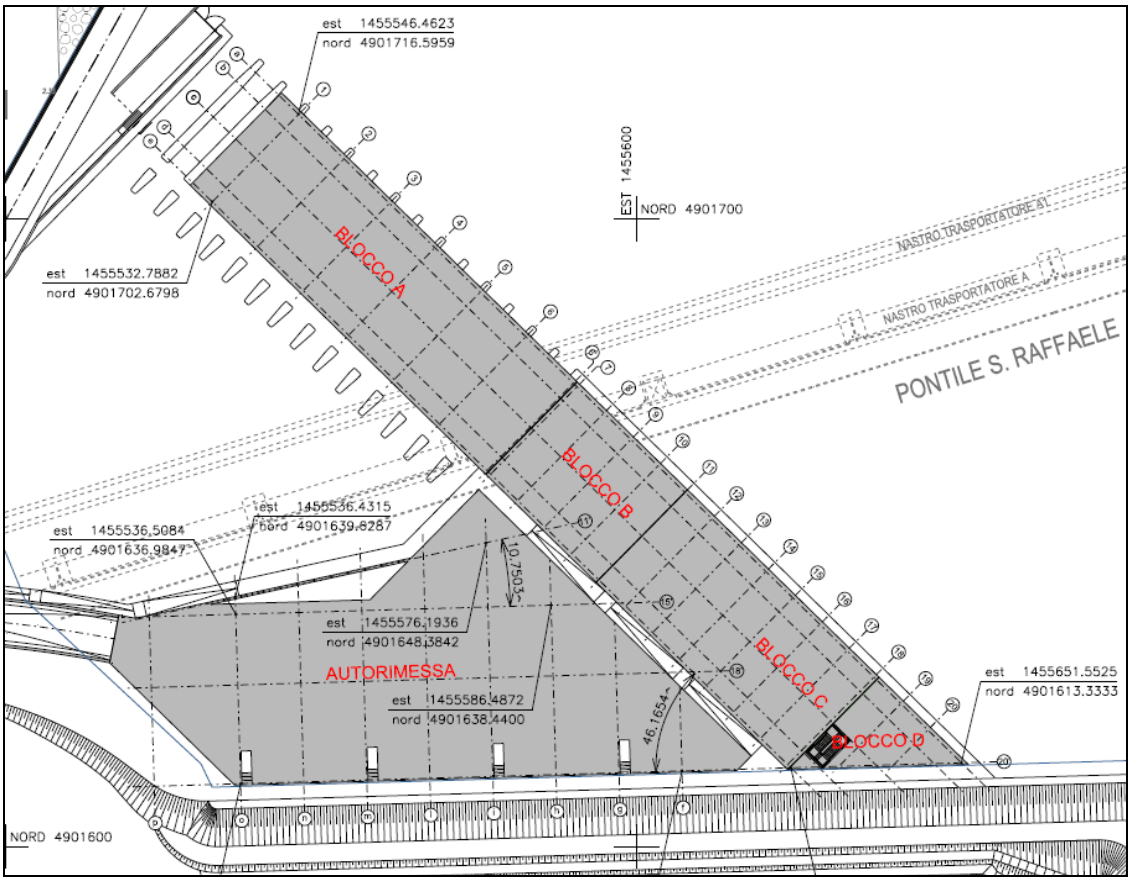


FIGURA 1.2 - NUOVI EDIFICI A SERVIZIO DELLA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - SUDDIVISIONE IN BLOCCHI

Il corpo D, così come l'autorimessa, essendo giuntati sismicamente all'edificio principale, sono considerati corpi di fabbrica isolati a se stanti e per tale motivo saranno oggetto di altre relazioni di calcolo.

Per ragioni costruttive si è prevista la realizzazione delle strutture del blocco A in due fasi distinte, essendo possibile eseguire in prima fase la parte del blocco A compresa fra agli allineamenti trasversali 1 e 5, mentre va dilazionata nel tempo la parte strutturale restante di tale blocco.
Siamo quindi in presenza di un giunto di costruzione per le strutture dei singoli solai, in merito al quale si rimanda ai disegni specifici, che illustrano in dettaglio la geometria e l'assetto delle armature previste in corrispondenza di tale giunto.
Si precisa al riguardo che si è adottata per il giunto di costruzione una geometria appropriata, in grado di assicurare la resistenza al taglio per forma, mentre per le barre di armatura principali si è prevista la posa in opera dei tratti di barra confluenti nel giunto mediante barre tipo Gewi a filettatura continua, che vengono giuntate con manicotto e controdadi di fissaggio.

Per quanto riguarda la tipologia strutturale dell'edificio è stato adottato lo schema di telaio tridimensionale costituito da travi e pilastri in calcestruzzo armato su fondazione diretta.
Gli orizzontamenti ai vari piani dell'edificio sono realizzati con tegoli prefabbricati autoportanti in c.a.p.; i vantaggi di tale soluzione consistono nella rapida posa in opera senza la necessità di sostegni provvisori, nella possibilità di superare grandi luci con spessori modesti di solaio, e al tempo stesso di garantire l'adeguato comportamento a diaframma richiesto per l'antisismica attraverso il completamento in opera con il getto della cappa collaborante armata di 10 cm.
Al piano primo del blocco A tuttavia non si è riuscito a garantire la cappa collaborante in cls; i tegoli di questo piano prevedono comunque dei connettori longitudinali e trasversali tra loro in modo da assicurare il comportamento a diaframma richiesto.

La tipologia strutturale a telaio scelta, adattabile alla parziale o totale prefabbricazione, è adatta al carattere di un edificio di tipo industriale, coordinandosi al tempo stesso con

le esigenze di tipo architettonico e funzionale (grazie alla versatilità del piano libero nell'organizzazione degli spazi attraverso l'impiego di divisori non strutturali), e di tipo cantieristico (rapidità di esecuzione e contenimento dei costi). L'arretramento dei pilastri rispetto al perimetro dell'edificio inoltre si accorda con il distributivo degli spazi interni e migliora il comportamento igrometrico dell'edificio evitando la creazione di ponti termici.

La chiusura dell'edificio su tutto il perimetro è realizzata con un paramento in pannelli prefabbricati non strutturali. I pannelli sono vincolati alle travi di bordo piano con appositi fissaggi di ancoraggio.

Ai fini della salvaguardia funzionale dell'edificio si valuta l'opportunità di limitare le deformazioni relative di interpiano dovute al sisma per non compromettere l'integrità dei pannelli di tamponamento e degli impianti, e si ritiene opportuna la disposizione di due coppie di ritegni sismici in corrispondenza di ogni orizzontamento, in grado di esplicare reazioni in entrambe le direzioni trasversale e longitudinale dell'azione sismica.

L'opera è stata dimensionata con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione sono i calcoli strutturali per il progetto esecutivo degli edifici a servizio della nuova piastra multifunzionale presso il nuovo Terminal Contenitori di Vado Ligure (SV).

Scopo sono il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali, in ottemperanza alle normative vigenti, ai requisiti richiesti in termini di stabilità, antisismica, ed alle esigenze progettuali legati alla funzione degli edifici.

Per quanto riguarda l'edificio, suddiviso in quattro corpi strutturali, la relazione di calcolo affronterà in modo più approfondito i corpi "A","B"e "C", per importanza delle dimensioni e peculiarità geometriche.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02/02/2009 Istruzioni per applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 (G.U. n° 27 del 26/02/2009);
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- Legge 02.02.1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Decreto Ministeriale 16 febbraio 2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"
- Eurocode 1: Actions on structures – Part 1.4: General Actions – Wind actions;
- Eurocode 2: Design of concrete structures;
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.

4. CONSIDERAZIONI SULLA PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il Capitolo 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, "Progettazione per azioni sismiche", disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette all'azione sismica. Se ne riportano alcuni estratti pertinenti al caso in esame.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0{,}07g$[1] per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

(1) nel caso si conduca un'analisi lineare statica

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno[2], le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Al medesimo capitolo, paragrafo 7.2, sono espressi criteri generali di progettazioni e considerazioni sulla regolarità degli edifici, di seguito riassunti.

Componenti dell'azione sismica: È stabilito che le costruzioni debbano essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche, mentre la componente verticale deve essere considerata *solo* in presenza di elementi con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi,

ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.
Nonostante l'edificio in esame ricada in zona 4, rientra nei casi sopra elencati, e quindi la componente verticale dell'azione sismica è tenuta in considerazione.

Orizzontamenti: Come precisato dalla normativa, nel calcolo si deve tenere conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Fondazioni: Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Regolarità: Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.
Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:
a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;

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

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

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

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

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

In base alla definizione di regolarità indicata dalla normativa, all'edificio in esame non sono attribuibili in toto le caratteristiche di regolarità. Di ciò si terrà conto nella valutazione del coefficiente di struttura q per l'applicazione dello spettro di risposta sismico.

Metodo di analisi: In merito ai metodi di analisi e criteri di verifica, l'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare, dinamica o statica.

Nel caso in esame si è optato per un'analisi dinamica lineare.
L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Nel caso di analisi lineare, al paragrafo 7.3.1 delle Norme Tecniche si specifica che per le costruzioni civili e industriali le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti

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

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

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

La valutazione del parametro θ sarà effettuata caso per caso nei capitoli seguenti relativi ai singoli corpi di fabbrica.

5. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA

5.1. Descrizione della metodologia di calcolo

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli e le verifiche sono stati condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è stato svolto, durante la progettazione definitiva, mediante l'ausilio del programma ad elementi finiti tridimensionale, nelle combinazioni non sismiche delle azioni.
Si è proceduto quindi alla determinazione degli effetti sismici sulla struttura, con un'analisi dinamica in campo elastico lineare: in particolare è stata eseguita un'analisi dinamica modale, considerando i contemporanei effetti dovuti alla presenza dei carichi verticali, sia permanenti che accidentali, mediante l'applicazione di diverse combinazioni di carico.

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

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \qquad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]} \qquad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite, la valutazione degli spostamenti e del comportamento modale delle strutture, sono state effettuate con l'ausilio del con il software di calcolo SAP2000 v15.0 della Computers and Structures Inc., California, Berkeley, per la modellazione agli elementi finiti dei telai 3D.

Come espresso nelle Norme Tecniche nel Paragrafo 7.2.6 "Criteri di modellazione della struttura e azione sismica", il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Si riportano di seguito alcuni estratti del paragrafo pertinenti con il caso in esame.

> Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.
>
> Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

> Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.
>
> Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.
>
> Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.
>
> Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Ai fini della realizzazione del modello si considera che il terreno abbia una risposta di tipo elastico lineare con costante di sottofondo k = 20000 KN/m^3.

Questo valore permette di determinare la rigidezza da associare alle molle, posizionate ai nodi delle travi rovesce di fondazione, che schematizzano il suolo alla Winkler attraverso il prodotto di k per l'area d'influenza corrispondente a ciascuna molla.

I corpi di fabbrica principali "A" e "C" sono separati dal corpo "B" da giunti di dilatazione, pertanto sono stati analizzati, per le verifiche statiche, con modelli agli elementi finiti come corpi indipendenti (modello "Corpo A", modello "Corpo B", modello "Corpo C"). Valutati gli spostamenti in gioco sotto l'azione sismica, al fine di salvaguardare l'integrità delle pannellature e degli impianti limitandone l'entità, è apparso dunque opportuno predisporre dei vincoli dinamici nei giunti. Chiaramente, essendo il comportamento dinamico-modale molto diverso a seconda che i singoli corpi di fabbrica siano in qualche modo collegati o meno, si è proceduto con lo svolgere un'ulteriore analisi agli elementi finiti di un modello unico dei tre blocchi ("A+B+C"), per studiare il comportamento sismico globale, con la schematizzazione dei vincoli posti nei giunti come molle elastiche.
Nel modello globale sono state implementate le masse per ogni piano ed è stata loro affidata un'eccentricità in entrambe le direzioni (+X, -X, +Y, -Y), come prescritto in Normativa.
I risultati dei due tipi di modello sono quindi stati posti a confronto dei dimensionamenti effettuati.

5.2. Gerarchia delle resistenze e metodi di verifica

Nella progettazione degli elementi strutturali componenti l'opera in oggetto, si è tenuto presente le prescrizioni imposte dal D.M.14-01-08 per ciò che attiene il criterio di gerarchia delle resistenze (GdR).
Tale criterio si basa sull'ipotesi che, durante il meccanismo di collasso, la struttura presenta sia zone critiche in cui si concentra la dissipazione (cerniere plastiche) sia zone in cui non si raggiunge la plasticizzazione. La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta, quindi, con lo scopo di assicurare che la rottura avvenga nelle zone critiche previste.

Il principio quindi è finalizzato ad evitare la plasticizzazione prematura nei pilastri adottando opportuni momenti flettenti di calcolo (p.to 7.4.4.2.1 NTC 2008). Tale condizione si consegue qualora la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la seguente formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

in cui γ_{Rd} è preso pari a 1.1 come prevede la Normativa per una classe di duttilità di tipo B.

A tal proposito, nell'edificio oggetto di analisi, ed in particolare nel blocco C, si è perseguita una soluzione finalizzata ad ottimizzare l'armatura contenuta nelle colonne principali del piano terra (80x70). La soluzione ha portato ad aumentare la sezione della colonna, che quindi risulta pari a 80x90 cm, per meglio soddisfare il requisito della gerarchia delle resistenze.

La stesso principio è stato utilizzato per le sollecitazioni di taglio, sia nei pilastri che nelle travi dei telai soggetti ad azione sismica, in ottemperanza con i punti 7.4.4.1.1 e 7.4.4.2.1 delle NTC 2008.

Nei pilastri al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M^{s}_{C,Rd}$ ed inferiore $M^{i}_{C,Rd}$ secondo l'espressione:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p}$$

Nelle travi al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1.20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B".

Anche per quanto concerne il calcolo delle sollecitazioni del nucleo del Corpo B si sono seguiti i criteri per le pareti di cui al p.to 7.4.4.5.1 della Normativa.

Le verifiche sono state eseguite seguendo le indicazioni del capitolo 4.1 della Normativa, con particolare attenzione alle verifiche di resistenza richieste nel capitolo 7.4, in special modo quelle riferite alle resistenze a taglio per le strutture in classe CD"B" del nucleo di seguito riportate:

Verifica a scorrimento delle zone critiche

$$V_{dd} = \min\begin{cases} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases}$$

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

$$V_{fd} = \min\begin{cases} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}\right) \cdot \xi + M_{Ed} / z\right] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases}$$

Le verifiche a rottura e alle tensioni di esercizio delle sezioni in c.a. sono condotte con l'ausilio del software ENG della SigmaC (detto software utilizza una convenzione dei segni per i momenti flettenti opposta a quella usuale: segno meno per i momenti che tendono le fibre inferiori).

6. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE

6.1. Combinazioni agli stati limite ultimi

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

– Combinazione fondamentale (SLU):

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \ \ldots$

– Combinazione sismica (SLV):

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

6.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + 0{,}7\ Q_{k2} + 0{,}7\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$
– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$G_1 + G_2 + P + 0{,}5\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$
– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$G_1 + G_2 + P + 0{,}3\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

6.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi

TABELLA 6-1 - VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC)

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

TABELLA 6-2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[1] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

7. MATERIALI

7.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nel D.M. 14/01/2008 Capitolo 4 e nelle relative Istruzioni.

Classi di esposizione
In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

TABELLA 7-1 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

	Classe di esposizione	**Descrizione dell'ambiente**
Strutture in elevazione (travi, pilastri)	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Fondazioni	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Soletta in opera (solai)	XC3	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2 ed il prospetto F.1 della EN 206-1 forniscono la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la classe strutturale dell'opera, il copriferro minimo è fornito dalla tabella C4.1.IV delle Istruzioni, che dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di elemento.

Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza compresa fra 0 mm e 10 mm a seconda della precisione di posa delle armature garantito dal processo di produzione della parte d'opera (§ 4.4.1.3 dell'EC2 e § C4.1.6.1.3 delle Istruzioni).

TABELLA 7-2 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

CLS CONFORME A UNI EN 206-1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	STRUTTURE IN ELEVAZIONE	TEGOLI PREFABBRICATI	SOLETTA IN OPERA (SOLAI)
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS1	XS1	XS1	XC3
CLASSE DI RESISTENZA	C32/40	C35/45	C45/55	C32/40
RAPPORTO A/C	0.50	0.50	0.40	0.50
CONTENUTO MAX. CLORURI	Cl 0.20	Cl 0.20	Cl 0.10	Cl 0.20
CLASSE SLUMP	S4	S4	S5	S4
DIM. MAX. AGGREGATO	20 mm	20 mm	15 mm	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	45 mm	45 mm	50 mm	30 mm
$f_{ck,cube}$	≥40N/mm2	≥45N/mm2	≥55N/mm2	≥40N/mm2

I copriferri indicati nella tabella sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.

La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro.

7.2. Calcestruzzo

Strutture in elevazione (travi e pilastri):
$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45) (classe minima richiesta per la resistenza)
$f_{ck} = 0.83x40 = 37.35$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 24.9$ MPa

Strutture in elevazione (solai):
Calcestruzzo per tegoli prefabbricati
$R_{ck} \geq 55$ MPa; (C45/55) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x55 = 45.65$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.83$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.60$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36416$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 30.4$ MPa

Calcestruzzo per getti integrativi in opera
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)

f_{cfm} = 1.2 x f_{ctm} = 3.72 MPa (resistenza media a trazione per flessione)
E_{cm} = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33640 MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
γ_M = 1.5 → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M$ = 22.1 MPa

Fondazioni:
$R_{ck} \geq$ 40 MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
f_{ck} = 0.83x40 = 33.2 MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 41.2 Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$ = 3.1 MPa (resistenza media a trazione assiale)
f_{cfm} = 1.2 x f_{ctm} = 3.72 MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33640 MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
γ_M = 1.5 → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M$ = 22.1 MPa

7.3. Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio preteso in trefoli per tegoli prefabbricati in c.a.p.:
Trefoli ϕ 0.6', composti da sette fili, a basso rilassamento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:
fp1k $\geq$ 1670 N/mm^2
fptk $\geq$ 1860 N/mm^2

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:
classe B450C
f_{yk} = 450 MPa (tensione di snervamento)
f_{yt} = 540 MPa (tensione di rottura)
da cui:
Stato limite ultimo
γ_M = 1.15 → resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$ = 391 MPa

7.4. Acciaio per carpenteria metallica

Profili, piatti e tondi (UNI EN 10025) saranno, salvo diversamente specificato, in acciaio tipo S275, avente una tensione di snervamento fy in funzione dello spessore "t " pari a:
$f_{yk} \geq 275$ Mpa e $f_{yt} \geq 430$ per Mpa ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} \geq 255$ Mpa e $f_{yt} \geq 410$ Mpa (40 mm $< t \leq 80$ mm)

I bulloni, salvo diversamente specificato, saranno di classe 10.9 EN-20898 (parte prima UNI 5712); i dadi, salvo diversamente specificato, saranno di classe 10-8 EN-20898 (parte seconda UNI 5713); le rondelle, salvo diversamente specificato, saranno del tipo C-50 (HRC 32-40) EN10083 (UNI 5714).

Le saldature saranno, salvo diversamente specificato, a completo ripristino.

Acciaio per grigliati elettrosaldati, conforme a UNI EN 10025, di grado S235 JR, zincato a caldo:
f_{yk} = 235 MPa (tensione di snervamento)
f_{yt} = 360 MPa (tensione di rottura)

7.5. Resistenza al fuoco delle strutture

Le strutture, sia gettate in opera, che prefabbricate, sono progettate e realizzate con le predisposizioni ed i magisteri appropriati a fornire la resistenza al fuoco necessaria in ottemperanza alle normative vigenti. Si è fatto quindi un dimensionamento adatto a garantire in particolare anche la resistenza al fuoco prescritta in progetto per le strutture della Centrale Termica, per la quale è previsto il valore REI 120'.

Si richiama qui quanto precisato al paragrafo 4.1.13 *Resistenza al fuoco* del DM 14 gennaio 2008:

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992-1-2 utilizzando i coefficienti γ_M (v.§ 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali ed assumendo il coefficiente α_{cc} pari a 1,0.

Si precisa peraltro che una speditiva valutazione della correttezza applicativa progettuale di quanto previsto dalla normativa è possibile in base all'esame dei contenuti della normativa UNI EN citata. Al punto 2.4.1 (*Generalità*) della medesima è precisato che:
P(1) La Resistenza al fuoco di una struttura di calcestruzzo (armato) viene determinata per mezzo di uno dei metodi forniti nei punti da 2.4.2 a 2.4.5.
Ta i punti citati, vale la pena di ricordare i punti seguenti:

- *2.4.5 – Prove* - Si indica che in alternativa all'utilizzo dei metodi di calcolo, si può ricorrere anche ai risultati di prove sperimentali, oppure anche ad un metodo combinato fra prove sperimentali e calcoli;
- 2.4.4 - Analisi dell'elemento strutturale – Il comma 5 specifica che:

"I metodi tabellari, semplificati o generali, indicati rispettivamente nei punti 4.2, 4.3 e 4.4, sono adatti per la verifica delle membrature in condizioni di incendio".
Per quanto concerne i dati tabellari qui citati si è fatto anche riferimento al Decreto Ministeriale 16 febbraio 2007 "*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*", nel quale i dati tabellari in questione sono riassunti con ottima chiarezza. Citiamo qui l'articolo 2 di tale documento ed in particolare le tabelle descritte nell'allegato D del medesimo decreto.
Per travi, pilastri e pareti portanti valgono le tabelle D.6 riportate qui appresso, nelle quali si precisano i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture in c.a. di travi e pilastri, ottenute mediante getti in opera, oppure anche come elementi strutturali prefabbricati; figurano in esse gli spessori minimi e le distanze minime delle armature dalle superfici esposte.

D.6 Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso

D.6.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	b = 80/ a = 25	120/20	160/15	200/15	80
60	b = 120/ a = 40	160/35	200/30	300/25	100
90	b=150/a=55	200/45	300/40	400/35	100
120	b = 200 / a = 65	240/60	300/55	500/50	120
180	b = 240 / a = 60	300/70	400/65	600/60	140
240	b = 260 / a = 90	350 I 60	500/75	700/70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricopri menti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.2 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:
- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero ≤ 4,5 m (per pilastri dell'ultimo piano);
e
- area complessiva di armatura $A_s \leq 0{,}04\ A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	B=200/ a = 30	300/25	160/25
60	B=250 / a=45	350/40	160/25
90	B=350 / a=50	450/40	160/25
120	B=350 / a =60	450/50	180/35
180	B=450 / a =70		230/55
240			300/70

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:
- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero ≤ 4,5 m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	s = 120 / a = 10	120 / 10
60	s = 130 / a = 10	140 / 10
90	s = 140 / a = 25	170 / 25
120	s = 160 / a = 35	220 / 35
180	s = 210 / a = 50	270 / 55
240	s = 270 / a = 60	350 / 60
I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.		

Si evidenzia in particolare che nella tabella D.6.1 sono fornite le combinazioni possibili, che correlano la larghezza dell'elemento strutturale di travi e pilastri con la distanza dell'asse delle armature dalla superfici esposta.
Ad esempio con REI 120', presa come riferimento una larghezza pari a 500 mm, l'asse delle armature deve essere posizionato ad una distanza di 50 mm dalla superfici esposta, oppure con una larghezza di 300 mm la suddetta distanza deve risultare pari a 55mm.
Nella progettazione si sono rispettate le prescrizioni indicate per le classi di resistenza previste ed in particolare per la classe REI 120, che, come anticipato, è richiesta per la Centrale Termica.
Sono inoltre anche rispettate le prescrizioni della Tabella D.6.2, relative alla dimensione minima dei lati dei pilastri in funzione dell'altezza effettiva degli stessi e della percentuale complessiva di armatura.
Per quanto concerne invece le pareti in calcestruzzo portanti esposte su un solo lato, per garantire una resistenza al fuoco REI 120' è necessario uno spessore di 160 mm e una distanza delle armature pari a 35 mm.

I calcoli analitici specifici per la verifica della resistenza al fuoco REI 120' sono esposti nei paragrafi specifici riportati nel seguito, abbinati al calcolo di controllo dello stato tensionale indotto nei tegoli e delle verifiche agli Stati Limite.
I calcoli di cui sopra si riferiscono ai tegoli con spessore 30 cm orditi a sostegno dei solai del corpo A e del corpo C e B, nonché ai tegoli con spessore 60 cm previsti a sostegno dei solai dell'autorimessa.
Ad essi si rimanda per maggiori dettagli.

8. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

8.1. Analisi dei carichi verticali

8.1.1. Carichi e sovraccarichi permanenti (G)

Peso proprio degli elementi strutturali (G1)

Travi e pilastri

Per il cemento armato normale è adottato il peso proprio unitario di 25 kN/m^3.
Per l'acciaio è adottato il peso proprio unitario di 78.5 kN/m^3.

Solai

Il peso proprio dei solai e delle coperture in tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza 30 cm, larghezza 2.50 m, con soletta collaborante di altezza 10 cm è pari a 5.10 kN/m^2 .

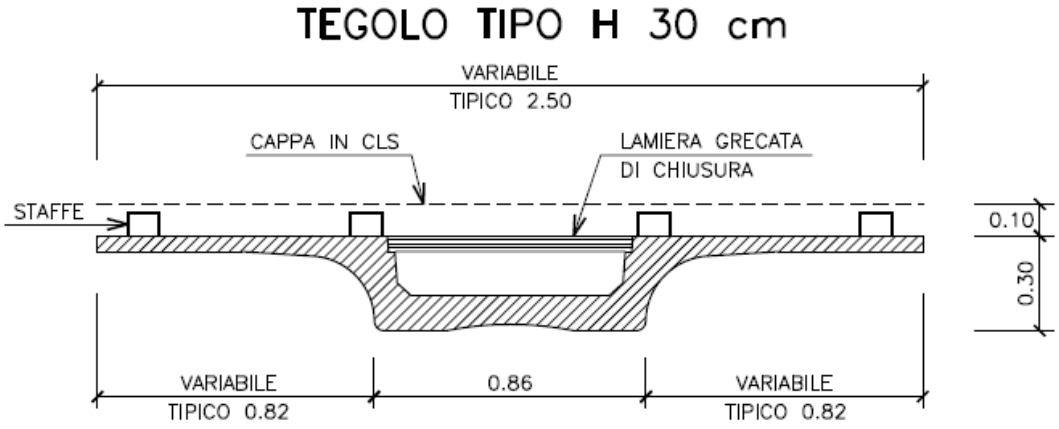


FIGURA 8.1 - SEZIONE TRASVERSALE DEL TEGOLO PREFABBRICATO DI ALTEZZA 30 CM

Le figure riportate sono esemplificative, riportano l'elemento tipico fornito dal costruttore. Il progetto tiene conto dei necessari aggiustamenti, e i valori assunti nel calcolo sono coerenti e corretti.

Peso degli elementi non strutturali portati (G2)

Pavimentazioni, controsoffitti, grigliati

Pavimento flottante: è previsto in tutti gli ambienti ad esclusione degli scoperti e dei vani tecnici (gruppi frigo, u.t.a., centrale termica); peso unitario = 0.20 kN/m^2 .
Pavimento piano terra e vani tecnici: 0.40 kN/m^2.
Prudenzialmente per il peso del pavimento, ai fini del calcolo, si fa riferimento ad un valore pari a 0.40 kN/m^2 per tutti gli ambienti in esame.
Controsoffitto: è previsto in tutti gli ambienti interni; peso unitario = 0.05 kN/m^2.
Coperture realizzate con grigliati metallici: peso medio 0.50 kN/m^2.

Tramezzature

Il peso proprio di divisori interni dello spessore di 0.10 m, realizzati con forati dello spessore di 0.08 m (peso specifico γ = 11 kN/m^3) e intonacati da ambo i lati con intonaco dello spessore di 1.5 cm (peso = 0.3 kN/m^2), è pari a:
(11×0.08)+(0.3×2) ≅ 1.5 kN/m^2
Considerando un'altezza media dei divisori di 4.25 m si ottiene:
1.5×4.25 = 6.37 kN/m
Secondo quanto riportano le NTC ai paragrafi 3.1.3 e 3.1.3.1 i tramezzi di edifici per uffici possono assumersi come carichi equivalenti distribuiti; tale valore è funzione del peso proprio per unità di lunghezza delle partizioni, secondo quanto riportato nelle NTC stesse.
Si riporta di seguito la tabella relativa delle NTC:

-	per elementi divisori con $G_2 \le 1{,}00$ *kN/m* :	$g_2 = 0{,}40$ kN/m^2 ;
-	per elementi divisori con $1{,}00 < G_2 \le 2{,}00$ kN/m :	$g_2 = 0{,}80$ kN/m^2 ;
-	per elementi divisori con $2{,}00 < G_2 \le 3{,}00$ kN/m :	$g_2 = 1{,}20$ kN/m^2 ;
-	per elementi divisori con $3{,}00 < G_2 \le 4{,}00$ kN/m :	$g_2 = 1{,}60$ kN/m^2 ;
-	per elementi divisori con $4{,}00 < G_2 \le 5{,}00$ kN/m :	$g_2 = 2{,}00$ kN/m^2 .

Risultando il peso proprio per unità di lunghezza del tramezzo pari a G_2 = 6.37 kN/m ≥ 5.00 kN/m, si è deciso comunque di considerare ai fini del calcolo il valore massimo del carico distribuito equivalente, pari a 2.00 kN/m^2, viste le caratteri-

stiche distributive degli ambienti che risultano essere uffici della tipologia open-space con presenza modesta di divisori importanti.

Condotte

Carico equivalente uniformemente distribuito valutato pari a 0.05 kN/m^2.

Impianti

Si considera cautelativo utilizzare come sovraccarico permanente dovuto alla presenza di impianti tecnologici un carico equivalente uniformemente distribuito pari a 2.50 kN/m^2.

Il valore q = 2.5 kN/m^2 è relativo agli impianti tecnologici posizionati a quota +21.15 m del corpo A (si veda la planimetria di seguito riportata)

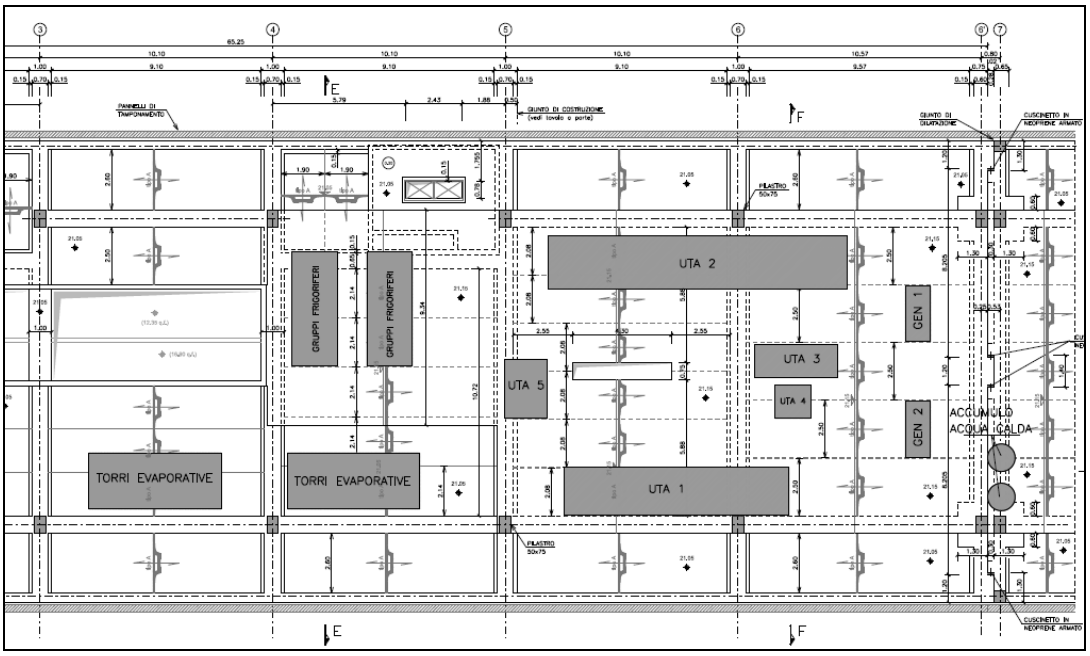


FIGURA 8.2 - DISPOSIZIONE DEGLI IMPIANTI AL PIANO TERZO DEL BLOCCO A

1. Centrale termica (A = 51.8 m^2) - si distinguono le seguenti apparecchiature:
- n. 2 generatori termici a gas metano - dimensioni :2.5x1 ; Peso =1370 kg cad.
- n. 2 accumuli di acqua calda sanitaria – dimensioni : ø 1.1 x h 2.5 m ; Peso in funzione: 3.000 lt cad.

Il peso complessivo che interessa la centrale termica è:

P = 2*1370 + 2 * 3000 = 8740 kg

P/A = 8740 kg / 51.8 m^2 = 169 kg/m^2

2. Centrale frigorifera (A = 141 m^2) – si distinguono le seguenti apparecchiature
- n. 2 gruppi frigoriferi condensati ad acqua di torre - dimensioni :5x2x2.185 (h) ; Peso =3.964 kg cad.
- n. 2 torri evaporative a ciclo chiuso – dimensioni: 6x2.6x4.6 (h) ; Peso =10.200 kg cad.

Il peso complessivo che interessa la centrale frigorifera è:

P = 2*3964 + 2 * 10200 = 28328 kg

P/A = 28328 kg / 141 m^2 = 200 kg/m^2

3. Centrali di trattamento aria (A = 201.4 m^2) – si distinguono le seguenti apparecchiature:
- n. 2 UTA - dimensioni :10.8x2.1x3.6 (h) ; Peso =5.000 kg cad.

Il peso complessivo che interessa la centrale UTA è:

P = 2*5000 = 10000 kg

P/A = 10000 kg / 201.4 m^2 = 49 kg/m^2

Inoltre ogni apparecchiatura dovrà essere posizionata su un apposito basamento ripartitore di cls/megamat/cls dello spessore complessivo di 19 cm (5+10+4). Quindi come valore massimo locale sono da considerare altri 200 kg/m^2 aggiuntivi, localizzati sotto le apparecchiature. Tenendo conto della impronta effettiva di tale carico si può pensare che il carico ripartito ad esso equivalente, applicato all'intera superficie del locale, non superi il valore dell'ordine di 35 kg/m^2. Sovrapponendo tale carico al valore precedente si arriva ad un valore massimo non superiore a 235 kg/m^2.

Per quanto concerne il contemporaneo valore dei carichi d'esercizio, va tenuto presente che si tratta di locali adibiti ad impianti, da considerarsi ai soli fini della manutenzione.

Pertanto, il carico equivalente uniformemente distribuito, pertinente alle centrali termica, frigorifera, UTA, che nella relazione di calcolo è stato assunto pari a 2.50 kN/m^2 (come valore risultante dalla sovrapposizione dei permanenti e degli accidentali), è senza dubbio prudenziale.

4. Collettori solari dalle seguenti caratteristiche: 2400x1100; Peso 52 kg cad. Si ipotizza inoltre di zavorrare ogni pannello con almeno 560 kg di pesi per evitare lo slittamento.

Per ogni collettore solare il carico è P = (52 + 560) kg su un'impronta di A= 2.6 m^2, ovvero P/A= 612 / 2.6 = 2.35 kN/m^2. Si è ritenuto cautelativo quindi assumere in fase di calcolo un carico uniformemente distribuito pari a 2.50 kN/m^2.

Pannelli di tamponamento

Pannelli esterni peso specifico pari a 4.25 kN/m^2

I pannelli prefabbricati di contenimento di facciata di previsto impiego sono illustrati nell'elaborato grafico di progetto esecutivo MI010-PE-A-U-D-4550. Sono in c.a. ed hanno uno spessore complessivo di 24 cm, formato da due strati esterni, ciascuno con spessore di 5 cm, e da uno strato interno di polistirolo espanso con 14 cm di spessore. Sono realizzati con materiale e tecnologie di nuova concezione, che consentono la totale eliminazione dei ponti termici ed in particolare modo dei punti freddi del pannello, pur mantenendo il collegamento fra le due facce di calcestruzzo.
Per tali pannelli prefabbricati si è assunto un peso equivalente ripartito, fornito dal costruttore stesso dei pannelli, pari a 4,25 kN per unità di superficie del pannello stesso, che equivale ad uno spessore equivalente di calcestruzzo pari a circa 17 cm.
I calcoli sono poi stati svolti applicando sulla trave di bordo di ogni piano il carico lineare uniforme seguente:
g = 4,25 x 4,55 = 19,34 kN/m
Si tratta di un'assunzione certamente ed estremamente cautelativa, che ipotizza la presenza del pannello sull'intera superficie di facciata, dato che l'altezza tipica interpiano prevista è pari a 4,55m. Ciò conferma che il dimensionamento delle strut-

ture è fatto in modo da consentire in futuro anche eventuali modifiche dell'assetto distributivo dei pannelli prefabbricati ora previsto, in funzione di un possibile affinamento ulteriore delle esigenze di utilizzo dei locali.
Per quanto riguarda la distribuzione planimetrica, il carico permanente è sostanzialmente uniforme in tutti i piani. Un'eccezione è rappresentata dallo spazio multifunzionale posto all'ultimo piano del corpo B e C, e dalla terrazza interna situata al primo piano del corpo A, nei quali l'assenza di tramezzi divisori (carico da 2,00 kN/m^2) e il carico accidentale superiore (4 kN/m^2 contro i 2 kN/m^2 di carico per uffici) si compensano.

Riassunto carichi permanenti (g_2)

- Pavimento flottante	= 0.40 kN/m^2
- Controsoffitto	= 0.05 kN/m^2
- Divisori interni	= 2.00 kN/m^2
- Condotte	= 0.05 kN/m^2
Totale carichi permanenti $g_2 \cong$	2.50 kN/m^2
Totale carichi permanenti $G_2 \cong$	20.00 kN/m

Carichi impalcato metallico per impianto a pannelli solari

Per quanto concerne il peso proprio dei grigliati, si precisa che è stato scelto il grigliato formato da barre con sezione 40 mm x 2mm, poste ad interasse di 34 mm; pertanto, tenendo conto anche della presenza delle barre trasversali di ripartizione, il peso proprio della struttura si identifica con il seguente carico uniforme ripartito:
$g_1 \approx 25\ kg/m^2 = 0{,}25\ kN/m^2$
Per quanto concerne il peso proprio dei pannelli solari, nell'ipotesi di carico uniformemente distribuito si ha per essi il valore arrotondato a:
$g_2 \approx 25\ kg/m^2 = 0{,}25\ kN/m^2$

8.1.2. Sovraccarichi variabili (Q_i)

Folla (Q1)

Il valore del carico di esercizio per la categoria uffici non aperti al pubblico è assunto pari a 2.00 kN/m^3 secondo quanto prescritto dalle NTC al paragrafo 3.1.4, tab.3.1.II.

Zona eventi a quota +25.80 m dei corpi B e C

q = 4 kN/m^2.

Zona manutenzione area impianti ed impalcato metallico

q = 0.5 kN/m^2.

Deposito (Q5)

A quota +8 del corpo B (mezzanino) è previsto un sovraccarico q = 7.5 kN/m^2

(Si tiene presente che il coefficiente di combinazione sismica per tale categoria di carico è ψ_{2j} = 0.8 diversamente delle altre categorie di sovraccarichi).

Neve (Q2)

Il carico di neve viene valutato mediante l'espressione 3.3.7 delle NTC e qui riportata:

$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t$

dove:

qs =1 kN/ m^2 trattandosi di zona climatica II, a quota a_s = 4.50 m.s.l.m.m.

μ = 0.8 essendo la copertura piana

C_E =1 risultando la topografia normale

C_t =1

$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.8$ kN/m^2

Per particolari casi come ad esempio i pannelli solari, che sono posati a schiera con una inclinazione dell'ordine di 25° rispetto alla orizzontale, va tenuto conto della possibilità di accumulo per effetto dell'azione del vento.

Applicando il peso specifico di 2,0 kN/m^3; la maggiorazione da applicare si configurerebbe come un carico ricorrente con distribuzione triangolare avente il valore di picco pari a:

$q_{n\,max}$ = ~ 0,45 x 2,0 = 0,90 kN/m^2

Ai fini del calcolo si può pertanto assumere il valore:
q_n = 0,80 kN/m^2 + 0,90/2 kN/m^2 = 1,25 kN/m^2

Carroponte (Q6)
La portata del carroponte è 16 t. Per le azioni di frenamento e serpeggiamento si fa riferimento all'Eurocodice 1, EN 1992- Part 3: Actions induced by cranes and machinery

- Serpeggiamento: azione orizzontale pari a 1/10 del carico su ogni ruota. Considerando un carico massimo su ruota di 121 kN l'azione di serpeggiamento risulta pari a 12.1 kN.
- Frenamento: come indicato dall'Eurocodice, la forza di frenamento si ottiene dalla relazione H_L= v_5 K/n, dove v_5 è il coefficiente dinamico, posto pari a 1.5, n il numero di vie di corsa (2) e K è la forza motrice imponendo che la rotazione delle ruote sia impedita. K = i * m_w * $Q_{r,min}$, dove i è il coefficiente di attrito pari a 0.2 per acciaio-acciaio e 0.5 per gomma-acciaio, m_w è il numero di ruote motrici, $Q_{r,min}$ è il carico minimo per ruota a carroponte scarico. H_L = 1.5 * (0.2*2*29)/2 = 8.7 kN.

8.2. Azione termica (Q3)

L'azione termica è valutata in base al valore di ΔTu = ± 15°C per strutture in c.a. e c.a.p. esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

8.3. Vento (Q4)

L'azione del vento viene valutata mediante l'espressione n.3.3.1 delle NTC.

Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ka	[1/s]
7	Liguria	28	1000		0,015

a_s = 4.50 m.s.l.m.m.

vb = $v_{b,0}$ = 28 m/s per as < a0

La pressione statica equivalente è pari a:

$p = q_b \, c_e \, c_p \, c_d$

q_b è la pressione cinetica di riferimento = $\rho * v_b^2/2 = 1.25 * 28^2/2 = 490$ N/m^2

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.

c_t è il coefficiente di topografia, posto di regola uguale a 1.

c_e è il coefficiente di esposizione da calcolare tenendo conto della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame è D, e della zona (zona 7 Liguria) in base alla tabella qui di seguito riportata:

Categoria di esposizione del sito	k_r	*z0 [m]*	*zmin [m]*
III	0.20	0.10	5

Essendo $z > z_{min}$ = 5 m l'espressione di c_e è la seguente:

$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) \, [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

c_e = 2.66

c_p è il coefficiente di forma pari a +0.8 sopravento e -0.4 sottovento (come indicato nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC)

c_d è il coefficiente dinamico = 1

Pertanto la pressione del vento vale:

p = 490 * 2.66 *0.8 * 1 = 1043.042 N/m^2 sopravento

p = 490 * 2.66 *0.4 * 1 = 521.521 N/m^2 sottovento

da cui si ottiene la risultante pari a:

p = 1043.042 + 521.521= 1564 N/m^2 = 1.6 kN/m^2

Si procede alla valutazione dell'azione tangenziale del vento dovuta alla presenza di pannelli con geometria esterna scabra secondo l'espressione:

$p_f = q_b \, c_e \, c_f = 490 * 2.66 * 0.04 = 52.136$ N/m^2

dove il valore di c_f si ricava dalle Istruzioni per l'applicazione delle NTC.

8.4. Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto sono state definite, in accordo con il § 3.2 delle NTC, a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito e dagli approfondimenti raggiunti con le analisi della risposta sismica locale, riportate nell'elaborato MI010P-PE-G-G-R-1208 Liquefazione e pericolosità sismica.

Nella suddetta relazione, l'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico di progetto che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato considerato opportuno determinare la risposta sismica locale sulla base di accelerogrammi, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.
A tal fine, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata (analisi alle tensioni efficaci) applicando in superficie (fondale marino) un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici (velocità di propagazione), è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico). Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale. Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensionale (1D) delle onde sismiche il moto del suolo in superficie e, da questo, gli spettri di

risposta al livello del fondale. Da questi ultimi è stato ricavato uno spettro di progetto medio rappresentativo da impiegare nelle verifiche di progetto.

Si riporta di seguito la definizione della pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su suolo di categoria A e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_d(T)$, con riferimento ai diversi stati limite definiti, al § 3.2.1 delle NTC, dalle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso in esame, per la funzione che l'opera deve espletare nella corso della sua vita utile, è significativo fare riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo e allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la verifica dei dispositivi di vincolo dinamico.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.
Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Per Stato Limite di Collasso (SLC) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azio-

ni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:
$V_R = V_N \cdot C_u$

La vita nominale dell'opera è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.
La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni in accordo con la Tab. 2.4.I delle NTC.

La classe d'uso assunta è la II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC.

TABELLA 8-1 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U (TABELLA 2.4.II DELLE NTC)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso è pertanto:
$V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente sono:

P_{VR}(SLV) = 10%
P_{VR}(SLC) = 5%

I periodi di ritorno dell'azione sismica T_R espressi in anni valgono:

$$T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 475 \text{ anni}$$

$$T_R(SLC) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 975 \text{ anni}$$

Le forme spettrali sono definite da tre parametri (ag, Fo e Tc*) ricavabili per doppia interpolazione (su T_R e sulla distanza del punto considerato dai 4 nodi più vicini del reticolo di riferimento) dei valori riportati in allegato A delle NTC.
a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

L'opera ricade all'incirca alle coordinate geografiche 8.45°E e 44.27°N. L'interpolazione, condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576, conduce alle seguenti terne di caratteristiche sismiche (a_g, F_0, T^*_c) per i diversi valori di P_{VR}, cui corrispondono i relativi periodi di ritorno T_r:

P_{VR}	**T_r**	**a_g**	**F_0**	T^*_c
10	475	0.058	2.608	0.307
5	975	0.074	2.640	0.325

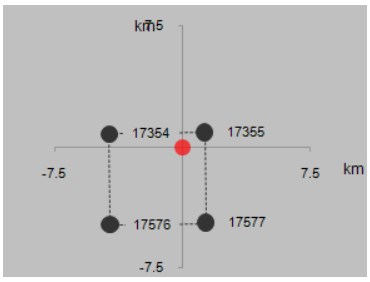


FIGURA 8.3 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto elastico per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Collasso ottenuti dalla relazione MI010P-PE-G-G-R-1208. Si rimanda alla medesima relazione per una descrizione più dettagliata dei risultati ottenuti.

TABELLA 8-2 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$

TAB. 8-1 - VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE –VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$.

Tr=475 anni		Tr=975 anni	
T,s	Sa, g	T,s	Sa, g
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

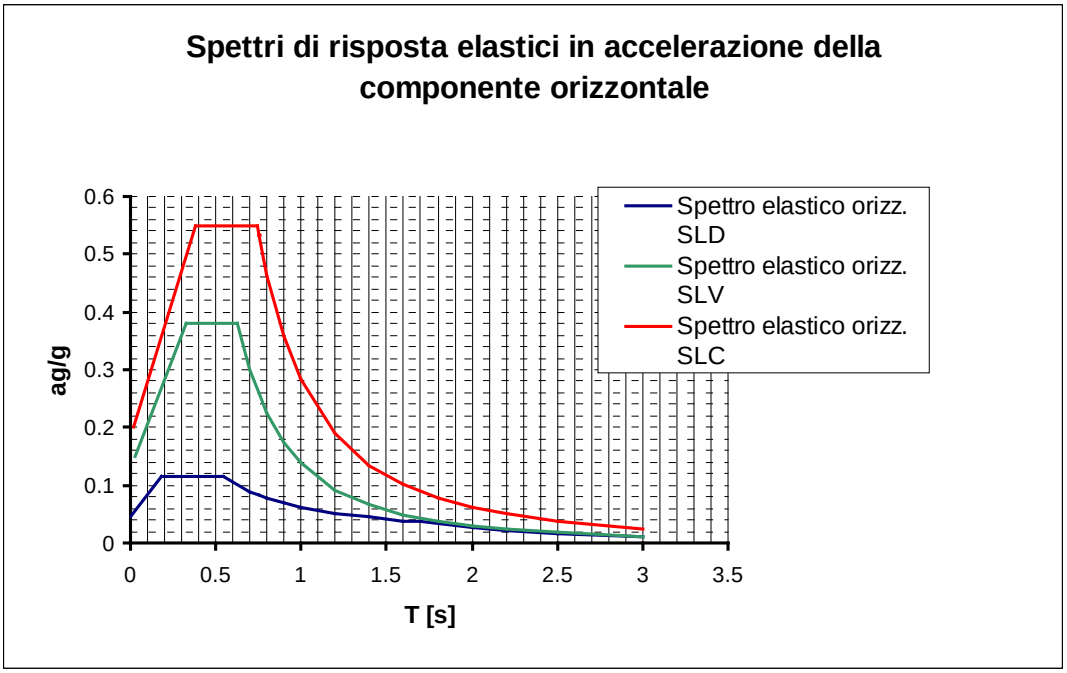


FIGURA 8.4 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

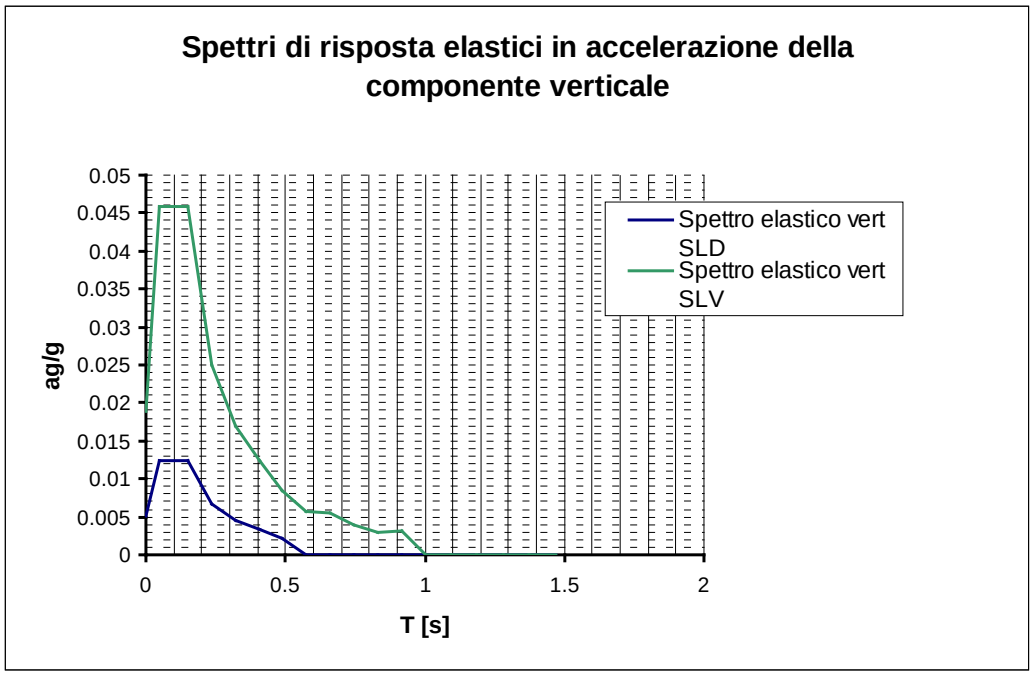


FIGURA 8.5 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Si considera la non completa regolarità della struttura secondo la definizione data dalla normativa ai fini della determinazione del fattore di struttura q.

$q = q_0 K_R$

La Normativa prescrive per il fattore riduttivo K_R il valore 1 per edifici regolari, 0.8 per edifici non regolari.

Nei nuovi calcoli sismici svolti per lo studio del modello globale del complesso dei corpi A+B+C si assume dunque

$K_R = 0.8$.

Per quanto riguarda il valore di q_0, con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 7.4.3.1 delle NTC, la struttura è ascrivibile alla tipologia "a pendolo inverso" (soprattutto per i Corpi di fabbrica "A" e "C"), infatti almeno il 50% della massa è localizzata nel terzo superiore dell'altezza della costruzione (si faccia riferimento alle tabelle delle masse sismiche riportate più avanti).

In classe di duttilità bassa (CD "B") secondo la tabella 7.4.I il valore di q_0 vale 1.5.

Pertanto viene applicato il fattore di struttura

$q = q_0 K_R = 1.5 * 0.8 = 1.2$.

Questa assunzione risulta a favore di sicurezza in quanto principalmente per il sisma in direzione trasversale (dir. X) si sarebbe potuto prevedere un fattore di struttura più elevato riferibile a tipologie strutturali del tipo a telaio, a pareti accoppiate o miste.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite di vita, di danno e di collasso.

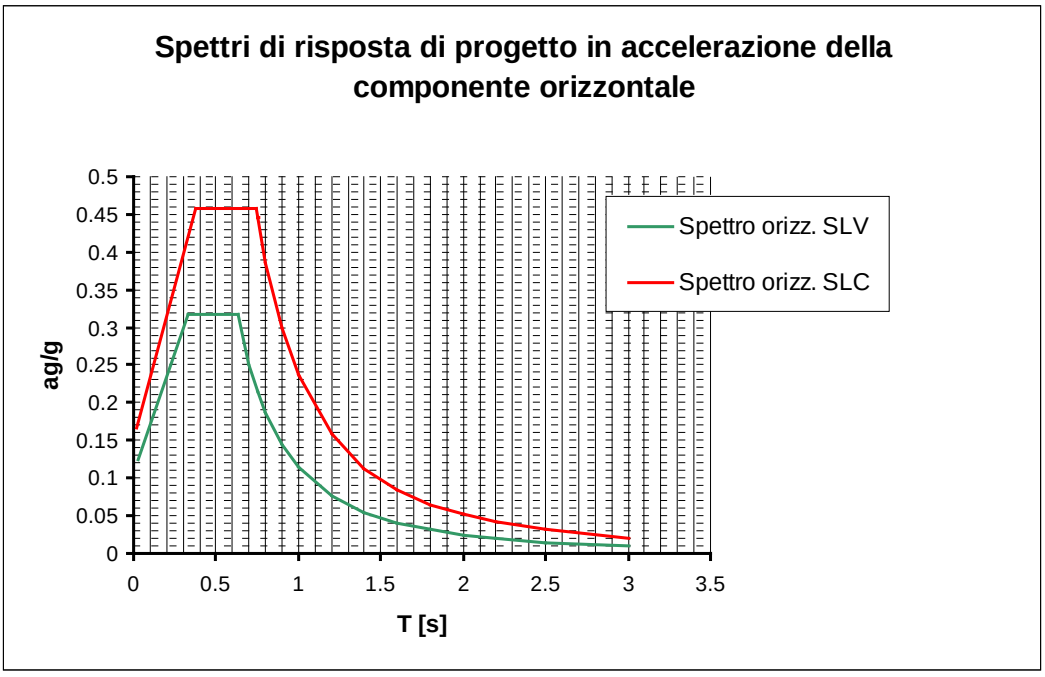


FIGURA 8.6 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

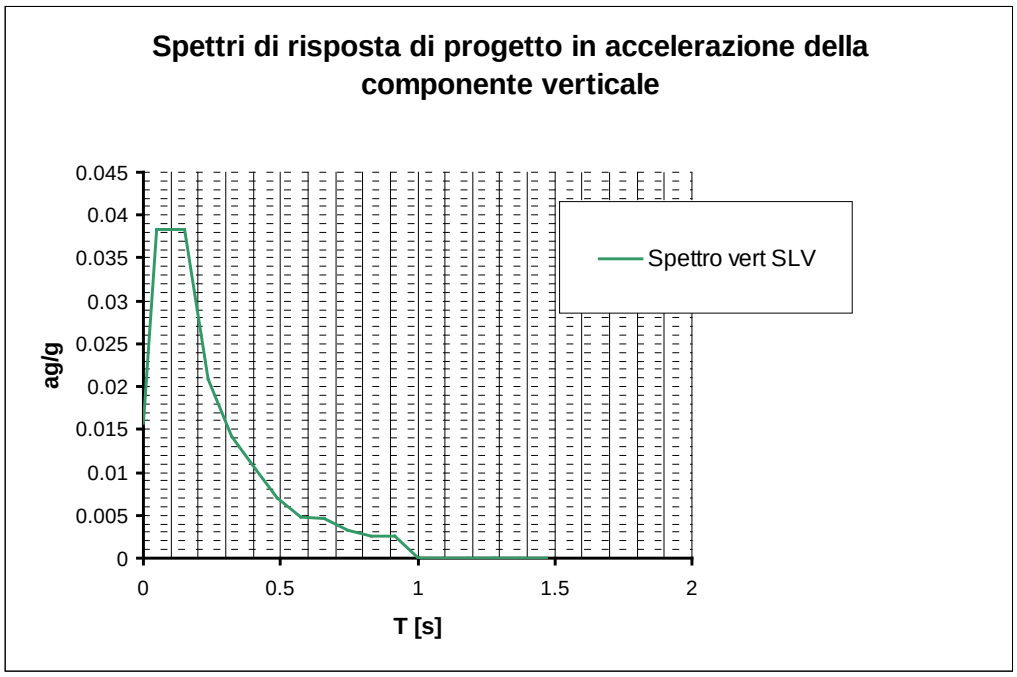


FIGURA 8.7 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

9. ANALISI SISMICA GLOBALE DEL COMPLESSO DEI CORPI A+B+C

E' stata svolta un'analisi sismica globale attraverso un'ulteriore modellazione tridimensionale agli elementi finiti del complesso dei blocchi A, B e C.
L'analisi è volta ad una più approfondita interpretazione del comportamento globale del complesso strutturale, essendo i singoli blocchi A, B, C distinti da giunti di dilatazione ma collegati da dispositivi dinamici sismici riduttori dei mutui spostamenti.

Il nuovo modello complessivo è stato inoltre utilizzato per lo studio della struttura allo stato limite di danno SLD e di collasso SLC, quest'ultimo per il dimensionamento e la verifica dei dispositivi dinamici.

9.1. Descrizione del modello

Nei giunti tra i tre corpi di fabbrica sono stati modellati i dispositivi dinamici secondo la disposizione illustrata nei disegni di progetto esecutivo, schematizzati come molle elastiche (elementi "link"). L'orientazione delle molle fedelmente a quanto proposto nel progetto è tale da permettere di assorbire gli sforzi nella direzione longitudinale x (lunghezza maggiore). Le caratteristiche elastiche di tali molle sono descritte nel paragrafo successivo.
Nella direzione trasversale y (lunghezza minore) i corpi di fabbrica sono stati vincolati con vincoli rigidi ("rigid link") per riprodurre le chiavi di taglio realizzate in prossimità dei giunti tra i vari blocchi. In questa direzione infatti le deformazioni lente, dovute principalmente alla termica sono irrisorie, e quindi non creano stati di coazione interna o effetti di martellamento tra i blocchi. In questo modo i corpi di fabbrica sono vincolati ad uno stesso comportamento in questa precisa direzione.
All'interno del giunto il contatto tra i blocchi avviene mediante un cuscinetto in neoprene armato

Il corpo B contiene i vani scale e i vani ascensore. Essi sono stati modellati mediante diaframmi (elementi bidimensionali "shell") riproducendone fedelmente la geometria.

Al corpo B sono stati applicati tutti i carichi di competenza, analogamente a quanto fatto per i corpi A e C. In particolare, oltre ai carichi permanenti e ai sovraccarichi di utilizzo per la destinazione uffici, ove pertinenti, sono stati applicati il sovraccarico "deposito" pari a 7.5 kN/m^2 al piano mezzanino tra gli allineamenti 9 e 11, e il sovraccarico di folla pari a 4 kN/m^2 per lo spazio polifunzionale posto al piano quarto. Il sovraccarico da ufficio applicato ai rimanenti piani risulta pari a 2 kN/m^2.

Nelle figure seguenti vengono mostrati il modello 3D per l'analisi globale e la schematizzazione delle molle elastiche.

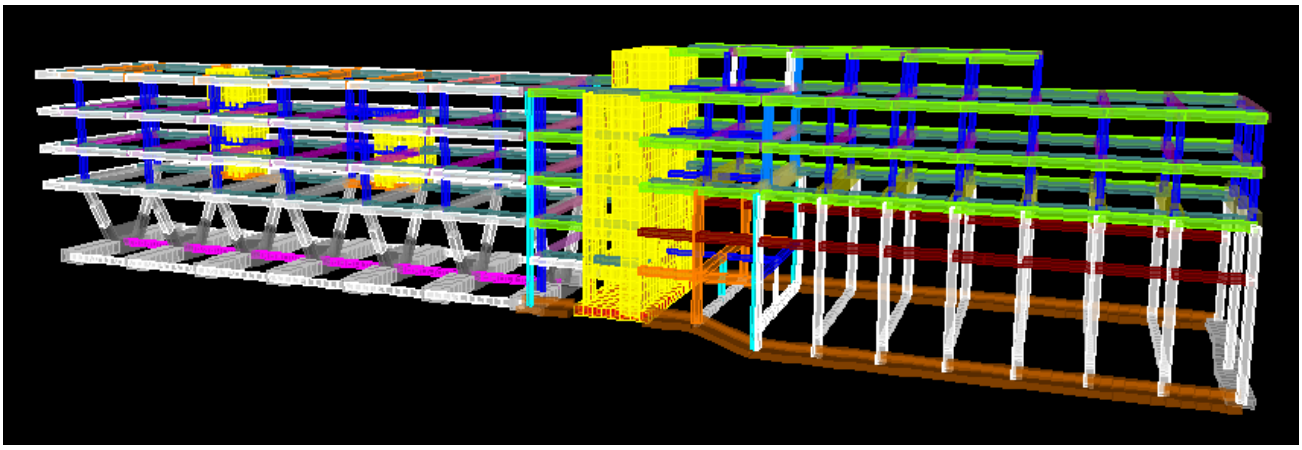


FIGURA 9.1 - IMMAGINE DELLA GEOMETRIA DEL MODELLO 3D REALIZZATO IN SAP2000.

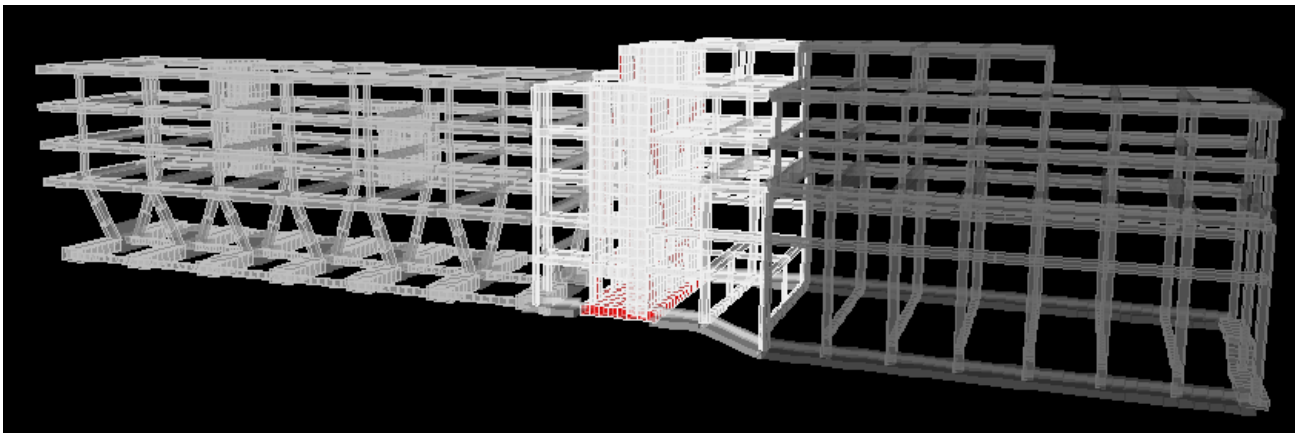


FIGURA 9.2 - MODELLO 3D DELL'EDIFICIO: DISTINZIONE DEI BLOCCHI A, B, C

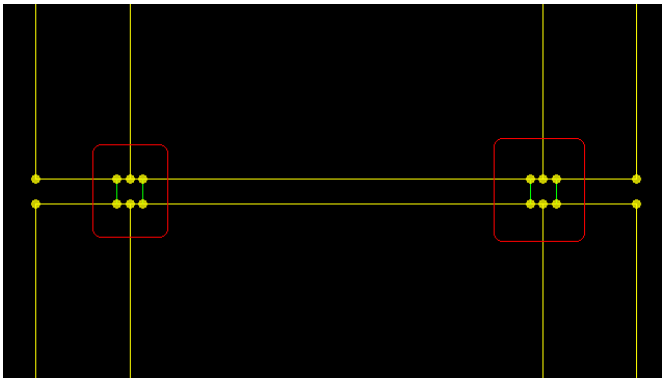


FIGURA 9.3 - SCHEMATIZZAZIONE DELLE MOLLE ELASTICHE NEI GIUNTI - PIANTA

Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi, pilastri, fondazioni, al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in automatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale CA, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico del cemento armato.
Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione "*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.
Le masse sismiche associate ai carichi verticali sono state calcolate come segue:

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

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle masse sismiche agenti ai vari piani dei corpi di fabbrica A, B e C.

TABELLA 9-1 - CORPO A - COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPECIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

CORPO A					
	area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P4 (copertura)					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	144	5.1		734.4	
pannelli				967	
sovraccarichi permanenti					
grigliati	288	0.5		144	
impianti	800	2.5		2000	
				3845.4	385
P3					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	1184	5.1		6038.4	
pannelli				1934	
sovraccarichi permanenti	1184	2.5		2960	
sovraccarichi accidentali	1184	2	0.3	710.4	
				11642.8	1164
P2					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	1184	5.1		6038.4	
pannelli				1934	
sovraccarichi permanenti	1184	2.5		2960	
sovraccarichi accidentali	1184	2	0.3	710.4	
				11642.8	1164
P1					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	1260	5.1		6426	
pannelli				967	
sovraccarichi permanenti	1260	2.5		3150	
sovraccarichi accidentali	1260	2	0.3	756	
				11299	1130

CORPO B - COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPECIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

CORPO B	area m^2		peso unitario kN/m2	coeff	peso totale kN	t
COPERTURA						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	276		5.1		734.4	
pannelli					174	
sovraccarichi permanenti						
impianti	276		0.5		138	
					1046.4	105
P4						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	426		5.1		734.4	
pannelli					929	
sovraccarichi permanenti						
impianti	110		2.5		275	
sovraccarichi accidentali	75		4	0.3	90	
					2028.4	203
P3						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	480		5.1		2448	
pannelli					929	
sovraccarichi permanenti	480		2.5		1200	
sovraccarichi accidentali	480		2	0.3	288	
					4865	487
P2						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	480		5.1		2448	
pannelli					929	
sovraccarichi permanenti	480		2.5		1200	
sovraccarichi accidentali	480		2	0.3	288	
					4865	487
P1						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	240		5.1		1224	
pannelli					464	
sovraccarichi permanenti	240		2.5		600	
sovraccarichi accidentali	240		2	0.3	144	
					2432	243
MEZZANINO						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	480		5.1		2448	
pannelli					1156	
sovraccarichi permanenti	480		2.5		1200	
sovraccarichi accidentali						
folla	240		2	0.3	144	
depositi	240		7.5	0.8	1440	
					6388	639

CORPO C - COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPECIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

CORPO C	area m^2		peso unitario kN/m2	coeff		peso totale kN	t
COPERTURA							
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	216		5.1			734.4	
pannelli						1642	
sovraccarichi permanenti							
impianti	216		0.5			108	
						2484.4	248
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	784		5.1			734.4	
pannelli						7396	
sovraccarichi permanenti							
pavimentaz	784		2.5			1960	
impianti	126		2.5			315	
sovraccarichi accidentali	168		4	0.3		201.6	
						10607	1061
P3							
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	784		5.1			3998.4	
pannelli						836	
sovraccarichi permanenti	784		2.5			1960	
sovraccarichi accidentali	784		2	0.3		470.4	
						7264.8	726
						6794.4	
P2							
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	784		5.1			3998.4	
pannelli						836	
sovraccarichi permanenti	784		2.5			1960	
sovraccarichi accidentali	784		2	0.3		470.4	
						7264.8	726
Piano carroponte							
carichi permanenti							
trave carroponte						27	3
pannelli						836	84
sovraccarichi accidentali			200	0.3		60	
						923	92

Per tenere in considerazione la variabilità spaziale del moto sismico e delle incertezze nella localizzazione delle masse, ai centri di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alle loro posizioni derivate dal calcolo, come previsto dalla Normativa.

Tale eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata essere pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle eccentricità per ogni piano e corpo di fabbrica e delle immagini esplicative a riguardo.

	Corpo A		Corpo B		Corpo C	
	$\pm e_x$ [m]	$\pm e_y$ [m]	$\pm e_x$ [m]	$\pm e_y$ [m]	$\pm e_x$ [m]	$\pm e_y$ [m]
Piano mezzanino	-	-	1.2	1	-	-
Piano primo	3.25	1	1.2	1	-	-
Piano secondo	3.25	1	1.2	1	2.1	1
Piano terzo	3.25	1	1.2	1	2.1	1
Piano quarto	1.54	1	1.2	1	2.1	1
Piano quinto	-	-	0.9	0.6	1.2	0.6

TABELLA 9-2 - TABELLA RIASSUNTIVA DELLE ECCENTRICITA' ACCIDENTALI

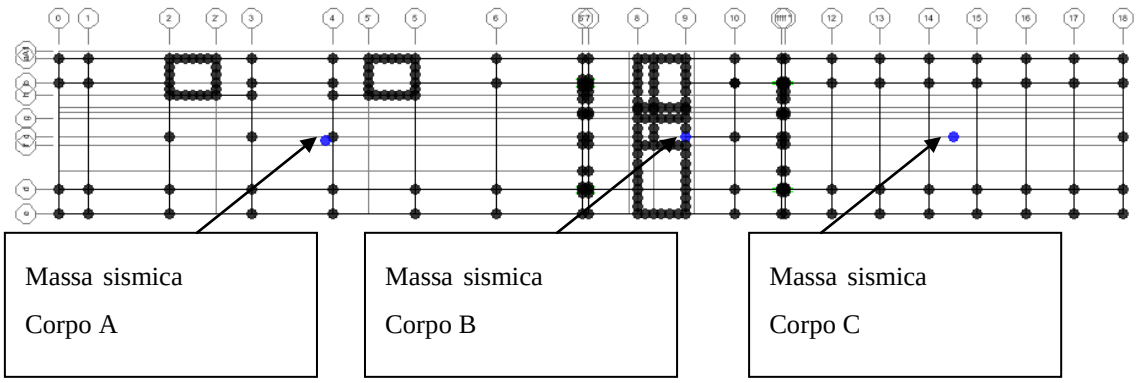


FIGURA 9.4 - DISPOSIZIONE DELLE MASSE SISMICHE NEL MODELLO

A completamento del calcolo sismico sono state implementate nel modello le principali combinazioni che tenessero in considerazione tutti i possibili effetti agenti sulla struttura, applicando la seguente espressione in ottemperanza con il punto 7.3.5 della Normativa:

$$1.0 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente valutazione degli effetti più gravosi.
Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle combinazioni sismiche, utilizzate nelle verifiche degli elementi strutturali.

Combinazioni	G1	G2	Q1	Q5	Ex	Ey	Ez
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Deposito	Sisma x	Sisma y	Sisma z
SLV_X	1	1	0.3	0.8	1	0.3	0.3
SLV_Y	1	1	0.3	0.8	0.3	1	0.3
SLV_Z	1	1	0.3	0.8	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCX+	1	1	0.3	0.8	1	0.3	0.3
SLV_Y-ECCX+	1	1	0.3	0.8	0.3	1	0.3
SLV_Z-ECCX+	1	1	0.3	0.8	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCX-	1	1	0.3	0.8	1	0.3	0.3
SLV_Y-ECCX-	1	1	0.3	0.8	0.3	1	0.3
SLV_Z-ECCX-	1	1	0.3	0.8	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCY+	1	1	0.3	0.8	1	0.3	0.3
SLV_Y-ECCY+	1	1	0.3	0.8	0.3	1	0.3
SLV_Z-ECCY+	1	1	0.3	0.8	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCY-	1	1	0.3	0.8	1	0.3	0.3
SLV_Y-ECCY-	1	1	0.3	0.8	0.3	1	0.3
SLV_Z-ECCY-	1	1	0.3	0.8	0.3	0.3	1

TABELLA 9-3 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLV

Per quanto concerne le azioni lente o di tipo statico, si ritiene valida l'analisi a corpi di fabbrica separati.

9.1.1. Caratteristiche dei dispositivi di vincolo dinamico denominati shock trasmitter

Individuazione dei punti di fermo per i vari blocchi

1. definizione del punto di fermo per il blocco A
   Si trova all'incirca nella mezzeria fra gli allineamenti n° 3 e n° 4, ovvero con distanza dal giunto su allineamento 6'/7 pari a:
   L_1 = 10,10x2,5 + 10,57 + 0,275 = 36,095 m
2. definizione del punto di fermo per il blocco B
   Si trova all'incirca nella mezzeria del blocco vano scala posto fra gli alline menti n° 8 e n° 9, ovvero con distanza dai giunti pari a:
   - da giunto su All. 6'/7 L_2 = 0,75 + 5,50 + 0,65 + 1,50 + 0,20 + 3,65/2 = 10,425 m
   - da giunto su All.11 L_3 = 3,65/2 + 0,65 + 5,10 + 1,00 + 5,00 + 0,50 = 14,075 m

3. definizione del punto di fermo per il blocco C
   Si trova all'incirca nella mezzeria fra gli allineamenti n° 14 e n° 15, ovvero con distanza dai giunti pari a:
   - da giunto su All.11 L_4 = 6,00x3,5 = 21,000 m
4. definizione del punto di fermo per la direzione trasversale
   Si trova all'incirca nella mezzeria fra gli allineamenti A ed E, ovvero con d stanza dai giunti pari a:
   - L_5 = 20,00x0,5 = 10,00 m

Azioni della temperatura

Il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 prevede che per le strutture in c.a. e c.a.p. esposte sia considerata una variazione termica di ±15 °C.

Il valore del coefficiente di dilatazione termica a temperatura ambiente è il seguente:

$\alpha_T = 10x10^{-6}/°C$

Entità della escursione termica in corrispondenza dei giunti di dilatazione in direzione longitudinale

- max dilatazione su All. 6'/7 $\Delta L = 10x10^{-6}$ x 30 x (36095 + 10425) = 14,0 mm
- max dilatazione su All.11 $\Delta L = 10x10^{-6}$ x 30 x (14075 + 21000) = 10,5 mm

Il dimensionamento del giunto risulta pari a 20 mm.

Entità della escursione termica in corrispondenza delle chiavi di taglio in direzione trasversale

- dilatazione massima sui $\Delta L = 10x10^{-6}$ x 30 x 10 = 3,0 mm

Il neoprene deve consentire tale deformazione.

Schematizzazione di calcolo dei dispositivi

I dispositivi in realtà sono predisposti per una corsa possibile con valore maggiore di quello che deriva dalle sole considerazioni termiche, in modo da consentire che avvenga liberamente anche il ritiro residuo delle strutture; a tale fine comunque essi possono essere preregolati in modo da sfruttare al meglio la loro potenzialità.

In ogni caso ai fini dell'esame strutturale, va definito il valore della rigidezza della molla fittizia da utilizzare per la schematizzazione comportamentale di tali dispositivi; a tale scopo si fa riferimento al valore della semicorsa possibile, che coinvolge quindi la possibile deformazione consentita dal fluido viscoso contenuto nel dispositivo.
Complessivamente è prevista la messa in opera di 32 dispositivi, posti ai vari piani in corrispondenza dei due giunti di dilatazione intermedi dell'edificio. Varie sono le masse coinvolte e diversificato quindi l'impegno a cui sono chiamati.
Si espongono qui nel seguito i dati relativi al dispositivo tipo, per il quale è previsto che la forza massima da esplicare sia mediamente contenuta entro il valore dell'ordine di 1500 kN.
Il valore della rigidezza da assegnare alle molle previste nella schematizzazione di calcolo dipende dal valore della escursione consentita, che nel caso di azioni sismiche viene assunta pari al 5% della semicorsa del dispositivo.
Per l'impiego tipico medio di base di tali dispositivi si è assunto un valore della corsa totale pari a 100 mm, per cui ai fini dei calcoli si hanno i seguenti valori di rigidezza della molla tipo media equivalente:

- Forza massima F = 150 t ≈ 1500 kN;
- Valore della semicorsa ξ= 50 mm;
- Rigidezza della molla per azioni dinamiche K = F/(0,05x ξ) = 600 kN/mm

Con tali valori si è esaminato il comportamento della struttura a fronte delle azioni agenti, ottenendo in alcuni dispositivi uno sforzo assiale con valori minori di quello prefissato di riferimento ed in altri invece con valori maggiori.
Il calcolo deve infatti essere svolto con procedimento iterativo, modificando di volta in volta, ove necessario, il valore della corsa e quindi ridefinendo per passi successivi il valore della rigidezza da dare alle molle.

I dispositivi scelti risultano qiuindi appropriati a fronte delle azioni sismiche, in presenza delle quali gli spostamenti sono esigui, ridotti soltanto a qualche millimetro.

Di seguito si riportano le disposizioni ed i particolari dei dispositivi di vincolo dinamico e delle chiavi di taglio.

Le verifiche dei dispositivi di vincolo dinamico si rimandano al paragrafo 9.5.

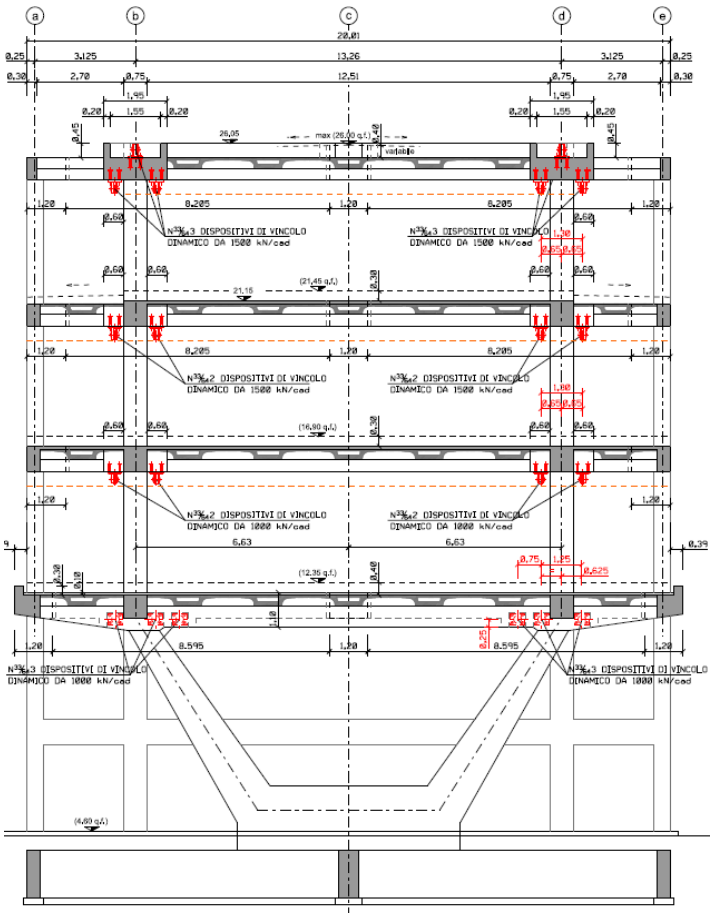


FIGURA 9.5 - DISPOSIZIONE DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO DINAMICO SU ALLINEAMENTO 6'-7

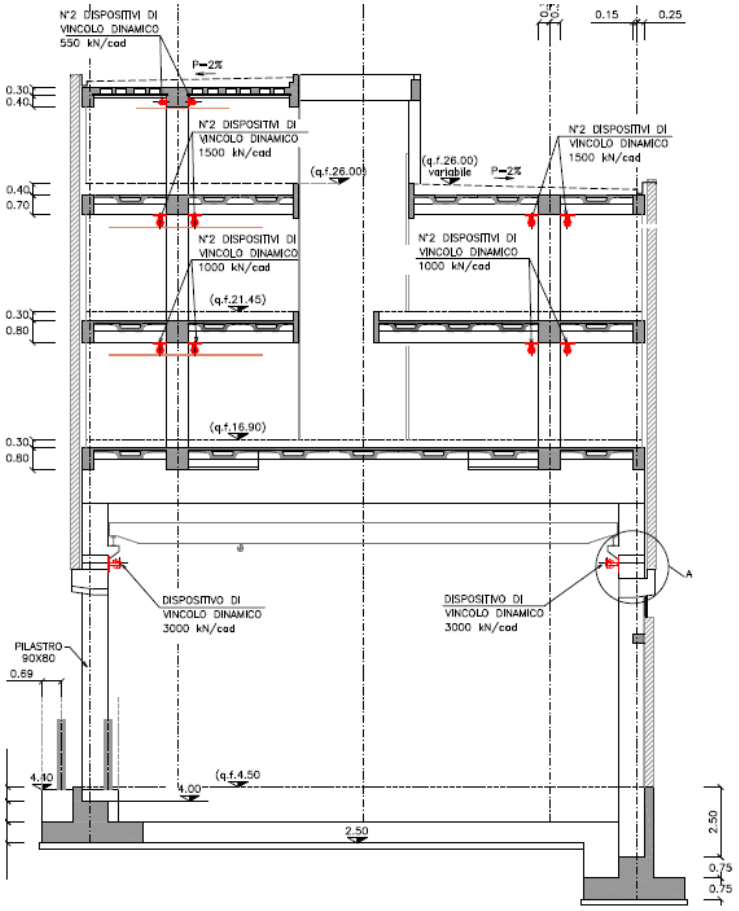


FIGURA 9.6 - DISPOSIZIONE DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO DINAMICO SU ALLINEAMENTO 11

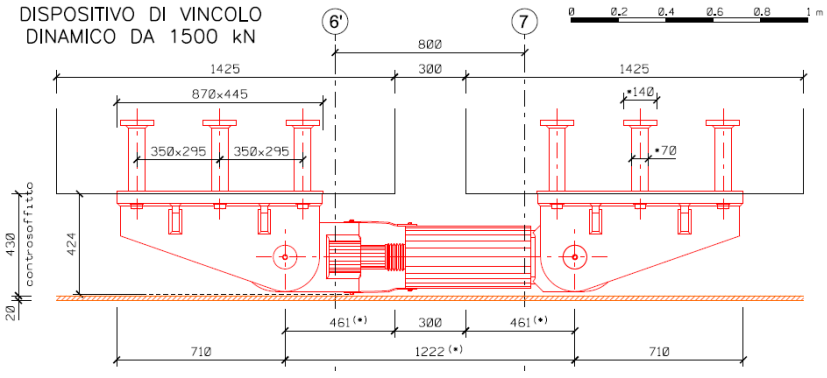


FIGURA 9.7 - PARTICOLARE DEL DISPOSITIVO DI VINCOLO DINAMICO

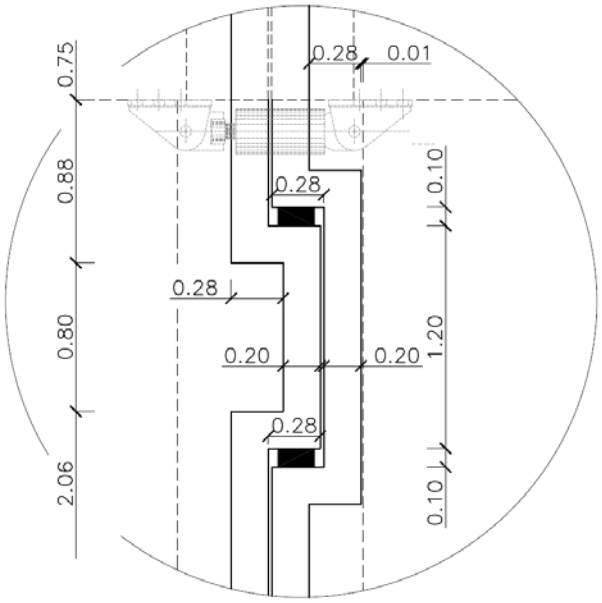


FIGURA 9.8 - PARTICOLARE DELLA CHIAVE DI TAGLIO

9.2. Risultati analisi sismica modale

L'analisi sismica del modello prevede la determinazione dei modi di vibrare della costruzione, attraverso i quali si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dagli spettri di risposta.
Di seguito si riportano i tre principali modi divibrare della struttura.

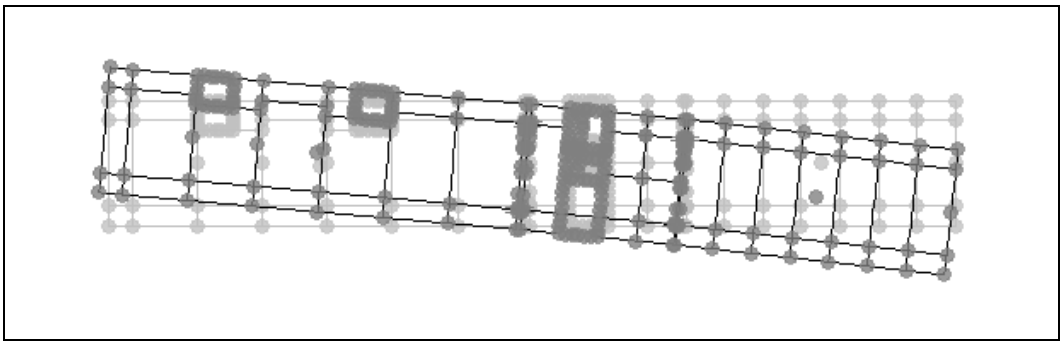


FIGURA 9.9 - MODELLO GLOBALE – PRIMO MODO DI VIBRARE

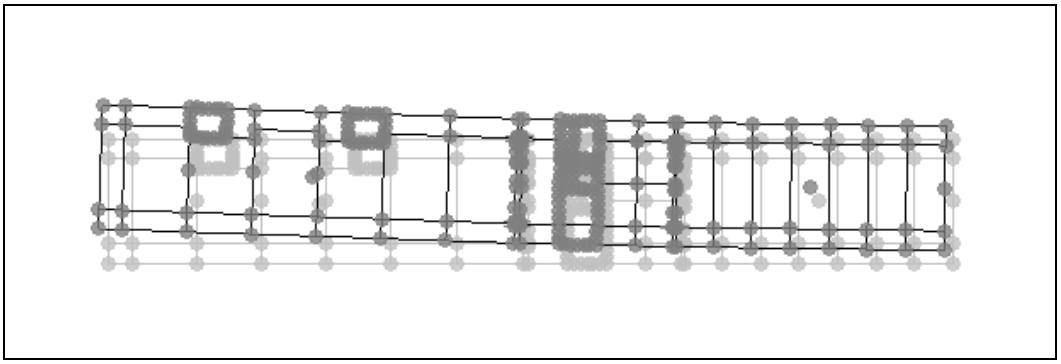


FIGURA 9.10 - MODELLO GLOBALE – SECONDO MODO DI VIBRARE

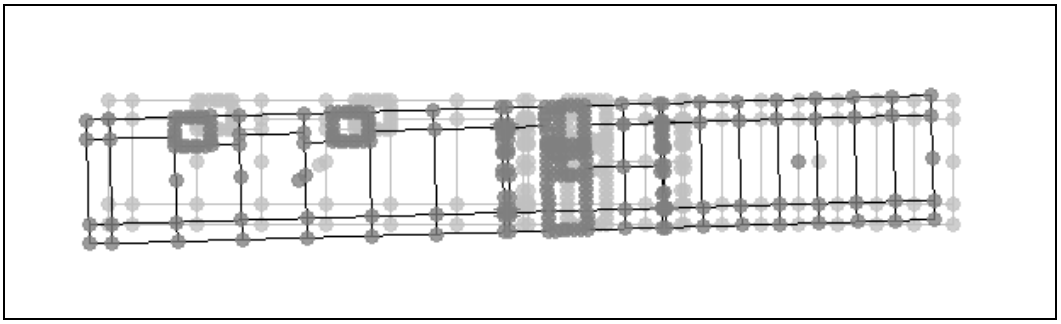


FIGURA 9.11 - MODELLO GLOBALE – TERZO MODO DI VIBRARE

In tabella si riportano i periodi propri di vibrazione e la direzione in cui è coinvolta la parte principale della massa.

	Periodo	T [s]	Direzione
Modello generale	T1	1.36	XY
	T2	1.23	Y
	T3	1.17	X
Modello generale ECC X+	T1	1.37	XY
	T2	1.21	Y
	T3	1.17	X
Modello generale ECC X-	T1	1.36	XY
	T2	1.24	Y
	T3	1.18	X
Modello generale ECC Y+	T1	1.36	XY
	T2	1.23	Y
	T3	1.18	X
Modello generale ECC Y-	T1	1.37	XY
	T2	1.23	Y
	T3	1.17	X

TABELLA 9-4 - VALORI DEI PERIODI PROPRI DI VIBRAZIONE DELLA STRUTTURA PER LE DIVERSE ECCENTRICITA'

Nei modelli 3D di calcolo vengono quindi applicati gli spettri di risposta di progetto descritti nel paragrafo 8.4, dai quali si ricavano i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni.
Le sollecitazioni massime di calcolo ottenute nelle combinazioni sismiche delle azioni e le verifiche per gli elementi strutturali principali si riportano nei capitoli riferiti ai diversi corpi di fabbrica.
L'analisi e la verifica degli spostamenti viene presentata nel paragrafo 9.4.

9.3. Stati limite di vita: principio di gerarchia delle resistenze negli elementi sismoresistenti

Gli elementi verticali (pilastri) dei telai principali sismo resistenti sono soggetti al rispetto del principio di gerarchia delle resistenze già descritto nel paragrafo 5.2.

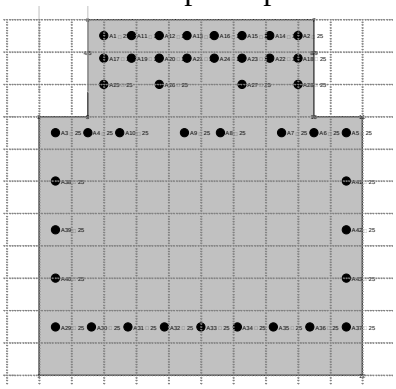
Di seguito si riportano le verifiche di gerarchia delle resistenze riferite ai pilastri nei diversi corpi di fabbrica.

9.3.1. Corpo di fabbrica A

9.3.1.1 Nodo piano primo

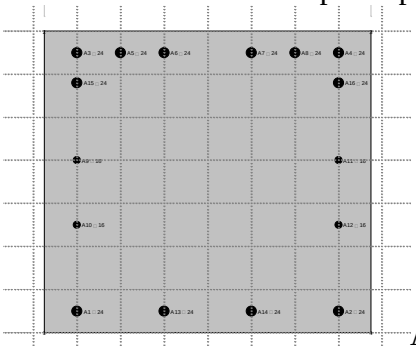
La verifica di gerarchia delle resistenze è stata condotta al nodo superiore in corrispondenza della trave del piano primo.
Le sezioni in gioco sono le seguenti:

Sezione trave piano primo all'appoggio - allineamenti 1-6



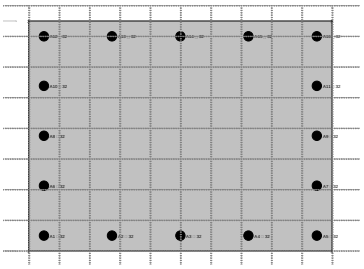
$A_i = 9\phi25$ $A_s = 20\phi24$

Sezione trave 75x70 cm piano primo all'appoggio – allineamenti B-D



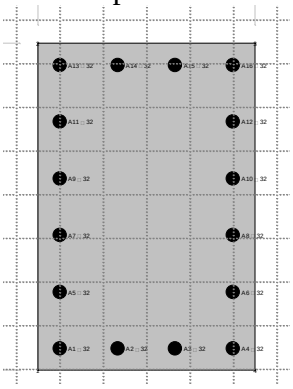
$A_i = 4\phi24$ $A_s = 8\phi24$

Sezione pilastro inclinato in sommità 100x75 cm



A = 16ϕ32

Sezione pilastro 50x75 cm alla base



A = 16ϕ32

Direzione trasversale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:

$M_{b,d,Rd}$ = 3190 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,i,Rd}$ = 2500 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 1700 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 2500 + 1700 = 4200kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 3190 = 3510kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione longitudinale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:

$M_{b,d,Rd}$ = -900 kNm

$M_{b,s,Rd}$ = +455 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,i,Rd}$ = 3200 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 1100 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 3200 + 1100 = 4300kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot (900 + 455) = 1490kNm$$

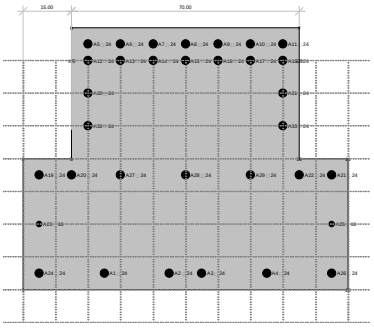
La verifica risulta soddisfatta.

9.3.1.2 Nodo piani superiori

La verifica di gerarchia delle resistenze è stata condotta al nodo tra pilastro e trave dei piani superiori.

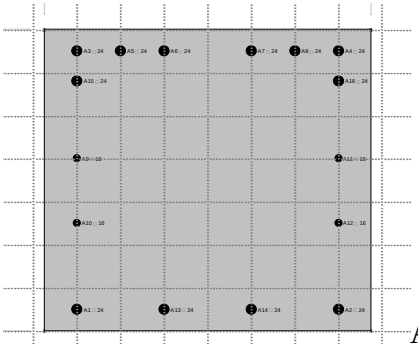
Le sezioni in gioco sono le seguenti:

Sezione trave piano secondo all'appoggio – allineamenti 1-6



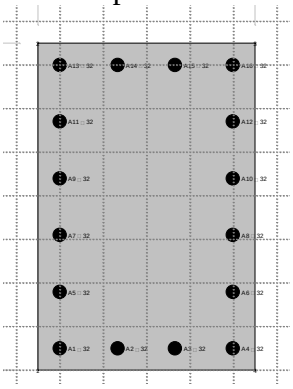
$A_i = 6\phi24$ $A_s = 14\phi24$

Sezione trave 75x70 cm piano primo all'appoggio – allineamenti B-D



$A_i = 4\phi24$ $A_s = 8\phi24$

Sezione pilastro 50x75 cm alla base ed in sommità



$A = 16\phi32$

<u>Direzione trasversale</u>

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:

$M_{b,d,Rd}$ = 2290 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,i,Rd}$ = 1700 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 1700 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 1700 + 1700 = 3400kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 2290 = 2520kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione longitudinale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -900 kNm
$M_{b,s,Rd}$ = +455 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 1100 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,s,Rd}$ = 1100 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 1100 + 1100 = 2200kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot (900 + 455) = 1490kNm$$

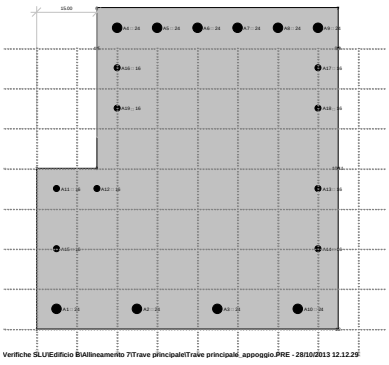
La verifica risulta soddisfatta.

9.3.2. Corpo di fabbrica B

9.3.2.1 Nodo centrale a tutti i piani – allineamento 7

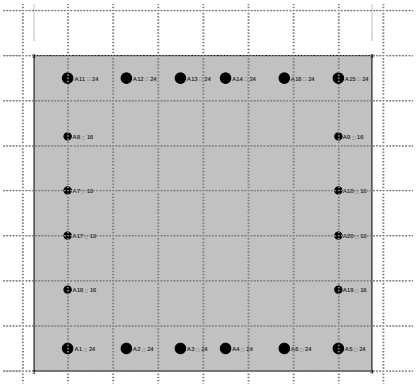
La verifica di gerarchia delle resistenze è stata condotta al nodo superiore in corrispondenza della trave del piano primo.
Le sezioni in gioco sono le seguenti:

Sezione trave all'appoggio – allineamento 7



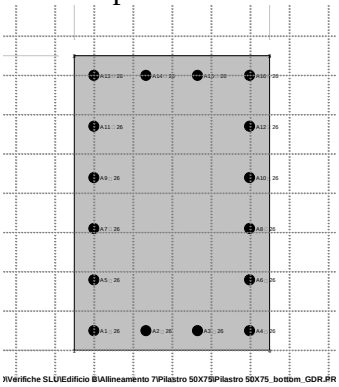
$A_i = 4\phi24$ $A_s = 6\phi24$

Sezione trave all'appoggio – allineamenti B-D



$A_i = 6\phi24$ $A_s = 6\phi24$

Sezione pilastro 50x75 cm alla base ed in sommità



$A = 16\phi26$

Direzione trasversale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -970 kNm
$M_{b,s,Rd}$ = +695 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 1250 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,s,Rd}$ = 1250 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 1250 + 1250 = 2500kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot (970 + 695) = 1831kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione longitudinale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -810 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 900 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,s,Rd}$ = 900 kNm

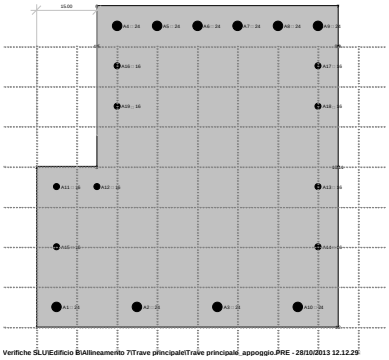
$$\sum M_{C,Rd} = 900 + 900 = 1800kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 810 = 1782kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.2.2 Nodo laterale a tutti i piani – allineamento 7

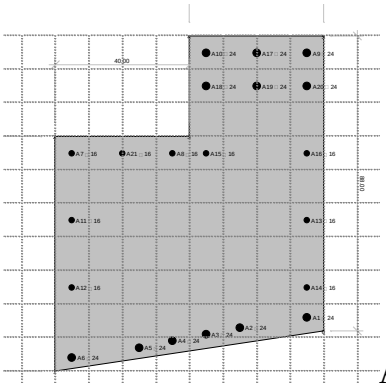
La verifica di gerarchia delle resistenze è stata condotta al nodo superiore in corrispondenza della trave del piano primo.
Le sezioni in gioco sono le seguenti:

Sezione trave all'appoggio – allineamento 7



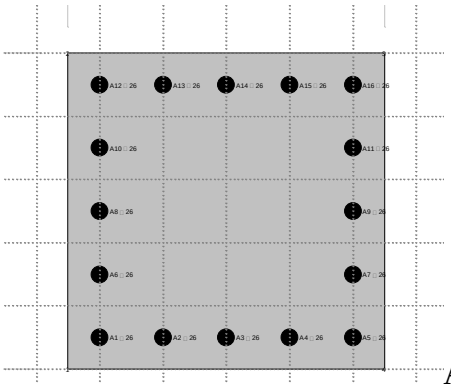
$A_i = 4\phi24$ $A_s = 6\phi24$

Sezione trave all'appoggio – allineamenti A-E



$A_i = 6\phi24$ $A_s = 6\phi24$

Sezione pilastro 50x50 cm alla base ed in sommità



A = 16ϕ26

Direzione trasversale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -970 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 700 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,s,Rd}$ = 700 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 700 + 700 = 1400kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 970 = 1067kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione longitudinale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -1000 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 700 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 700 kNm

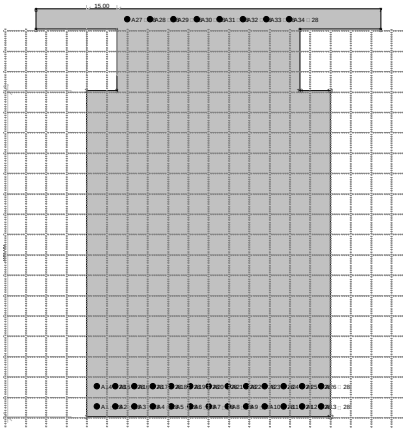
$$\sum M_{C,Rd} = 700 + 700 = 1400kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 1000 = 1100kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.2.3 Nodo piano secondo – allineamento 10

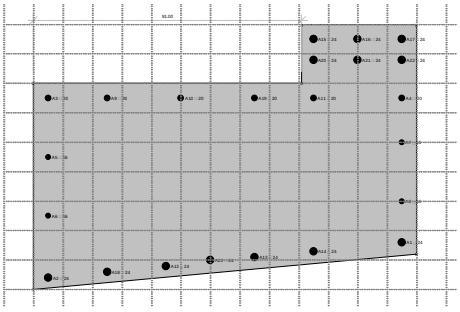
La verifica di gerarchia delle resistenze è stata condotta al nodo superiore in corrispondenza della trave del piano secondo.
Le sezioni in gioco sono le seguenti:

Sezione trave piano secondo all'appoggio – allineamento 10



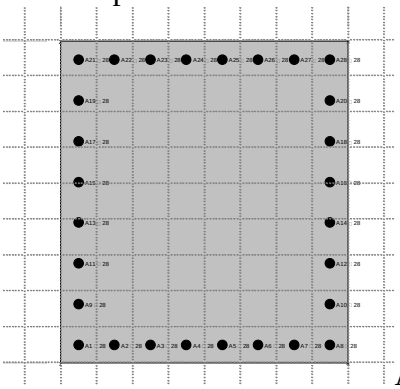
A_i = 26ϕ28 A_s = 8ϕ28

Sezione trave piano primo all'appoggio – allineamenti A-E



A_i = 7ϕ24 A_s = 6ϕ24

Sezione pilastro 80x90 cm alla base ed in sommità



A = 28ϕ28

Direzione trasversale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -3000 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 3340 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 3340kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 3000 = 3300kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione longitudinale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:
$M_{b,d,Rd}$ = -1150 kNm
$M_{b,d,Rd}$ = +940 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:
$M_{c,i,Rd}$ = 2800 kNm
Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 2800 kNm

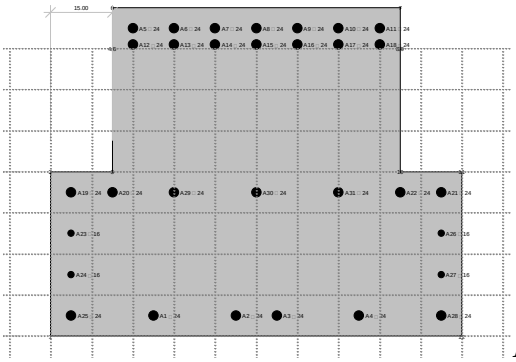
$$\sum M_{C,Rd} = 2800 + 2800 = 5600kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot (1150 + 940) = 2300kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.2.4 Nodo piani superiori – allineamento 10

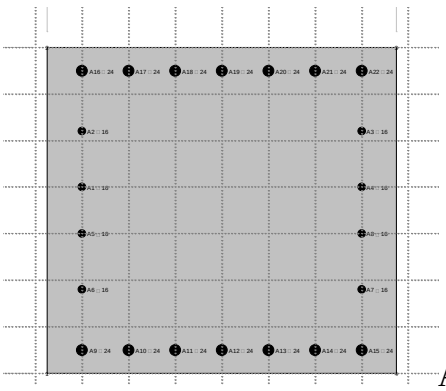
La verifica di gerarchia delle resistenze è stata condotta al nodo superiore in corrispondenza della trave del piano terzo.
Le sezioni in gioco sono le seguenti:

Sezione trave piano terzo all'appoggio – allineamento 10



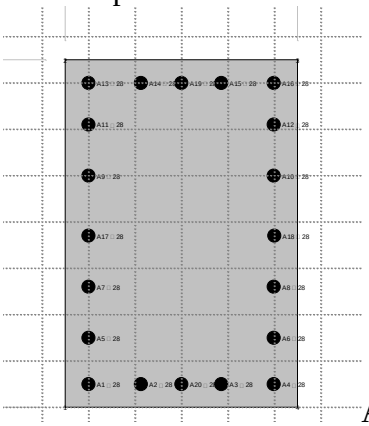
$A_i = 6\phi24$ $A_s = 14\phi24$

Sezione trave piano terzo all'appoggio – allineamenti A-E



$A_i = 6\phi24$ $A_s = 6\phi24$

Sezione pilastro 50x75 cm alla base ed in sommità



A = 20ϕ28

Direzione trasversale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:

$M_{b,d,Rd}$ = -1956 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,i,Rd}$ = 1675 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 1675 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 1675 + 1675 = 3350 kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot 1956 = 2150 kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Direzione longitudinale

Il massimo momento di resistenza della trave all'appoggio risulta:

$M_{b,d,Rd}$ = -920 kNm

$M_{b,s,Rd}$ = +920 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro inferiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,i,Rd}$ = 1100 kNm

Il massimo momento resistente del pilastro superiore, calcolato per la sollecitazione assiale in condizione sismica, risulta:

$M_{c,s,Rd}$ = 1100 kNm

$$\sum M_{C,Rd} = 1100 + 1100 = 2200kNm \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} = 1.1 \cdot (920 + 920) = 2024kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.3. Corpo di fabbrica C

9.3.3.1 Nodo piano secondo – allineamento 12-17

Per la verifica di gerarchia delle resistenze si faccia riferimento al paragrafo 9.3.2.3.

9.3.3.2 Nodo piani superiori – allineamento 10

Per la verifica di gerarchia delle resistenze si faccia riferimento al paragrafo 9.3.2.4.

9.4. Stati limite di danno: verifica degli spostamenti

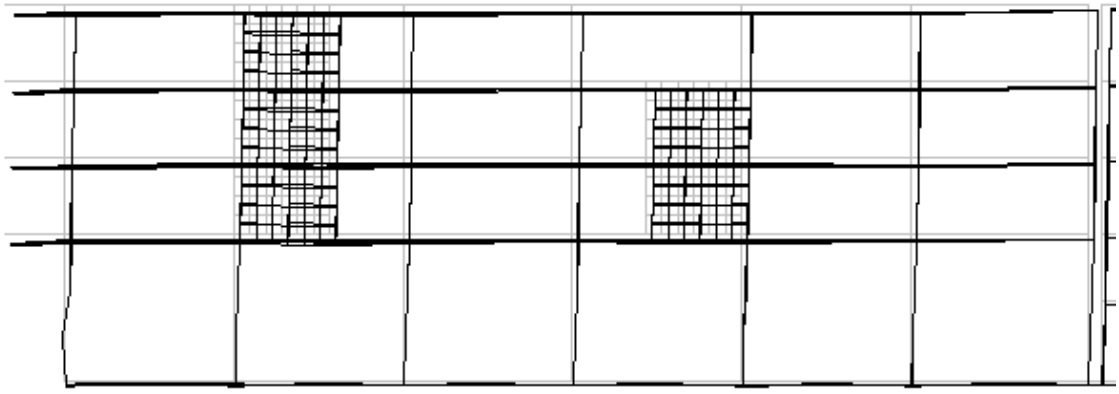
Secondo la definizione della normativa in vigore, nello stato limite di danno (SLD), caratterizzato da una probabilità di superamento nel periodo di riferimento del 63%, a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, inclusi gli elementi strutturali e non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nel seguito sono esposti gli spostamenti risultati dall'analisi, per ogni corpo di fabbrica. Le deformazioni e gli spostamenti ottenuti nello stato limite di danno dovranno essere tali da non compromettere l'integrità dei pannelli di facciata e degli impianti.

PROSPETTO LONGITUDINALE CORPO A (SISMA IN DIR X - SLDX)				
Interpiano dh m	Piano	Spostamento assoluto x m	Spostamento differenziale tra i piani (dx) cm	Rapporto dx/dh °/oo
	P4	0.0242		
4.55			0.32	0.7<5
	P3	0.0210		
4.45			0.36	0.8<5
	P2	0.0174		
4.65			0.34	0.7<5
	P1	0.0140		
7.95			1.40	1.7<5
	P0	0.000		

PROSPETTO LONGITUDINALE CORPO A (SISMA IN DIR X)

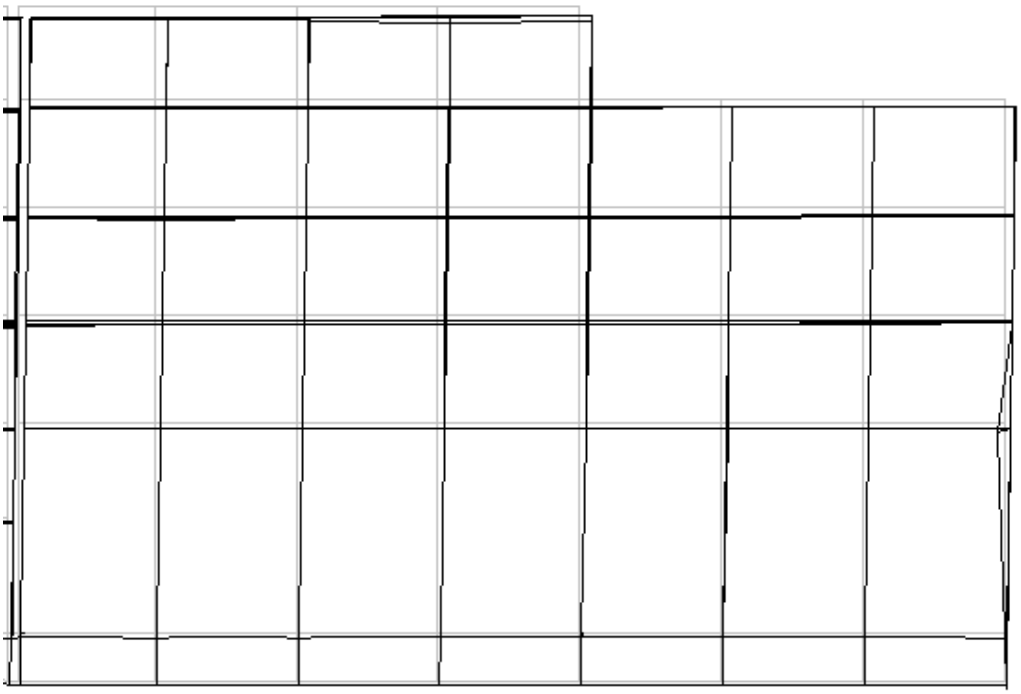




		PROSPETTO LONGITUDINALE CORPO C (SISMA IN DIR X - SLDX)		
Interpiano dh m	Piano	Spostamento assoluto x m	Spostamento differenziale tra i piani (dx) cm	Rapporto dx/dh °/oo
	P5	0.0283		
3.80			0.35	0.9<5
	P4	0.0248		
4.45			0.36	0.8<5
	P3	0.0212		
4.55			0.40	0.9<5
	P2	0.0172		
4.35			0.30	0.7<5
	P1	0.0142		
9.00			**1.42**	1.5<5
	P0	0.000		

PROSPETTO LONGITUDINALE CORPO C (SISMA IN DIR X)

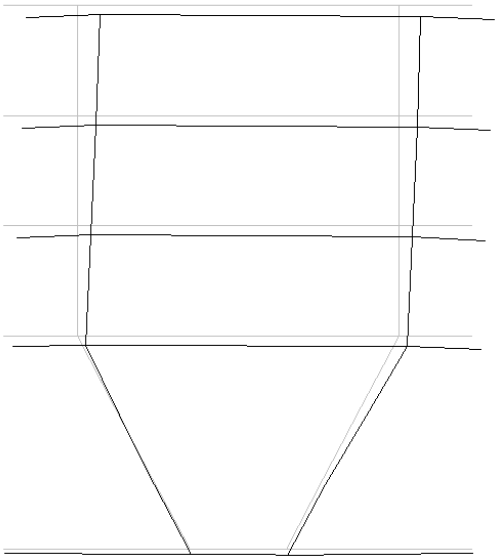




\		PROSPETTO TRASVERSALE CORPO A (SISMA IN DIR Y - SLDY)		
Interpiano dh m	Piano	Spostamento assoluto x m	Spostamento differenziale tra i piani (dx) cm	Rapporto dx/dh °/oo
	P4	0.0418		
4.55			0.75	1.6<5
	P3	0.0343		
4.45			1.25	2.8<5
	P2	0.0218		
4.65			**0.61**	1.3<5
	P1	0.0157		
7.95			**1.57**	2.0<5
	P0	0.000		

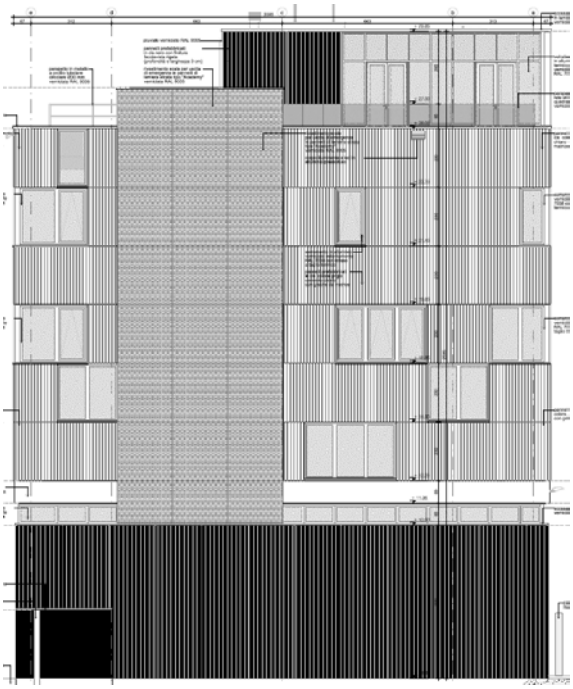
PROSPETTO TRASVERSALE CORPO A (SISMA IN DIR Y)

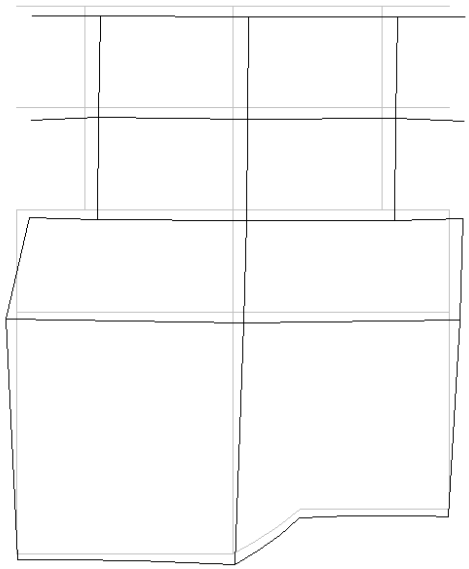




		PROSPETTO TRASVERSALE CORPO C (SISMA IN DIR Y - SLDY)		
Interpiano dh m	Piano	Spostamento assoluto x m	Spostamento differenziale tra i piani (dx) cm	Rapporto dx/dh °/oo
	P5			
3.80				
	P4	0.0234		
4.45			0.20	0.4<5
	P3	0.0214		
4.55			0.17	0.4<5
	P2	0.0197		
4.35			**0.27**	0.6<5
	P1	0.0170		
9.0			**1.70**	1.9<5
	P0	0.000		

PROSPETTO TRASVERSALE CORPO C (SISMA IN DIR Y)





L'ordine di grandezza degli spostamenti differenziali di interpiano risulta compatibile con i requisiti relativi allo stato limite di danno (d_r <0.005h).
Tale entità di spostamento infatti viene assorbita dai pannelli di facciata, e dalle partizioni interne, così come dai sistemi impiantistici la cui funzionalità non viene significativamente compromessa.
La verifica allo stato limite di danno si ritiene dunque soddisfatta.

9.5. Stati limite di collasso: verifica dispositivi di vincolo dinamico

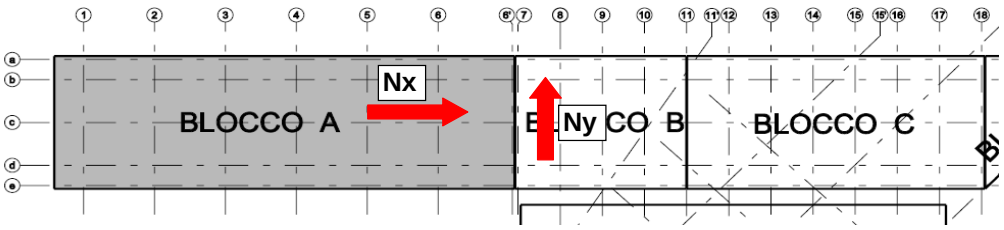
La valutazione delle sollecitazioni per il dimensionamento dei dispositivi di vincolo dinamico è stato condotto utilizzando lo spettro di risposta di progetto per lo stato limite di collasso SLC, rappresentato nel paragrafo 8.4, in ottemperanza con il p.to 7.2.1 della Normativa vigente.

Nelle tabelle seguenti si riportano i massimi valori di sforzo e taglio nel piano ad ogni livello per entrambi i giunti sugli allineamenti 6'-7 ed 11.

Allineamento 6'-7		
	Nx [kN]	Ny [kN]
piano 1 (q.ta 11.95)	5959	3672
piano 2 (q.ta 16.60)	3046	1529
piano 3 (q.ta 21.05)	5510	2285
piano 4 (q.ta 25.60)	8876	2903

Allineamento 11		
	Nx [kN]	Ny [kN]
piano 2 (q.ta 12.25+16.60)	4484	1438
piano 3 (q.ta 21.05)	3851	1225
piano 4 (q.ta 25.60)	4165	2363
piano 5 (q.ta 29.45)	1029	546

Di seguito si presenta lo schema di direzione delle forze descritte nelle tabelle:



9.5.1. Verifica dei cuscinetti in neoprene

I cuscinetti in neoprene hanno dei valori di resistenza a compressione allo stato limite ultimo dell'ordine dei 150 kg/cm^2 (circa 15 MPa).
L'impronta del neoprene è di 68 x 20 cm.

La massima pressione agente risulta pari a:
σ_n = 13.5 MPa < 15 MPa per l'allineamento 6'-7
e
σ_n = 17.3 MPa > 15 MPa per l'allineamento 11

Tali dispositivi tuttavia possono subire dei danneggiamenti dal momento che possono essere sostituiti.

9.5.2. Verifica dei dispositivi di vincolo dinamico

I dispositivi di vincolo dinamico utilizzati sono di quattro tipologie, ottimizzati in funzione delle forze agenti ai vari piani e degli spazi consentiti, e sono ripartiti nel seguente modo:
- n°6 dispositivi da 1000 kN al piano primo nell'allineamento 6'-7;
- n°4 dispositivi da 1000 kN al piano secondo nell'allineamento 6'-7;
- n°4 dispositivi da 1500 kN al piano terzo nell'allineamento 6'-7;
- n°6 dispositivi da 1500 kN al piano quarto nell'allineamento 6'-7;

- n°2 dispositivi da 3000 kN al piano secondo nell'allineamento 11;
- n°4 dispositivi da 1000 kN al piano terzo nell'allineamento 11;

- n°4 dispositivi da 1500 kN al piano quarto nell'allineamento 11;
- n°2 dispositivi da 550 kN al piano quinto nell'allineamento 11;

La massima forza agente nel dispositivo da 3000 kN risulta:
F_{Sd} = 2242 kN < F_{Rd} = 3000 kN

La massima forza agente nel dispositivo da 1500 kN risulta:
F_{Sd} = 1479 kN < F_{Rd} = 1500 kN

La massima forza agente nel dispositivo da 1000 kN risulta:
F_{Sd} = 993 kN < F_{Rd} = 1000 kN
La massima forza agente nel dispositivo da 550 kN risulta:
F_{Sd} = 514 kN < F_{Rd} = 550 kN

Le verifiche risultano soddisfatte.

10. EDIFICIO - CORPO "A"

La struttura del primo corpo, di lunghezza circa 60 m, si estende dal fronte orientale dell'edificio fino al giunto di dilatazione posto a separazione dal corpo "B". La struttura portante è costituita da 7 telai piani orditi in senso trasversale posti ad interasse di 10.10 m (fa eccezione l'ultimo campo, la cui lunghezza è 11.37 m); il piano terra dell'edificio, a doppia altezza, aperto, è interessato dalle corsie dei "gates" per l'accesso dei mezzi di trasporto container alla piattaforma.
Il telaio piano principale è formato da una coppia di sostegni e dalle travi trasversali ai diversi piani, che si prolungano oltre i sostegni a formare sbalzi di lunghezza 3.40 m da ambo i lati. La geometria della sezione di dette travi si differenzia a seconda che si tratti della trave del primo piano o dei piani superiori, a causa del diverso stato tensionale indotto dall'inclinazione dei sostegni del piano terra a parità di carichi e sovraccarichi verticali ai vari piani.
Gli orizzontamenti sono solitamente costituiti da tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza di 30 cm, più 10 cm di cappa armata di completamento e larghezza tipica 2.50 m.
Gli orizzontamenti dei piani primo e quarto invece sono costituiti da tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza di 30 cm, privi però di cappa armata di completamento.

La sezione è composta da un corpo centrale a U e da due ali laterali.
La larghezza del tegolo può essere modificata all'occorrenza intervenendo sulla larghezza delle ali laterali.

10.1. Descrizione del modello

In questo paragrafo si riporta un breve riassunto dell'impostazione del modello della struttura del corpo A, creato con il programma di calcolo Sap 2000.

Tutti i componenti strutturali come travi, pilastri, cordoli e travi rovesce di fondazione sono costituiti da elementi lineari di tipo prismatico "*frames*", collegati fra di loro nei nodi (*joints*) con vincolo interno di continuità.

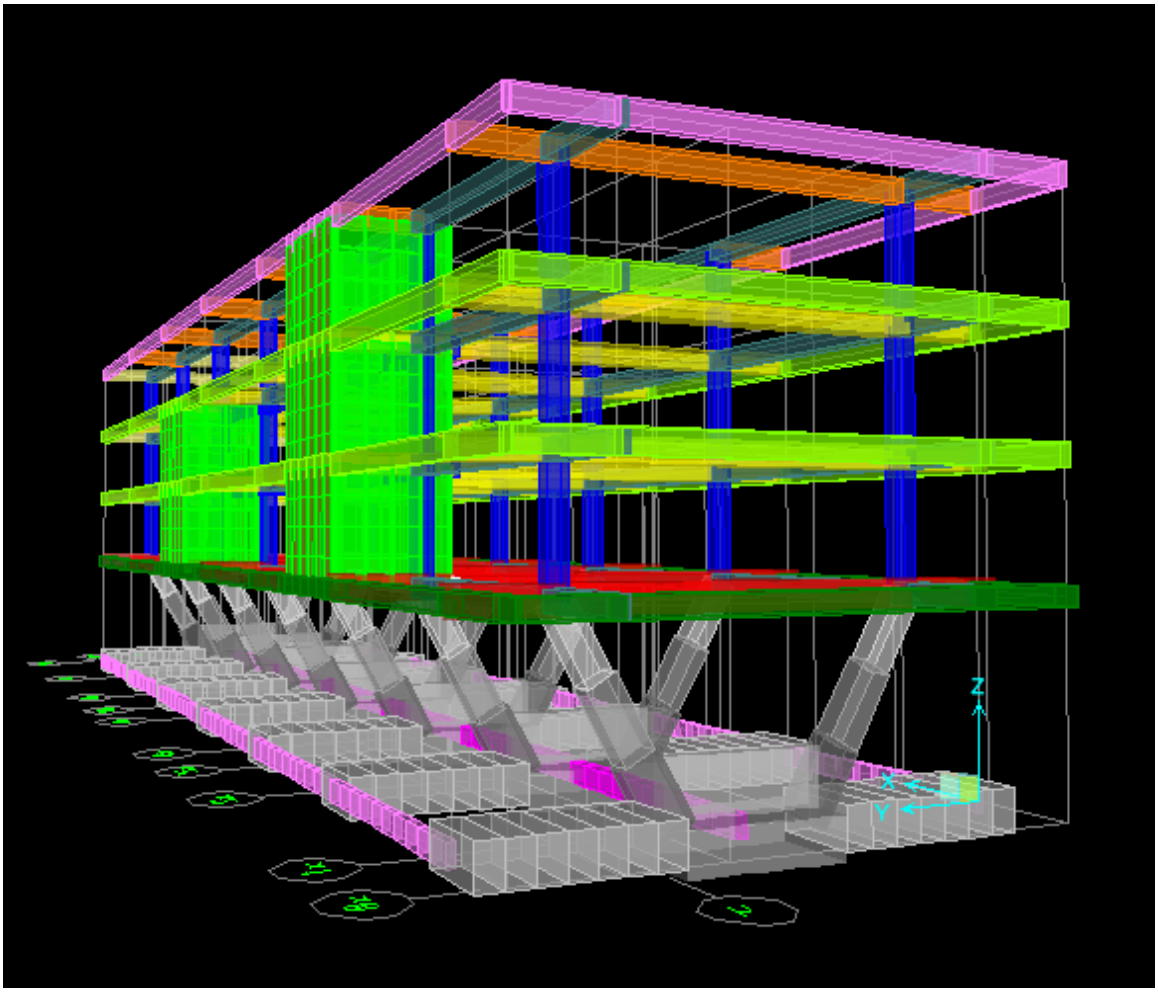


FIGURA 10.1 - CORPO A: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

In questa fase della progettazione, il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato condotto con riferimento alla ossatura del sistema tenendo in considerazione il contributo irrigidente offerto dai due vani scala.

Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi, pilastri, fondazioni, al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in automatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale CA, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico del cemento armato.

Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

TABELLA 10-1 - CORPO A - COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPE CIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

CORPO A	area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P4 (copertura)					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	144	5.1		734.4	
pannelli				967	
sovraccarichi permanenti					
grigliati	288	0.5		144	
impianti	800	2.5		2000	
				3845.4	385
P3					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	1184	5.1		6038.4	
pannelli				1934	
sovraccarichi permanenti	1184	2.5		2960	
sovraccarichi accidentali	1184	2	0.3	710.4	
				11642.8	1164
P2					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	1184	5.1		6038.4	
pannelli				1934	
sovraccarichi permanenti	1184	2.5		2960	
sovraccarichi accidentali	1184	2	0.3	710.4	
				11642.8	1164
P1					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	1260	5.1		6426	
pannelli				967	
sovraccarichi permanenti	1260	2.5		3150	
sovraccarichi accidentali	1260	2	0.3	756	
				11299	1130

I pesi degli elementi non strutturali, così come le azioni dovute al vento e alla neve, vengono implementati come carichi esterni distribuiti o concentrati.
La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 15°C$ a tutti gli elementi strutturali ed impostando il modulo di dilatazione termica del calcestruzzo al materiale CA.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione "*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.

Per quanto riguarda le fondazioni si ipotizza di avere un suolo con comportamento alla Winkler, modellandolo attraverso l'introduzione di molle elastiche lineari (k = 20000 KN/m^3), reagenti in direzione verticale a sola compressione, su tutti i nodi delle travi rovesce e delle travi di collegamento in fondazione. Agli elementi di fondazione in corrispondenza dei nodi vengono assegnati dunque dei vincoli di tipo "*Line spring*" specificando per ogni molla la sua rigidezza, cosi calcolata:

$K = k \times B \times i$

con: B = base della trave

i = interasse molle

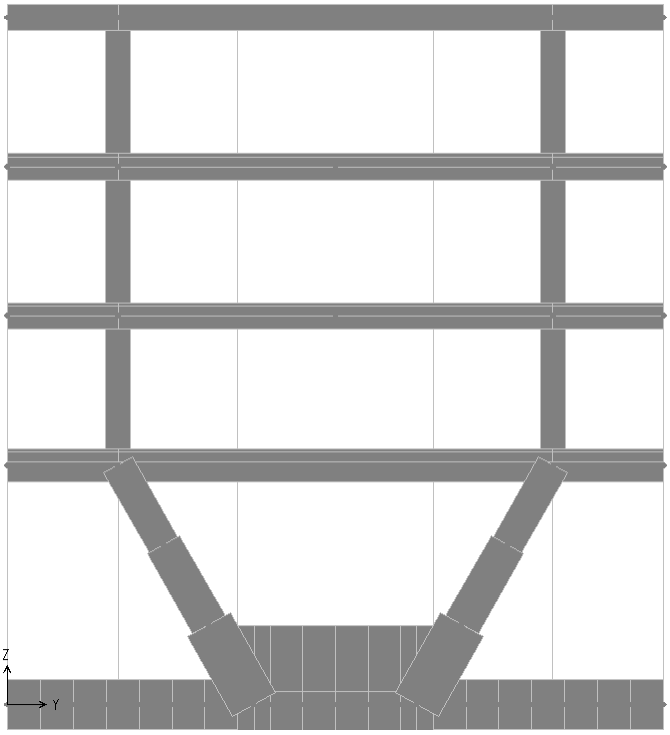


FIGURA 10.2 - CORPO A - MODELLO DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Come indicato dalla normativa, le non linearità di tipo geometrico possono essere trascurate ai fini del calcolo sismico purché il rapporto ad ogni orizzontamento risulti

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

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Dal modello utilizzato, nella combinazione sismica delle azioni con sisma agente nella direzione più sfavorevole per il sistema (dir y), si ottengono i seguenti valori del parametro θ:

Per il primo orizzontamento $\theta = \frac{6580 \cdot 0.023}{480 \cdot 7.30} = 0.043 < 0.1$

Per il secondo orizzontamento $\theta = \frac{3655 \cdot 0.015}{350 \cdot 4.55} = 0.034 < 0.1$

Per il terzo orizzontamento $\theta = \frac{910 \cdot 0.014}{310 \cdot 4.55} = 0.009 < 0.1$

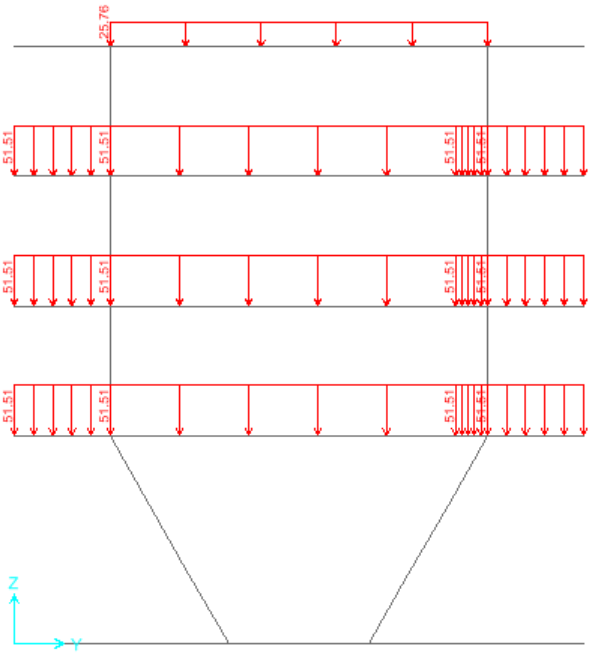
a conferma dell'opportunità di trascurare gli effetti del secondo ordine.

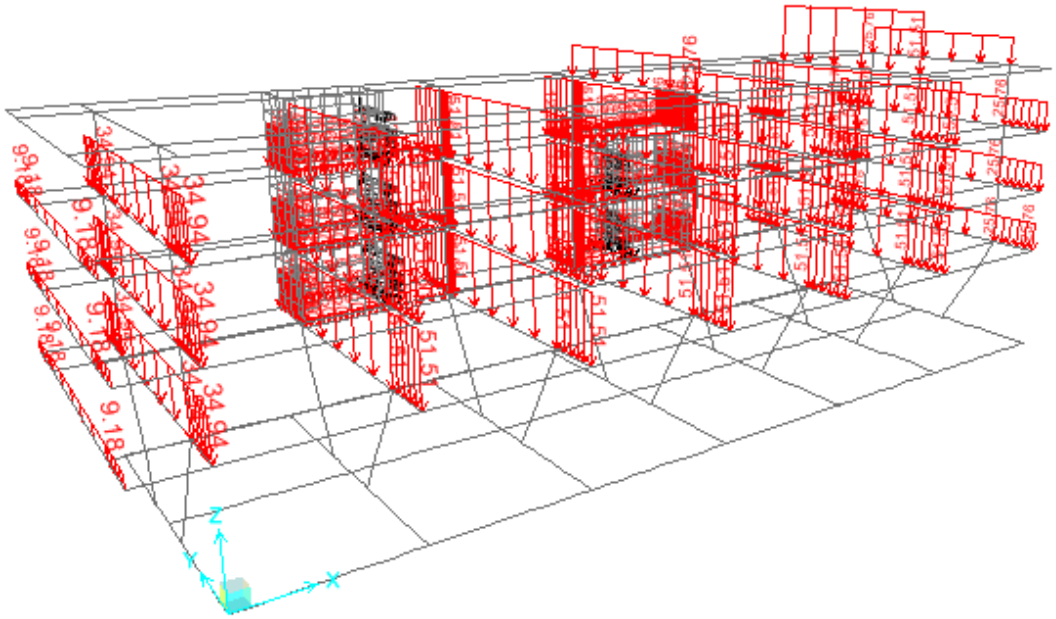
Verranno effettuate le verifiche delle sezioni principali.
Per ciascuna sezione verranno ricercati ed utilizzati gli schemi di carico che ivi massimizzano le sollecitazioni ai fini della verifica agli stati limite.

10.2. Applicazione dei carichi

Allo scopo di illustrare in modo più esauriente come siano applicati i carichi ai modelli, si allegano nel seguito gli schemi rappresentativi del corpo di fabbrica principali A per le varie tipologie di carico di tipo statico.
I valori caratteristici delle azioni vengono linearizzati per essere applicati sugli elementi trave corrispondenti, moltiplicandoli per l'area di interesse.

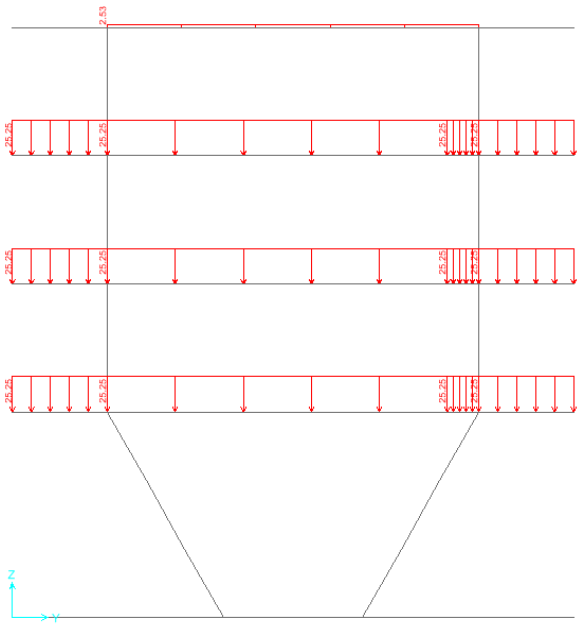
Carichi permanenti

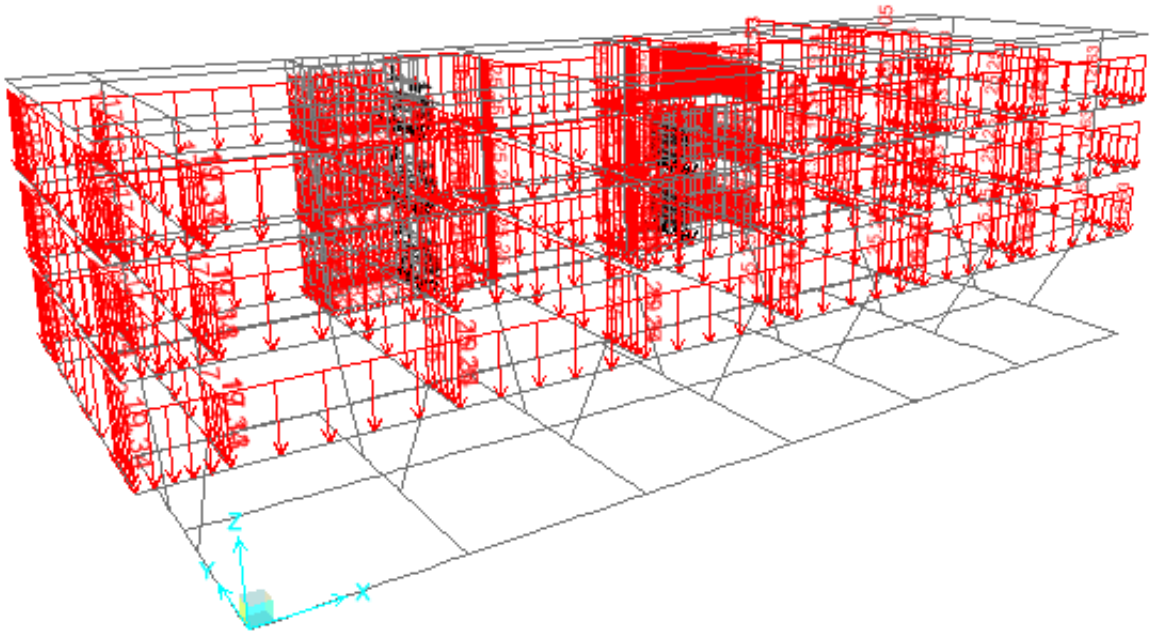




SCHEMA CARICO SU SEZIONE TRASVERSALE E SU VISTA 3D DEL CORPO A

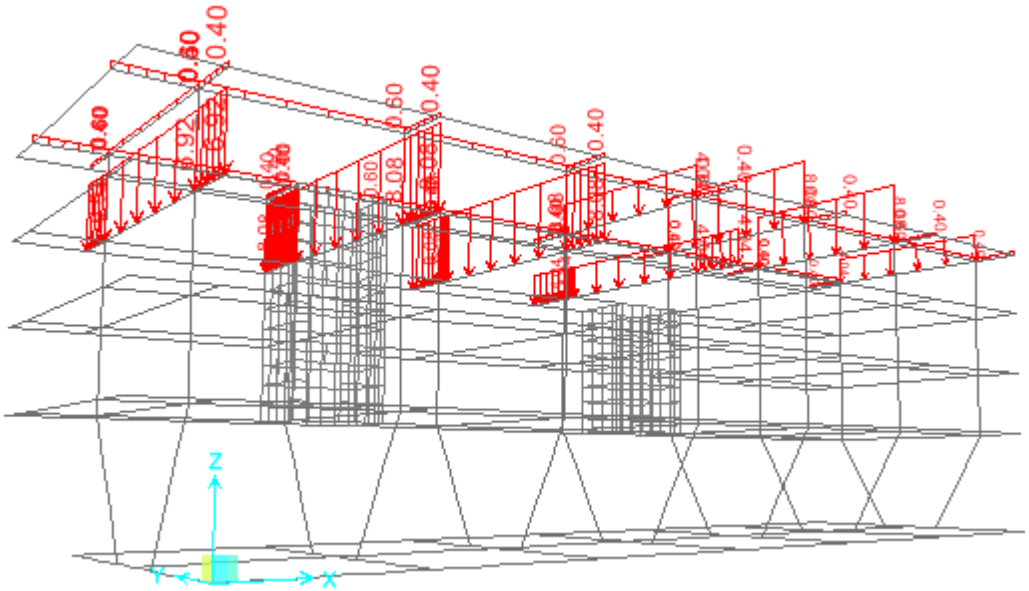
Sovraccarichi permanenti





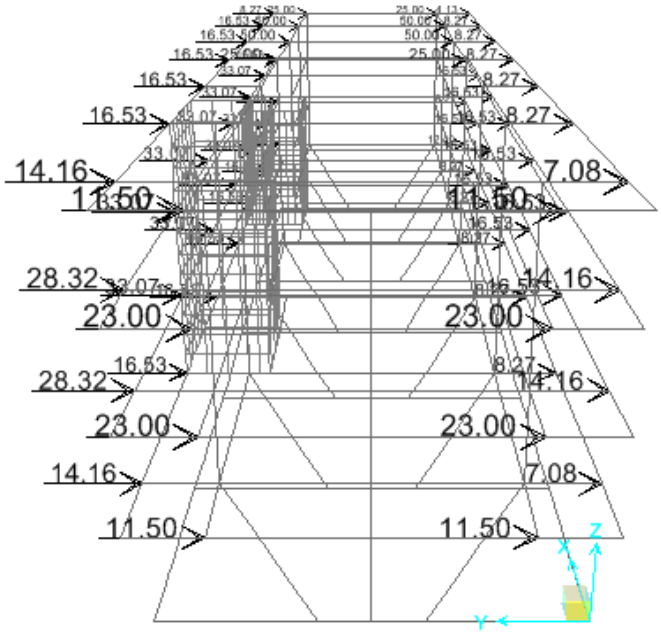
SCHEMA CARICO SU SEZIONE TRASVERSALE E SU VISTA 3D DEL CORPO A

Neve



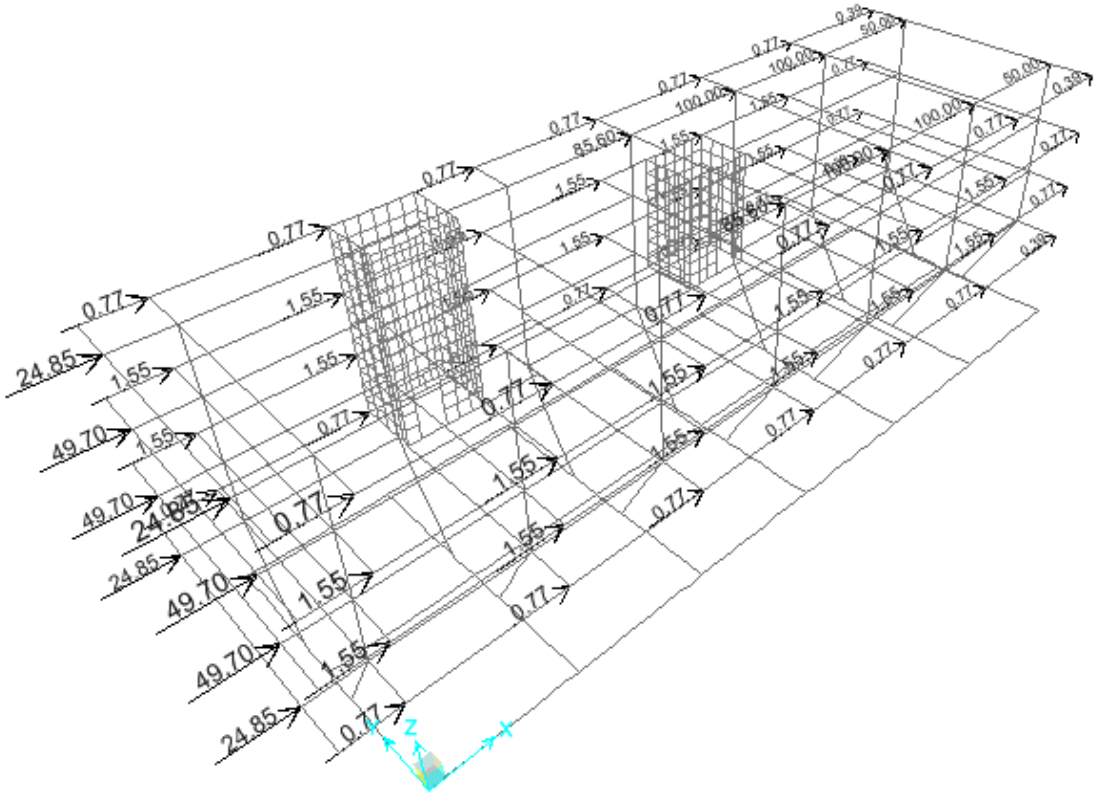
SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO A

Vento in dir y



SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO A

Vento in dir x

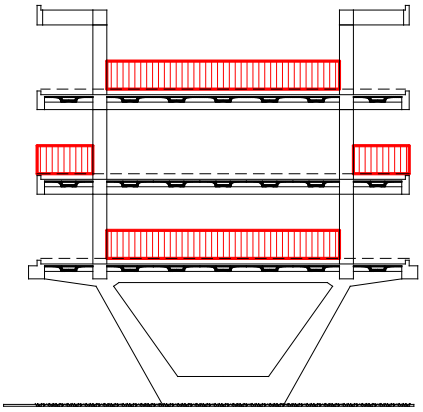


SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO A

10.2.1. Schemi di carico per il sovraccarico accidentale

Per la determinazione dell'azione Q_k di sovraccarico accidentale (affollamento), sono stati considerati diversi schemi di carico possibili. Si è difatti tenuto conto della variabilità della disposizione del carico all'interno dell'edificio e dei diversi effetti che essa induce negli elementi del telaio.
Di seguito verranno illustrati gli schemi di carico utilizzati, selezionando tra tutte le disposizioni possibili quelle significative ai fini del calcolo strutturale.

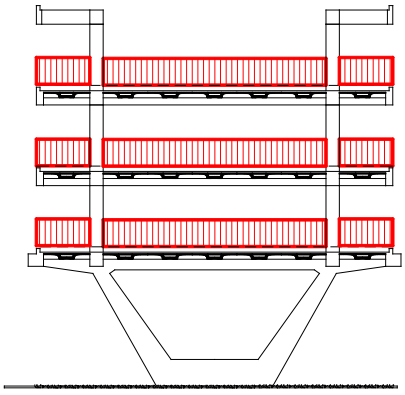
Schema di carico **qp**:



Lo schema di carico massimizza:

- momento flettente positivo nella sezione in mezzeria della trave al piano terzo
- momento flettente negativo nella sezione a sbalzo della trave al piano secondo
- momento flettente positivo e sforzo normale di trazione nella sezione in mezzeria della trave al piano primo
- momento flettente e taglio nella sezione alla base ed in sommità dei pilastri inclinati

Schema di carico **qt**:

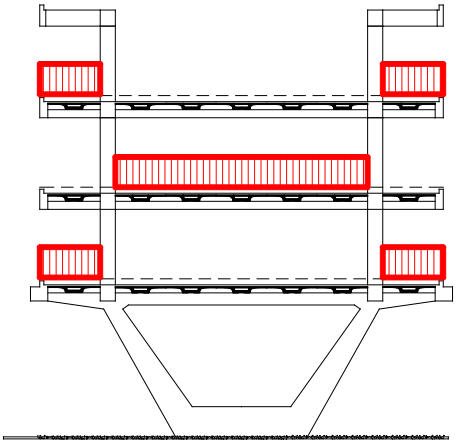


Lo schema di carico massimizza:

- momento flettente negativo e taglio nella sezione in appoggio delle travi al piano secondo e terzo
- momento flettente negativo, taglio e sforzo normale di trazione nella sezione in appoggio della trave al piano primo

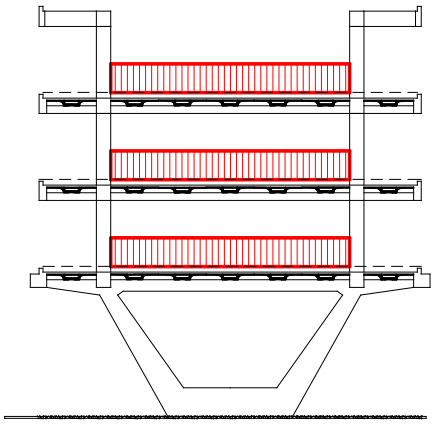
- momento flettente e taglio nella sezione in fondazione
- sforzo normale di compressione nelle sezioni di tutti i pilastri e carico in fondazione

Schema di carico **qd**:



Lo schema di carico massimizza il momento flettente nei pilastri tra i vari piani.

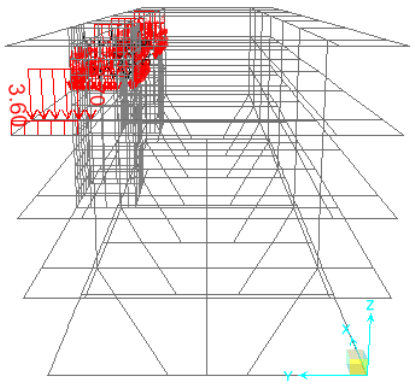
Schema di carico **qc**:



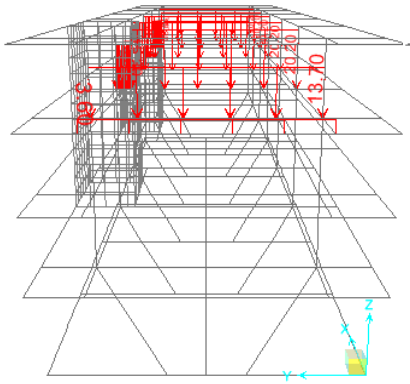
Lo schema di carico massimizza il taglio nei pilastri tra i vari piani.

La scelta delle configurazioni di carico variabile che massimizzano le varie sollecitazioni nei diversi elementi strutturali principali è stata fatta sulla base dei già noti principi della scienza delle costruzioni per gli schemi a telaio multipiano. Non si ritiene necessario riportare i diagrammi delle singole e numerose configurazioni con il correlato inviluppo di tutte le combinazioni di carico possibile.
Tali configurazioni scelte vengono utilizzate distintamente nelle combinazioni agli stati limite a seconda che si voglia massimizzare una data sollecitazione per la verifica della sezione via via in esame. Le diverse configurazioni, denominate "qt", "qp",… sono difatti specificate ogni qualvolta intervengano nella verifica strutturale di una data sezione.
Ulteriori inviluppi esplicativi sono stati omessi per brevità, dal momento che l'individuazione delle sollecitazioni massime è stata svolta osservando singolarmente e confrontando i numerosi diagrammi prodotti dal modello; la ricomposizione degli inviluppi sarebbe divenuta molto articolata e dispersiva in termini di voluminosità degli elaborati da produrre, perdendo quindi di immediatezza e di facilità di consultazione

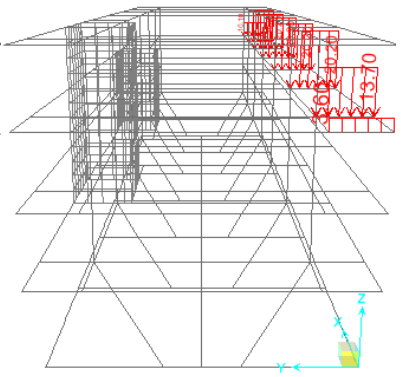
Nel seguito sono indicati i carichi elementari q1, …, q9, definiti singolarmente per poi poterne creare a piacimento le combinazioni più significative per il calcolo.
Si chiarisce il procedimento seguito con degli esempi:
la combinazione "qt" applica contemporaneamente tutti i carichi da q1 a q9, invece "qp" applica contemporaneamente solo gli schemi di carico con numero pari, mentre "qc" applica solo i carichi centrali (q2, q5, q8), e così via.



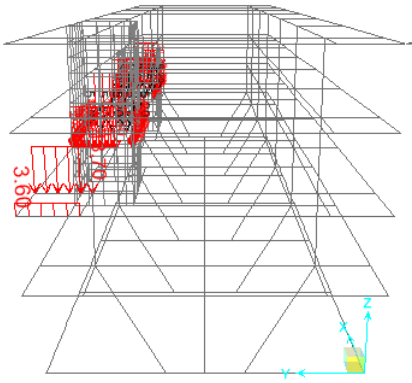
q1



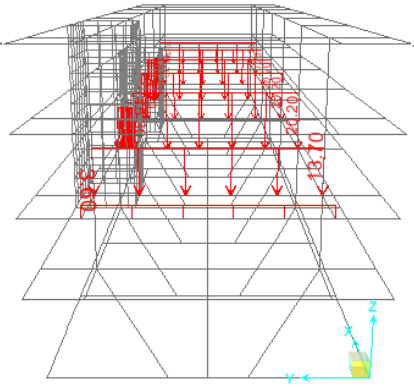
q2



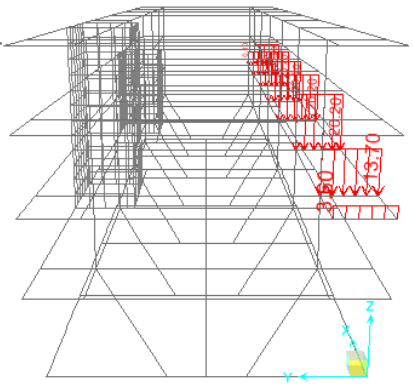
q3



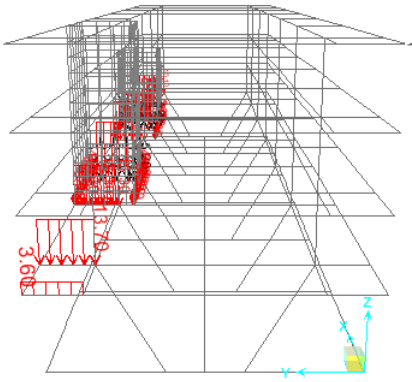
q4



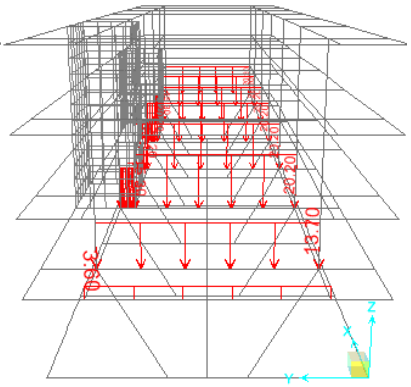
q5



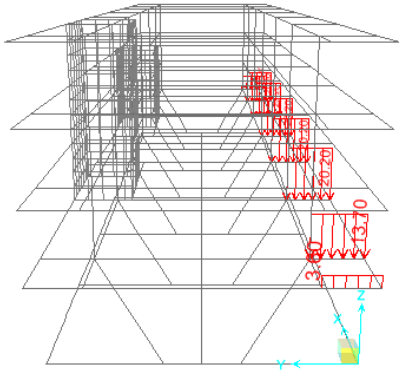
q6



q7



q8



q9

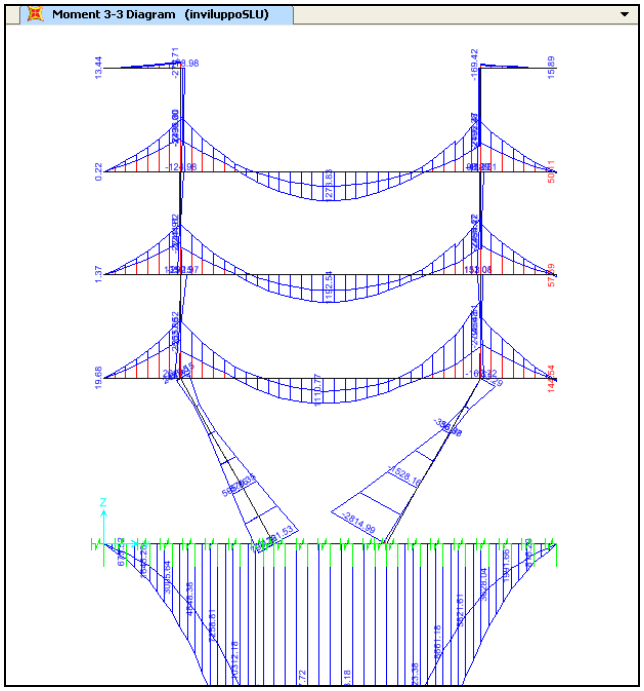
10.3. Verifiche agli stati limite ultimi

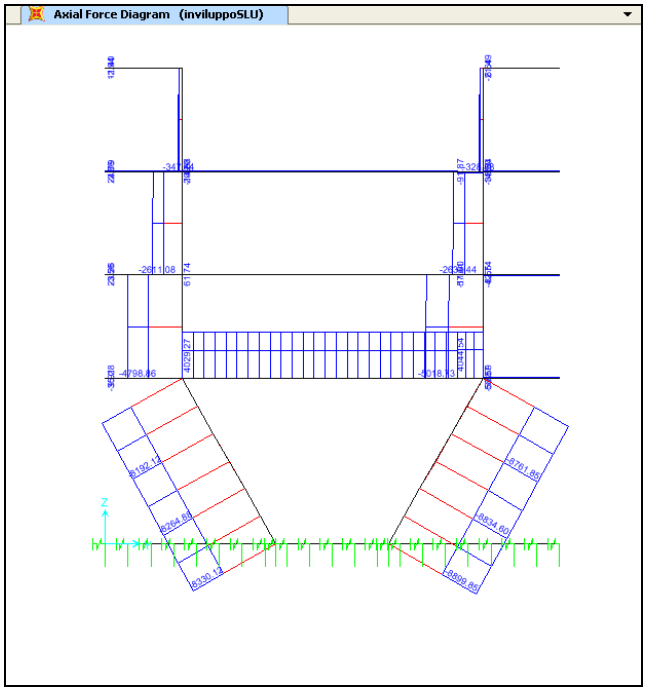
Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TABELLA 10-2- MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLU

Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q1 - qp	Q2	Q3	Q4X	Q4Y
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici		Neve	Termica	Vento x	Vento y
SLU 1	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0
SLU-2X	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0.9	0
SLU-2Y	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0.9
SLU-2XY	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0.64	0.64
SLU-2X_qp	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0.9	0.9	0
SLU-2Y_qp	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0.9	0	0.9
SLU-2XY_qp	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0.9	0.64	0.64
SLU-3X	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0.9	0
SLU-3Y	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0	0.9
SLU-3XY	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0.64	0.64
SLU-3X_qp	1.3	1.5	0	1.05	1.5	0.9	0.9	0
SLU-3Y_qp	1.3	1.5	0	1.05	1.5	0.9	0	0.9
SLU-3XY_qp	1.3	1.5	0	1.05	1.5	0.9	0.64	0.64
SLU-4X	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0.9	0
SLU-4Y	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0	0.9
SLU-4XY	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0.64	0.64
SLU-4X_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	1.5	0.9	0
SLU-4Y_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	1.5	0	0.9
SLU-4XY_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	1.5	0.64	0.64
SLU-5X	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	1.5	0
SLU-5Y	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	0	1.5
SLU-5XY	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	1.06	1.06
SLU-5X_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	0.9	1.5	0
SLU-5Y_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	0.9	0	1.5
SLU-5XY_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	0.9	1.06	1.06
SLU-6X	1	1	0	0	0	0	1.5	0
SLU-6Y	1	1	0	0	0	0	0	1.5
SLU-6XY	1	1	0	0	0	0	1.06	1.06

Si riporta una selezione dei diagrammi risultanti per uno dei telai piani tipo che compongono la struttura del corpo di fabbrica in esame.


Moment 3-3 Diagram (inviluppoSLU)


Axial Force Diagram (inviluppoSLU)

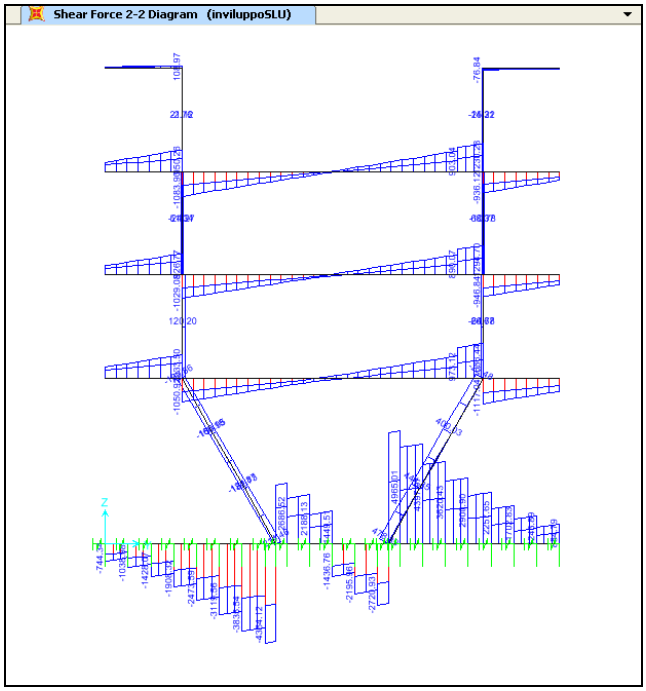
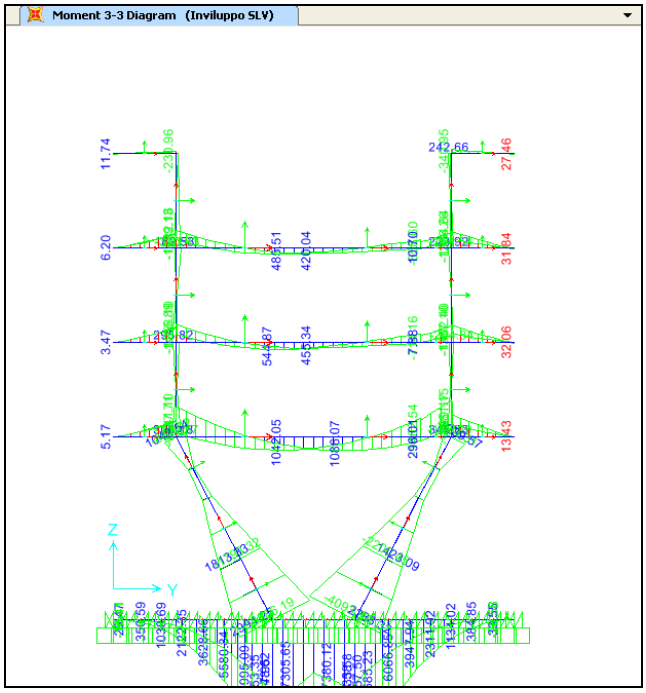
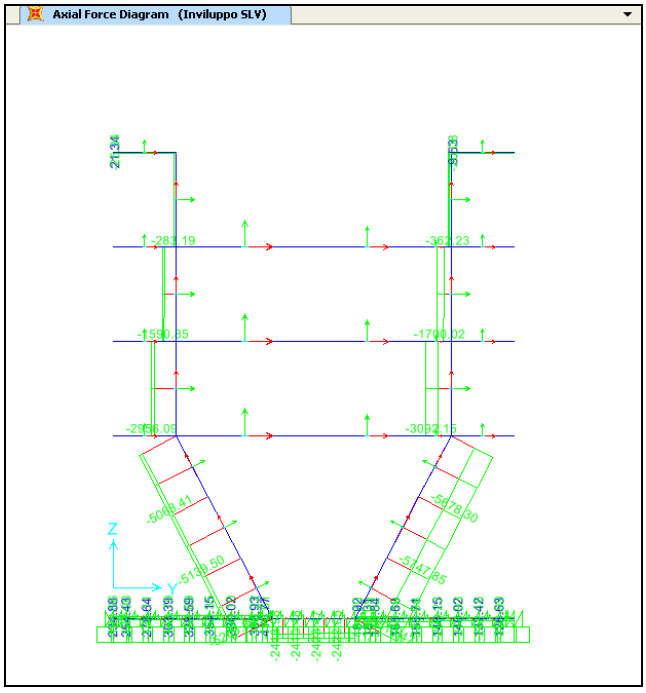


FIGURA 10.3 - TELAIO TIPO CORPO "A": INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO, SFORZO ASSIALE E TAGLIO NEGLI ELEMENTI





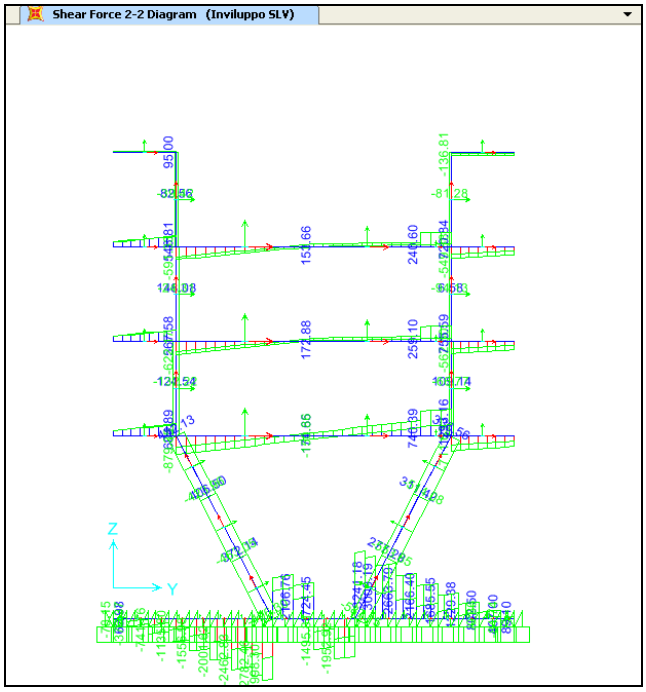


FIGURA 10.4 - TELAIO TIPO CORPO "A": INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO, SFORZO ASSIALE E TAGLIO NEGLI ELEMENTI

Si riporteranno nel seguito le verifiche degli elementi strutturali principali e delle fondazioni.

10.3.1. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=30 cm con cappa di 10 cm (tegoli tipo B)

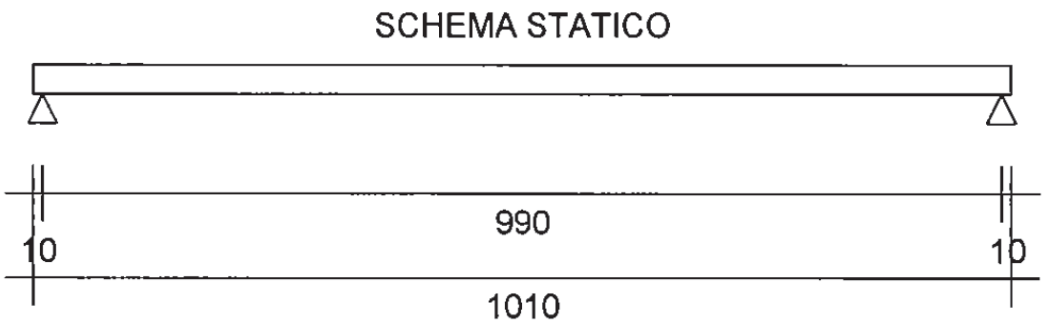
Viene qui esposto il calcolo di verifica statica del solaio previsto per i vari piani del blocco A, ma che può essere esteso ai solai di tutto l'edificio. Si tratta dei tegoli prefabbricati con altezza di 30 cm ed una larghezza di 2.50 m, corredati di una soletta collaborante con spessore di 10 cm gettata in opera.
Luce di calcolo L = 9.90 m

<u>Esame dei carichi agenti su tegolo con cappa</u>

Peso proprio del tegolo =		563 daN/m
Cappa con spessore di cm 10	0.10 x 2500 x 2.50 =	625 daN/m
Sovraccarico permanente	250 x 2.50 =	625 daN/m
Sovraccarico accidentale di utilizzo in esercizio	200 x 2.50 =	500 daN/m

Seguono qui appresso i fogli di calcolo che illustrano i risultati dei calcoli svolti ed in particolare:
- Schema statico;
- Analisi dei carichi e combinazioni;
- Materiali e armature previste;
- Caratteristiche geometriche e sezioni;
- Analisi delle cadute di tensione;
- Verifiche stati limite ultimi;
- Verifica di resistenza al fuoco REI 120'.

10.3.1.1 Schema statico



	Altezza Trave	H =	30.00	cm
	Larghezza Trave	B =	249.00	cm
	Larghezza Nervatura	An =	8.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	9.90	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	10.10	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

10.3.1.2 Analisi dei carichi e combinazioni

Larghezza di incidenza dei carichi:	=	250.00	cm	
1a Fase				
Peso proprio Trave:	G1 =	5.63	kN/m	
Peso getto in opera:	G1 =	2.50	kN/m² x 2.50 =	6.25 kN/m
2a Fase				
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	2.50	kN/m² x 2.50 =	6.25 kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	2.00	kN/m² x 2.50 =	5.00 kN/m
Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	γ G1=	1.30		
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	γ G2=	1.50		
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	γ Qk1-Qk2=	1.50		

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

C: Ambienti suscettibili di affollamento

Coeff. $\psi 11$ comb.frequente	=	0.70
Coeff. $\psi 21$ quasi perm.	=	0.60

10.3.1.3 Materiali e armature previste

Calcestruzzo:

Classe cemento			=	N
Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco				C28/35
Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco		Rckj	=	35.00 N/mm²
Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg				C45/55
Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg		Rck	=	55.00 N/mm²
Coefficiente di sicurezza		γ c	=	1.4
Resistenza caratt. cilindrica	fck = Rck x 0.83		=	45.65 N/mm²
Resistenza media a compressione	fcm = fck + 8		=	53.65 N/mm²
Resistenza di calcolo cilindrica	fcd = 0.85 x fck / gammaC		=	27.72 N/mm²
Resistenza media Traz. assiale	fctm = 0,30 x fck^(2/3)		=	3.83 N/mm²
Ecm Trave		Ecm	=	36.41 kN / mm²

Calcestruzzo getto in opera:

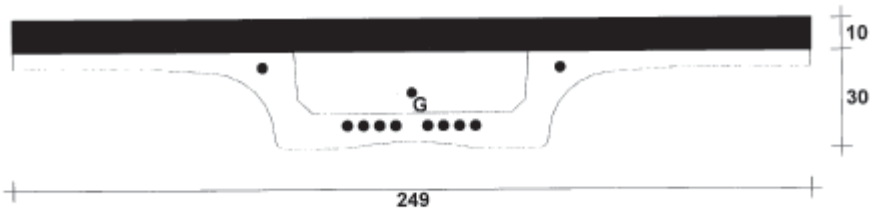
Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	10	250	250

Classe Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg				C25/30
Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg		Rck	=	30.00 N/mm²
Resistenza caratt. cilindrica (fck = Rck x 0.83)		fck	=	24.90 N/mm²
Coefficiente di sicurezza		γ c	=	1.5
Resistenza di calcolo cilindrica (fcd = fck / 1.5 x 0.85)		fcd	=	14.11 N/mm²
Ecm Getto		Ecmg	=	31.44 kN / mm²
Armatura di precompressione				
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento		fpk	=	1860 N/mm²
Ep Trefoli stabilizzati		Ep	=	195.00 kN / mm²
Coefficiente di sicurezza		γ s	=	1.15
		fp1k	=	1670 N/mm²
		fsd = fp1k / 1.15	=	1452 N/mm²
Tesatura iniziale trefoli		σapi	=	1400 N/mm²
Armatura lenta				
Acciaio B450C		fyk	=	440.00 N/mm²
		fyd = fyk / 1.15	=	382.61 N/mm²

10.3.1.4 Caratteristiche geometriche e sezioni con armature

Sezione geometrica solo Trave			
Altezza Trave	Ho =	30.00	cm
Area Sezione	Ao =	2250.24	cm²
Perimetro	U =	565.87	cm
Dimensione Nominale 2 x Ao / U	=	7.95	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	12.82	cm
Momento inerzia	Jo =	229835.60	cm4
Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati			
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.36	
Altezza Trave	H1 =	30.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	2459.81	cm²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	12.82	cm
Momento inerzia	J1 =	229835.60	cm4
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	18057.63	cm³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	13839.37	cm³
Sezione con calcestruzzo trefoli e getti			
E Getto / E Trave	=	0.86	
Altezza Trave	H1 =	30.00	cm
Altezza Getto	Hg =	10.00	cm
Area ideale trave + getto in opera	A2 =	4618.56	cm²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	4.30	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	614726.80	cm4
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	49784.08	cm³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	142966.60	cm³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	23919.14	cm³



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Neut. Sx (m)	Neut. Dx (m)
1	7.00	104.50	1.39	0.00	0.00
2	7.00	109.50	1.39	0.00	0.00
3	7.00	114.50	1.39	0.00	0.00
4	7.00	119.50	1.39	0.00	0.00
5	7.00	129.50	1.39	0.00	0.00
6	7.00	134.50	1.39	0.00	0.00
7	7.00	139.50	1.39	0.00	0.00
8	7.00	144.50	1.39	0.00	0.00
9	25.00	78.00	0.52	0.00	0.00
10	25.00	171.00	0.52	0.00	0.00

10.3.1.5 Analisi delle cadute di tensione

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	12.16	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	8.54	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (5 giorni)	=	16.73	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	12.84	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	σ o =	1349.43	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	No =	1640.91	kN
Momento di precompressione iniziale	Mo =	14182.33	kNcm

Le cadute a tempo infinito sono calcolate con la formula:

$$Dspcsr = \frac{ecs \times Ep + 0.8 \times Dsigmapr + Ep/Ecm \times Fi(t,to) \times Sigmacgp}{(1 + Ep/Ecm \times Ap/Ac \times (1+ Ac/Jc \times Zcp^2) \times (1+ 0.8 \times Fi(t,to)))} \quad (5.46\ EC2)$$

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep	=	87.21	N/mm²
Ep = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm²
Dsigmapr =variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	58.96	N/mm²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.36	
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.40	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	3.67	N/mm²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	8.64	cm
Totale cadute di tensione nell' acciaio	=	182.25	N/mm²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	=	1217.75	N/mm²

10.3.1.6 Verifiche stati limite ultimi

Flessione

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell' acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento = 0.9 x fpk / 1.15 e l' estremo in fpk / 1.15.

Il diagramma del CLS con ascissa max fcd

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento di calcolo con comb. ultima	MEd =	380.56	kNm
Momento Resistente	MRd =	516.04	kNm
deve essere MRd >= MEd			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	2.23	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	16.33	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup.Getto in opera	Yr =	4.78	cm

La Trave va in collasso per rottura dell'acciaio inf.

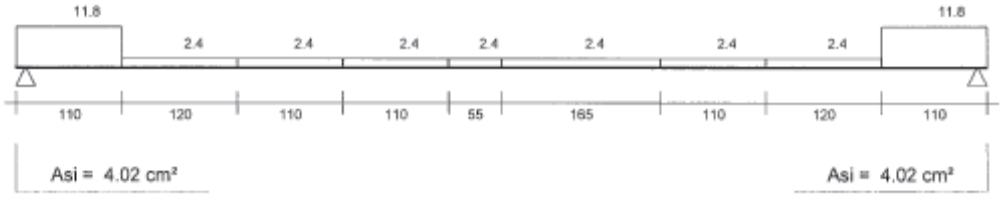
Taglio

Sezione sull'appoggio sinistro

Taglio all' appoggio comb.Rara	Vrara =	114.47	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	153.76	kN
Larghezza resistente a Taglio	bw =	16.00	cm
Angolo puntone compresso calcolato	θ =	12.6	°
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	θ =	45.0	°
Cotg Tzeta >= 1 e <= 2.5	Cotgθ =	1.00	

Progetto armatura a taglio secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m



Area staffe = VEd*s/(z*fywd*Cotg(Tzeta))	(6.8 EC2)	Asw =	11.80	cm²/m
Acciaio inferiore minimo = VEd / (fyk /1.15)		Asl =	3.93	cm²
Momento Traslato		MEd =	22.83	kNm
Acciaio inferiore ancorato necessario		Asa =	2.40	cm²
Momento Resistente con Asa		MRd =	30.31	kNm
MRd >= MEd VERIFICATO				
Acciaio inferiore necessario Asl		=	3.93	cm²
rol = Asl / (bw * d) <= 0.02	(6.2.2 EC2)	ρ l =	0.007	<= 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione				
z = 0.9 x d		z =	33.30	cm
fywd = fyk / 1.15		fywd =	382.61	N/mm²
Taglio VRd,s = Asw*z*fywd*cotg(tzeta)/s	(6.8 EC2)	VRds =	153.76	kN >= VEd - VERIFICATO
Area staffe max ammessa	(6.12 EC2)	Asw,m =	27.79	cm²/m >= Asw - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione				
Vrd,max=(Alfacw*bw*z*ni1*fcd /(Cot(Tzeta)+Tan(Tzeta))	(6.9 EC2)	Vrd,max =	362.12	kN >= VEd - VERIFICATO
dove Alfacw =		αcw =	1.00	
dove ni1 = 0.6 *(1 - fck/250)	(6.6N EC2)	ν 1 =	0.49	
Verifica Puntone Ka*bw*d*ni*fcd	(6.5 EC2)	=	402.35	kN >= VEd - VERIFICATO
dove Ka = 0.5-0.1552 * (Cotg(Tzeta)-1)/(2.5 - 1)			0.500	
ni = 0.6 * (1 - fck/250)	(6.6N EC2)	ν =	0.49	
fcd		=	27.72	N/mm²
Verifica Staffe emergenti				
TAGLIO di seconda fase comb. ultima		VEd2 =	77.34	kN
VEdi = Beta x VEd2 / (z x bi)	(6.2.5 (6.24) EC2)	=	0.17	N/mm²
dove Beta = Rapporto tra contributo getto e trave		=	1.259	cm
dove bi tra trave e getto		=	175.66	cm
VRdi = c * fctd (SENZA STAFFE)	(6.2.5 (6.25) EC2)	=	0.54	N/mm²
Dove fctd CLS getto in opera		fctd =	1.19	N/mm²
Superficie Trave-Getto Scabra c = 0.45				
essendo VRdi > VEdi senza tener conto di staffe sporgenti				
Non c'è bisogno di staffe sporgenti				

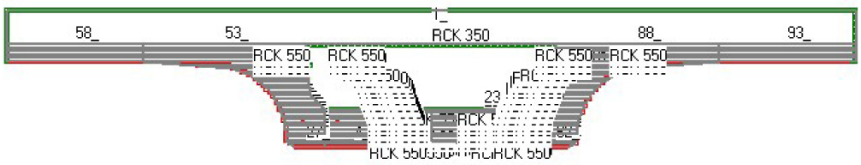
Flessione e taglio nelle sezioni iniziali precompresse

Sezione 1 a metri 1 dal punto d' appoggio.			
Momento dovuto al solo PP	Mpp =	25.03	kNm
SIGMA allo sbanco nei trefoli	=	1349.43	N/mm²
Allo sbanco e con il solo peso della Trave. Calcolo a rottura per sollecitazione minima.			
Distanza da bordo inf. ultima dello Sforzo N	Dsu =	5.48	cm
Distanza da bordo inf. dello Sforzo N	Dse =	9.99	cm
deve essere Dse >= Dsu			
Cadute di tensione Finali nei trefoli	=	256.04	N / mm²
Sigma di precompressione finale nei trefoli		1143.96	N/mm²
Sforzo di precompressione finale	Nsd =	1391.06	kN
A tempo infinito e con tutti i carichi permanenti :			
M per peso proprio e carichi permanenti	Mpp =	80.66	kNm
Momento di Decompressione	Mde =	228.33	kNm > 0
Momento di calcolo della Trave	MEd =	138.23	kN x m²
Momento Resistente	MRd =	514.55	kN x m²
Deve essere MRd >= MEd			
VERIFICA A TAGLIO			
TAGLIO nella sezione in Comb. rara	Vsdo =	91.35	kN
Larghezza nel baricentro Trave	bw =	176.29	cm
TAGLIO di calcolo comb. ultima	VEd =	122.70	kN
TAGLIO PORTATO DA TRAVE SENZA BISOGNO STAFFE	Vrdc =	1629.73	kN >= Ved
FORMULA UTILIZZATA : I x bw /S x SQR(fctd^2 + 1 x sigma bar. x fctd)			
Dove I = Momento inerzia Trave + getto	Ji =	614726.80	cm4
bw = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	21701.66	cm3
Sigma nel baricentro trave + getto		3.64	N/mm²
fctd = fctm x 0.7 / GammaC	fctd =	1.92	N/mm²
Essendo Vrdc >Taglio ultimo pongo staffatura minima Area staffe/m =		2.40	cm2/m

10.3.1.7 Verifica di resistenza al fuoco

Verifica resistenza al fuoco R120

Il calcolo è stato effettuato considerando l'elemento strutturale con le seguenti caratteristiche costruttive:



L'elemento strutturale risulta sollecitato dall'incendio nel seguente modo:

Intradosso: SI

Estradosso: No

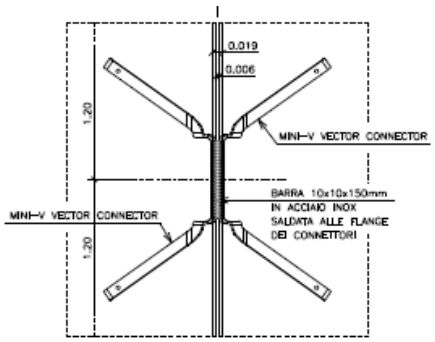
Laterale Destro: SI

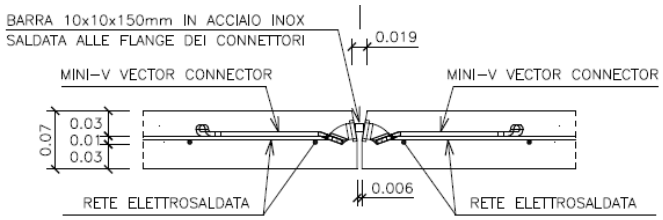
Laterale Sinistro: SI

Elemento	Descrizione	Protezione
	Fronte della sezione investito direttamente dalle fiamme	
	Fronte della sezione non investito direttamente dalle fiamme	

10.3.2. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=32 cm senza cappa (tegoli tipo A)

Viene qui esposto il calcolo di verifica statica del solaio previsto per i vari piani del blocco A, ma che può essere esteso ai solai di tutto l'edificio. Si tratta dei tegoli prefabbricati con altezza di 32 cm ed una larghezza di 2.50 m, privi di una soletta collaborante gettata in opera.
Questi tegoli sopperiscono all'effetto irrigidente della cappa mediante dei connettori in acciaio, posti ad interasse di 1.2 m, che collegano tra di loro i diversi tegoli, per garantire il comportamento a diaframma in caso sismico. In figura si mostra il particolare del connettore.





Luce di calcolo L = 9.90 m

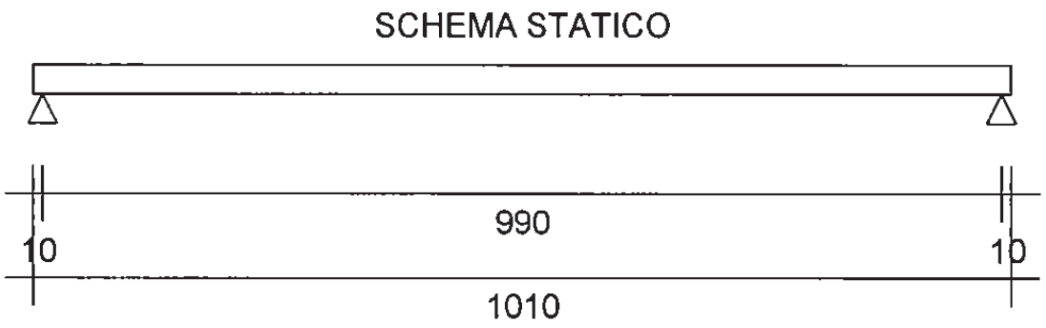
<u>Esame dei carichi agenti su tegolo con cappa</u>

Peso proprio del tegolo =		563 daN/m
Sovraccarico permanente	250 x 2.50 =	625 daN/m
Sovraccarico accidentale di utilizzo in esercizio	200 x 2.50 =	500 daN/m

I calcoli del solaio sono stati eseguiti considerando una soletta di 2 cm come artificio per le analisi.

Seguono qui appresso i fogli di calcolo che illustrano i risultati dei calcoli svolti ed in particolare:
- Schema statico;
- Analisi dei carichi e combinazioni;
- Materiali e armature previste;
- Caratteristiche geometriche e sezioni;
- Analisi delle cadute di tensione;
- Verifiche stati limite ultimi;
- Verifica dell'ala a sbalzo.

10.3.2.1 Schema statico



	Altezza Trave	H =	30.00	cm
	Larghezza Trave	B =	250.00	cm
	Larghezza Nervatura	An =	8.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	9.90	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	10.10	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

10.3.2.2 Analisi dei carichi e combinazioni

Larghezza di incidenza dei carichi:	=	251.00	cm	
1a Fase				
Peso proprio Trave:	G1 =	5.64	kN/m	
Peso getto in opera:	G1 =	0.50	kN/m² x 2.51 =	1.26 kN/m
2a Fase				
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	2.50	kN/m² x 2.51 =	6.28 kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	4.00	kN/m² x 2.51 =	10.04 kN/m
Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	γ G1=	1.30		
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	γ G2=	1.50		

Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	γQk1-Qk2=	1.50
CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI		
C: Ambienti suscettibili di affollamento		
Coeff. $\psi 11$ comb.frequente	=	0.70
Coeff. $\psi 21$ quasi perm.	=	0.60

10.3.2.3 Materiali e armature previste

Calcestruzzo:

Classe cemento		=	N	
Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco			C32/40	
Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco		Rckj =	40.00	N/mm²
Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg			C45/55	
Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg		Rck =	55.00	N/mm²
Coefficiente di sicurezza		γ c =	1.4	
Resistenza caratt. cilindrica	fck = Rck x 0.83	=	45.65	N/mm²
Resistenza media a compressione	fcm = fck + 8	=	53.65	N/mm²
Resistenza di calcolo cilindrica	fcd = 0.85 x fck / gammaC	=	27.72	N/mm²
Resistenza media Traz. assiale	fctm = 0,30 x fck^(2/3)	=	3.83	N/mm²
Ecm Trave		Ecm =	36.41	kN / mm²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

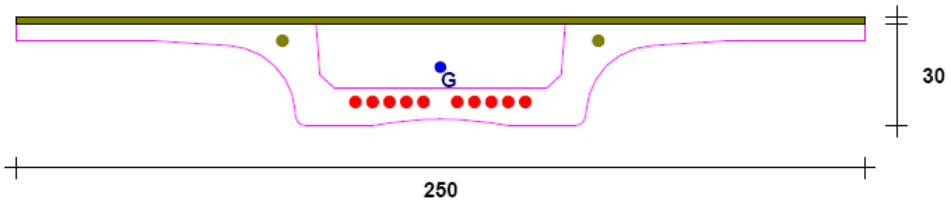
N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	2	251	251

Classe Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg		C25/30	
Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg	Rck =	30.00	N/mm²
Resistenza caratt. cilindrica (fck = Rck x 0.83)	fck =	24.90	N/mm²
Coefficiente di sicurezza	γ c =	1.5	
Resistenza di calcolo cilindrica (fcd = fck / 1.5 x 0.85)	fcd =	14.11	N/mm²
Ecm Getto	Ecmg =	31.44	kN / mm²
Armatura di precompressione			
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	fpk =	1860	N/mm²
Ep Trefoli stabilizzati	Ep =	195.00	kN / mm²
Coefficiente di sicurezza	γ s =	1.15	
	fp1k =	1670	N/mm²

	fsd = fp1k / 1.15 =	1452	N/mm²
Tesatura iniziale trefoli	σapi =	1400	N/mm²
Armatura lenta			
Acciaio B450C	fyk =	450.00	N/mm²
	fyd = fyk / 1.15 =	391.30	N/mm²

10.3.2.4 Caratteristiche geometriche e sezioni con armature

Sezione geometrica solo Trave			
Altezza Trave	Ho =	30.00	cm
Area Sezione	Ao =	2255.24	cm²
Perimetro	U =	567.87	cm
Dimensione Nominale 2 x Ao / U	=	7.94	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	12.79	cm
Momento inerzia	Jo =	230377.10	cm4
Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati			
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.36	
Altezza Trave	H1 =	30.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	2320.31	cm²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	13.05	cm
Momento inerzia	J1 =	236811.90	cm4
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	18152.42	cm³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	13967.69	cm³
Sezione con calcestruzzo trefoli e getti			
E Getto / E Trave	=	0.86	
Altezza Trave	H1 =	30.00	cm
Altezza Getto	Hg =	2.00	cm
Area ideale trave + getto in opera	A2 =	2753.79	cm²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	10.83	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	309012.50	cm4
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	27882.09	cm³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	28520.39	cm³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	16123.61	cm³



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Neut. Sx (m)	Neut. Dx (m)
1	7.00	100.00	1.39	0.00	0.00
2	7.00	105.00	1.39	0.00	0.00
3	7.00	110.00	1.39	0.00	0.00
4	7.00	115.00	1.39	0.00	0.00
5	7.00	120.00	1.39	0.00	0.00
6	7.00	130.00	1.39	0.00	0.00
7	7.00	135.00	1.39	0.00	0.00
8	7.00	140.00	1.39	0.00	0.00
9	7.00	145.00	1.39	0.00	0.00
10	7.00	150.00	1.39	0.00	0.00
11	25.00	78.50	0.52	0.00	0.00
12	25.00	171.50	0.52	0.00	0.00

SEZIONE CON FERRI

10.3.2.5 Analisi delle cadute di tensione

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 5.05 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	14.94	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	8.25	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (5 giorni)	=	16.75	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	12.84	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	σ o =	1349.41	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	No =	2016.03	kN
Momento di precompressione iniziale	Mo =	18048.08	kNcm

Le cadute a tempo infinito sono calcolate con la formula:

$$Dspcsr = \frac{ecs \times Ep + 0.8 \times Dsigmapr + Ep/Ecm \times Fi(t,to) \times Sigmacgp}{(1 + Ep/Ecm \times Ap/Ac \times (1+ Ac/Jc \times Zcp^2) \times (1+ 0.8 \times Fi(t,to)))}$$ (5.46 EC2)

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep	=	87.21	N/mm²
Ep = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm²
Dsigmapr =variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	58.95	N/mm²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.36	
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.41	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	7.19	N/mm²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	8.95	cm
Totale cadute di tensione nell' acciaio	=	217.26	N/mm²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	=	1182.74	N/mm²

10.3.2.6 Verifiche stati limite ultimi

Flessione

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell' acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento = 0.9 x fpk / 1.15 e l' estremo in fpk / 1.15.

Il diagramma del CLS con ascissa max fcd

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento di calcolo con comb. ultima	MEd =	394.23	kNm
Momento Resistente	MRd =	479.44	kNm
deve essere MRd >= MEd			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	3.34	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	16.27	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup.Getto in opera	Yr =	4.93	cm

La Trave va in collasso per rottura dell'acciaio inf.

Taglio

Sezione sull'appoggio sinistro

Taglio all' appoggio comb.Rara	Vrara =	114.88	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	159.28	kN
Larghezza resistente a Taglio	bw =	16.00	cm
Angolo puntone compresso calcolato	θ =	17.1	°
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	θ =	45.0	°
Cotg Tzeta >= 1 e <= 2.5	Cotgθ =	1.00	
Angolo posizione staffe rispetto asse X	α =	90	°

Progetto armatura a taglio secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

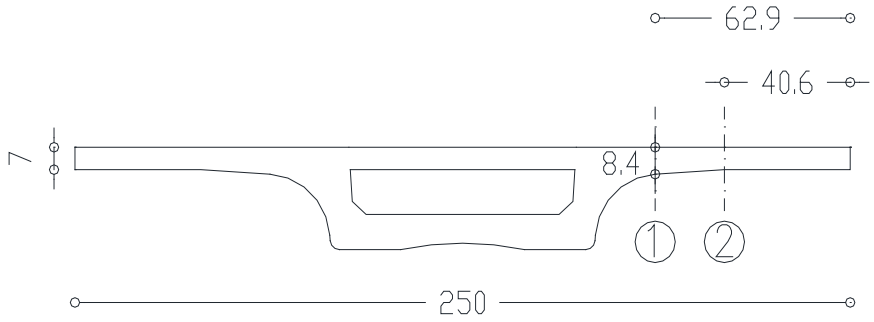


Area staffe = VEd*s/(z*fywd*Cotg(Tzeta))	(6.8 EC2)	Asw =	15.60	cm²/m
Acciaio inferiore = VEd / (fyk /1.15) * Cotg(Tzeta)		Asl =	4.07	cm²
rol = Asl / (bw * d) <= 0.02	(6.2.2 EC2)	ρ l =	0.009	<= 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione				
z = 0.9 x d		z =	26.10	cm
fywd = fyk / 1.15		fywd =	391.30	N/mm²
Taglio VRd,s = Asw*z*fywd*cotg(tzeta)/s	(6.8 EC2)	VRds =	159.28	kN >= VEd - VERIFICATO
Area staffe max ammessa	(6.12 EC2)	Asw,m =	27.79	cm²/m >= Asw - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione				
Vrd,max=(Alfacw*bw*z*ni1*fcd /(Cot(Tzeta)+Tan(Tzeta))	(6.9 EC2)	Vrd,max =	283.82	kN >= VEd - VERIFICATO
dove Alfacw =		Ωcw =	1.00	
dove ni1 = 0.6 *(1 - fck/250)	(6.6N EC2)	ν 1 =	0.49	
Verifica Puntone Ka*bw*d*ni*fcd	(6.5 EC2)	=	315.36	kN >= VEd - VERIFICATO
dove Ka = 0.5-0.1552 * (Cotg(Tzeta)-1)/(2.5 - 1)			0.500	
ni = 0.6 * (1 - fck/250)	(6.6N EC2)	ν =	0.49	
fcd		=	27.72	N/mm²
Verifica Staffe emergenti				
TAGLIO di seconda fase comb. ultima		VEd2 =	114.93	kN
VEdi = 1 x VEd2 / (z x bi)	(6.2.5 (6.24) EC2)	=	0.25	N/mm²
dove bi tra trave e getto		=	176.66	cm
VRdi = c * fctd (SENZA STAFFE)	(6.2.5 (6.25) EC2)	=	0.54	N/mm²
Dove fctd CLS getto in opera		fctd =	1.19	N/mm²
Superficie Trave-Getto Scabra c = 0.45				
essendo VRdi > VEdi senza tener conto di staffe sporgenti				
Non c'è bisogno di staffe sporgenti				

Flessione e taglio nelle sezioni iniziali precompresse

Sezione 1 a metri 1 dal punto d' appoggio.			
Momento dovuto al solo PP	Mpp =	25.09	kNm
SIGMA allo sbanco nei trefoli	=	1349.41	N/mm²
Allo sbanco e con il solo peso della Trave. Calcolo a rottura per sollecitazione minima.			
Distanza da bordo inf. ultima dello Sforzo N	Dsu =	5.83	cm
Distanza da bordo inf. dello Sforzo N	Dse =	9.44	cm
deve essere Dse >= Dsu			
Cadute di tensione Finali nei trefoli	=	283.14	N / mm²
Sigma di precompressione finale nei trefoli		1116.86	N/mm²
Sforzo di precompressione finale	Nsd =	1668.59	kN
A tempo infinito e con tutti i carichi permanenti :			
M per peso proprio e carichi permanenti	Mpp =	58.60	kNm
Momento di Decompressione	Mde =	220.21	kNm > 0
Momento di calcolo della Trave	MEd =	143.19	kN x m²
Momento Resistente	MRd =	479.38	kN x m²
Deve essere MRd >= MEd			
VERIFICA A TAGLIO			
TAGLIO nella sezione in Comb. rara	Vsdo =	91.67	kN
Larghezza nel baricentro Trave	bw =	29.91	cm
TAGLIO di calcolo comb. ultima	VEd =	127.11	kN
TAGLIO PORTATO DA TRAVE SENZA BISOGNO STAFFE	Vrdc =	269.09	kN >= Ved
FORMULA UTILIZZATA : I x bw /S x SQR(fctd^2 + 1 x sigma bar. x fctd)			
Dove I = Momento inerzia Trave + getto	Ji =	309012.50	cm4
bw = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	13477.18	cm3
Sigma nel baricentro trave + getto		6.12	N/mm²
fctd = fctm x 0.7 / GammaC	fctd =	1.92	N/mm²
Essendo Vrdc >Taglio ultimo pongo staffatura minima Area staffe/m	=	2.40	cm2/m

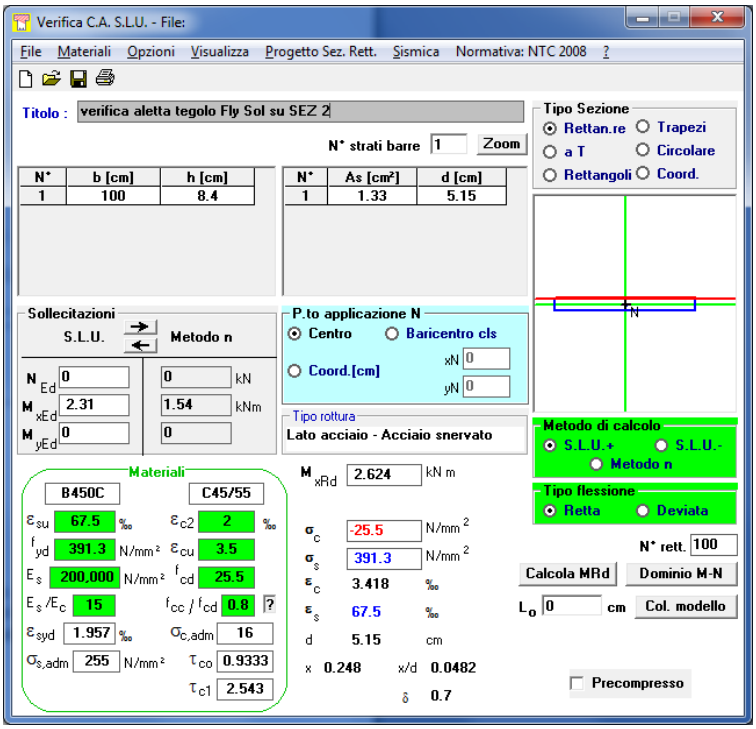
10.3.2.7 Verifica dell'ala a sbalzo

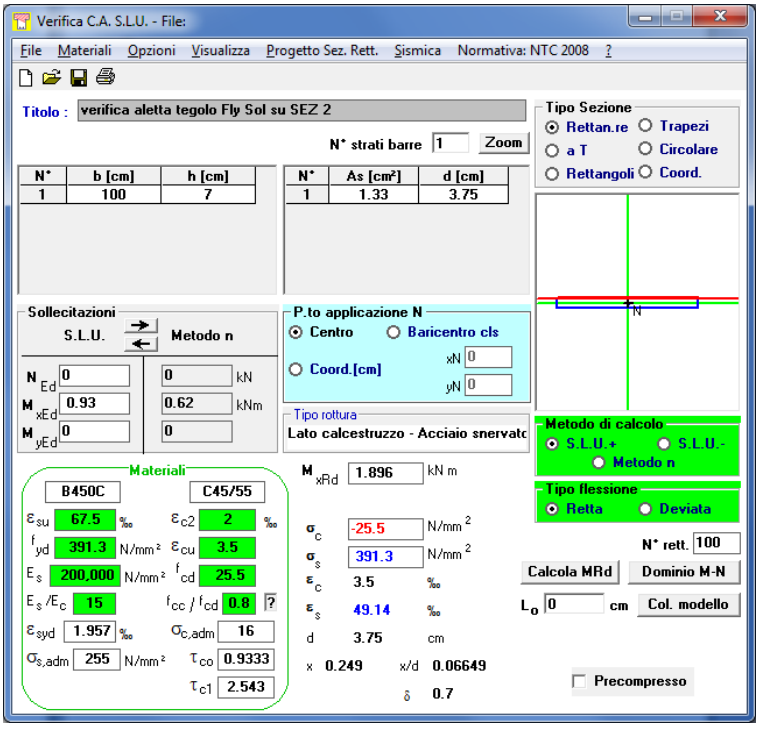


I carichi agenti sulla soletta sono:

Peso proprio soletta sp. 7 cm	1.75 kN/m^2
Permanenti	4.00 kN/m^2
Accidentali	2.00 kN/m^2

L'armatura della soletta è composta da rete elettrosaldata diam. 5/15x15.
Pertanto nella verifica dello sbalzo la quantità d'armatura è peri a 1.3 cm^2 ogni metro di tegolo.
Si allegano le verifiche nelle sezioni 1 e 2, in cui lo spessore della soletta è pari a 7 e 8.4 cm rispettivamente.

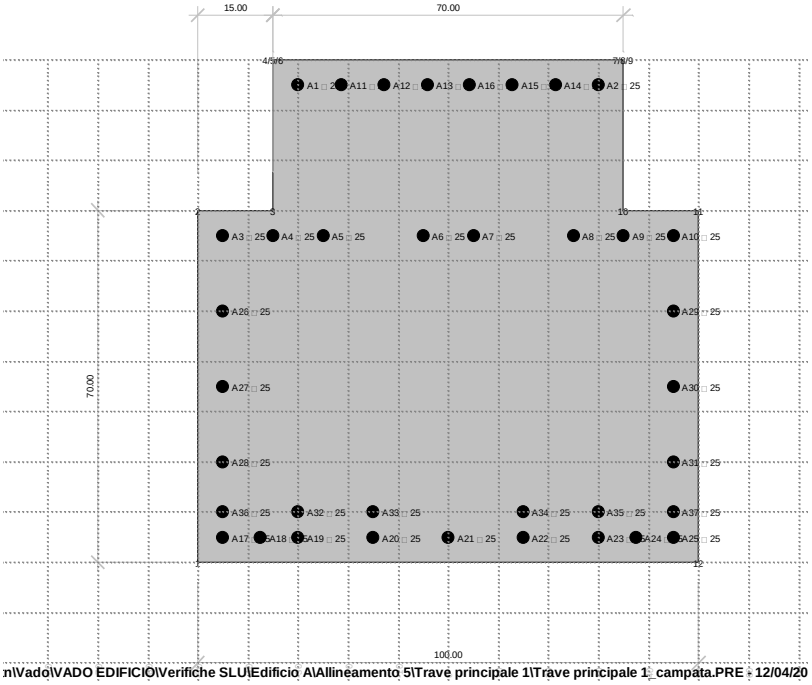

Verifica C.A. S.L.U. - File:
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo : verifica aletta tegolo Fly Sol su SEZ 2
N° strati barre 1 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 8.4
N° As [cm²] d [cm]
1 1.33 5.15
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 2.31 1.54 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato
Materiali
B450C C45/55
ε su 67.5 ‰ ε c2 2 ‰
f yd 391.3 N/mm² ε cu 3.5
E s 200,000 N/mm² f cd 25.5
E s /E c 15 f cc / f cd 0.8
ε syd 1.957 ‰ σ c,adm 16
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0.9333
τ c1 2.543
M xRd 2.624 kN m
σ c -25.5 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 3.418 ‰
ε s 67.5 ‰
d 5.15 cm
x 0.248 x/d 0.0482
δ 0.7
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso


Verifica C.A. S.L.U. - File:
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo : verifica aletta tegolo Fly Sol su SEZ 2
N° strati barre 1 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 7
N° As [cm²] d [cm]
1 1.33 3.75
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 0.93 0.62 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Materiali
B450C C45/55
ε su 67.5 ‰ ε c2 2 ‰
f yd 391.3 N/mm² ε cu 3.5
E s 200,000 N/mm² f cd 25.5
E s /E c 15 f cc / f cd 0.8
ε syd 1.957 ‰ σ c,adm 16
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0.9333
τ c1 2.543
M xRd 1.896 kN m
σ c -25.5 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 3.5 ‰
ε s 49.14 ‰
d 3.75 cm
x 0.249 x/d 0.06649
δ 0.7
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso

10.3.3. Trave trasversale piano primo allineamenti 1÷6

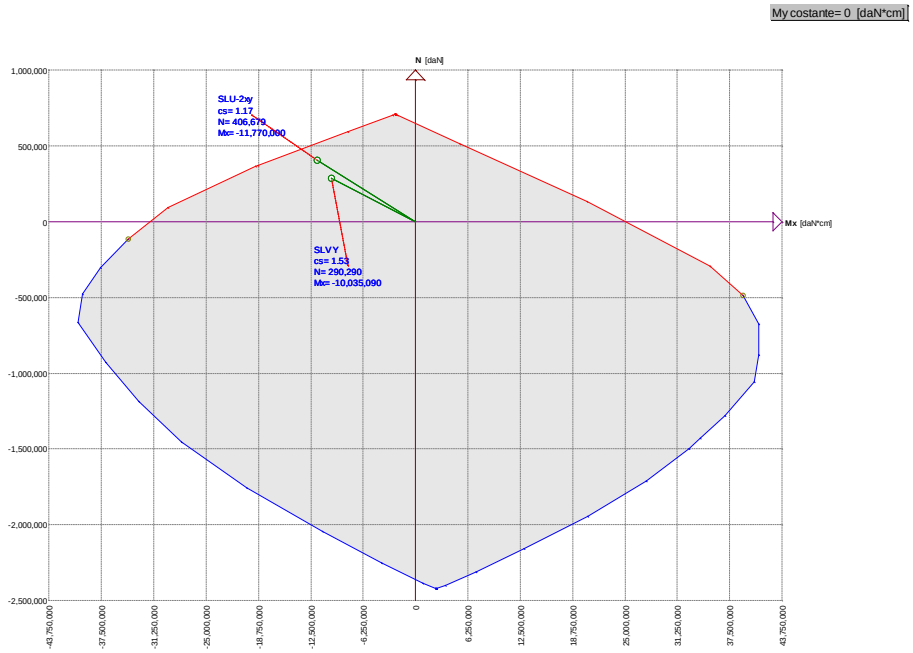
La trave del piano primo è soggetta ad uno stato di sollecitazione di tenso-flessione, dovuta all'inclinazione dei pilastri inferiori.

10.3.3.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 15ϕ25 come armatura resistente inferiore e 7ϕ25 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2xy, sono pari a:

M_x = 1177 kNm

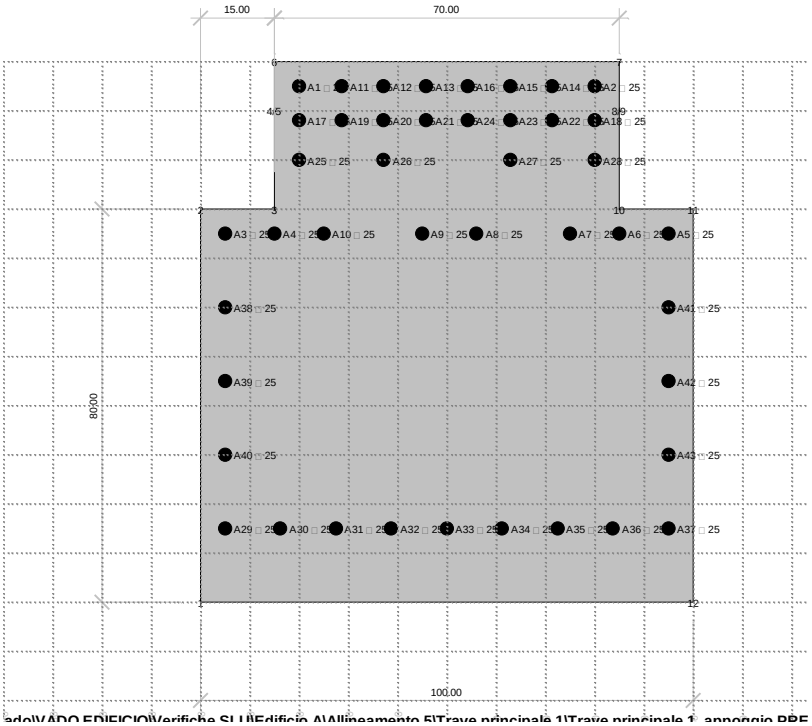
M_y = 68 kNm

N_{traz} = 4066 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.17. La sezione è pertanto verificata.

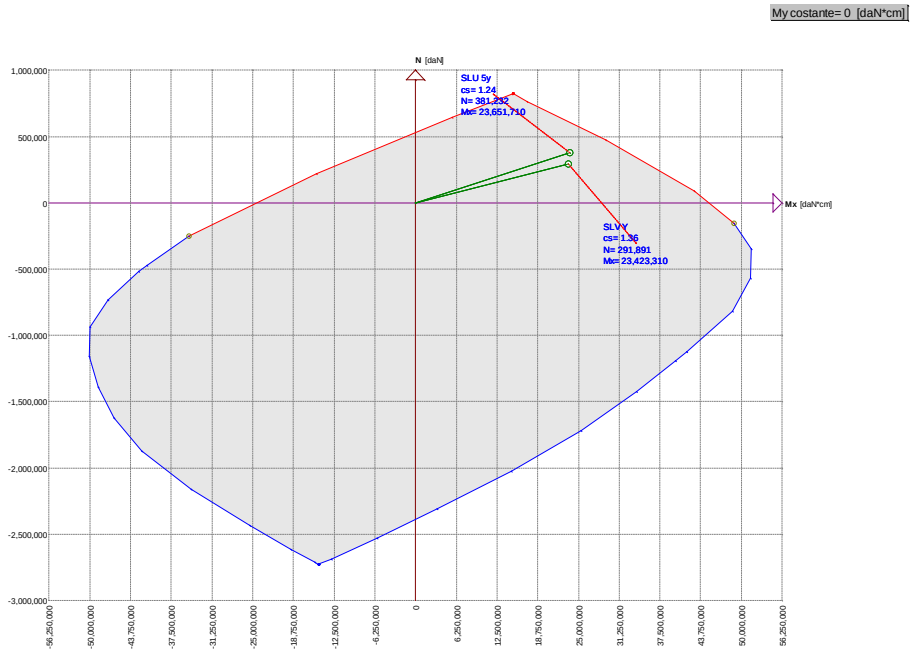
Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.53.

10.3.3.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 9ϕ25 come armatura resistente inferiore e 20ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -2365 kNm

M_y = 24 kNm

N_{traz} = 3812 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.24. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.36.

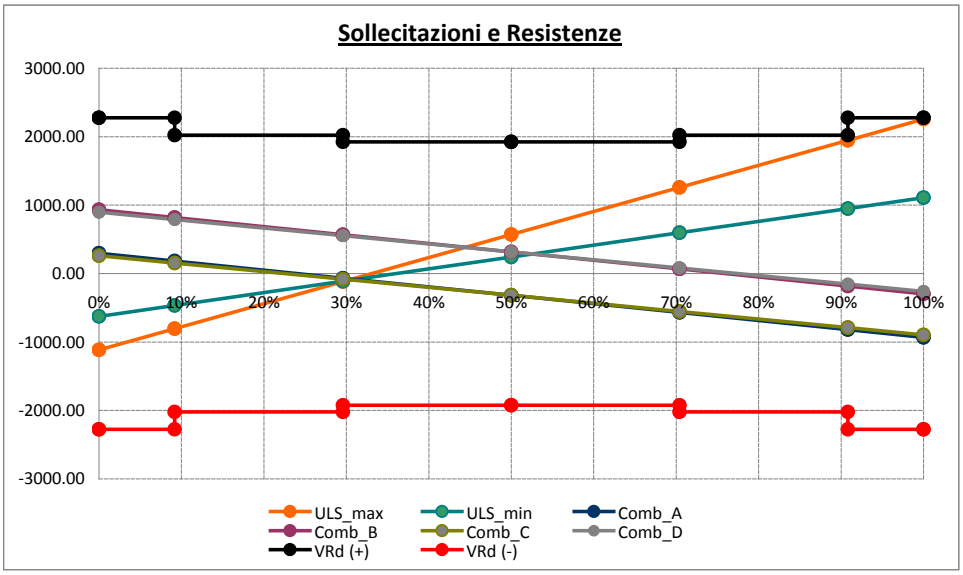
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 2255 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 110 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**295.94 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-931.78 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**931.78 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-295.94 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**259.58 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-895.42 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**895.42 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-259.58 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**14.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	1023.50	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	255.88	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	200.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	336.00	[mm]
	s_{min}	=	200.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	615.75	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**27.10**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	27.10	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	1.95	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	2891.49	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	2275.26	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**2275.26**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		**ACCIAIO**		**SEZIONE**	
fck	32.0 N/mm²	**C450**		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1100 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1050 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	9820 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	-4000 kN	σcp	-5.195 N/mm²	<	3.62667
k	1.436				
vmin	0.341				
ρl	0.013	<	0.02		

VRd = -130 kN
VRd min = -322 kN

Se VEd > -130 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	840 mm =
ρw	0.0043	ρwmin			
α cw	1.00				
v1	0.61				
z	**945 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2433 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.97** °
cot(TETA) **2.36** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2631 kN (VRsd max 2631 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1115 kN (VRsd max 3661 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2788 kN (VRsd max 2525 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3590883 VRsd = 2631 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3590883 VRcd = 2155 kN

VRd = 2155 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.11 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

Le sezioni all'appoggio in prossimità dei vani scala sono soggette ad un taglio maggiore (V_{sd}=2425 kN) per cui sono armate con staffe verticali ϕ14/15 a 4 bracci.

Di seguito si riporta la verifica.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		**ACCIAIO**		**SEZIONE**	
fck	**32.0** N/mm²	**C450**		b	**700** mm
γc	**1.5**	fyk	**450** N/mm²	h	**1100** mm
fcd=0.85fck/yc	**18.1** N/mm²	γs	**1.15**	c	**50** mm
		fyd	391 N/mm²	d	1050 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	**9820** mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	**-4000** kN	σcp	-5.195 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.436				
νmin	0.341				
ρl	0.013	<	0.02		

VRd =	**-130 kN**
VRd min =	**-322 kN**

Se VEd > **-130 kN** allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	4		
ϕstaffa	14 mm		
Asw	616 mm²		
s	150 mm	passo delle staffe	(s max = 840 mm =
ρw	0.0059	ρwmin	
α cw	1.00		
ν1	0.61		
z	**945 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2433 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **27.09** °
cot(TETA) **1.96** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2968 kN (VRsd max 2968 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1518 kN (VRsd max 3661 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 3795 kN (VRsd max 2525 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.9553731 VRsd = 2968 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.9553731 VRcd = 2431 kN

VRd = 2431 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali,
sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.92 m

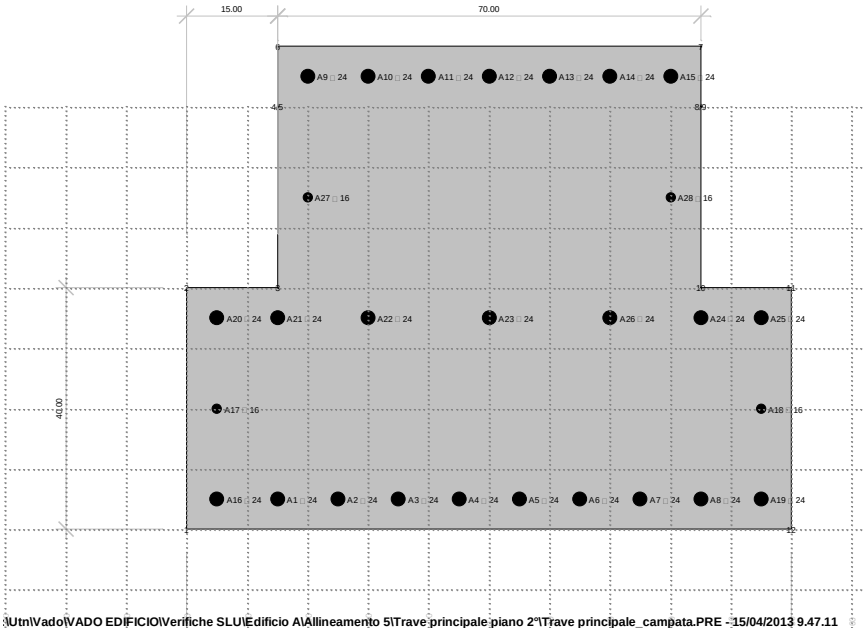
$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

10.3.4. Trave trasversale piano secondo allineamenti 1÷6

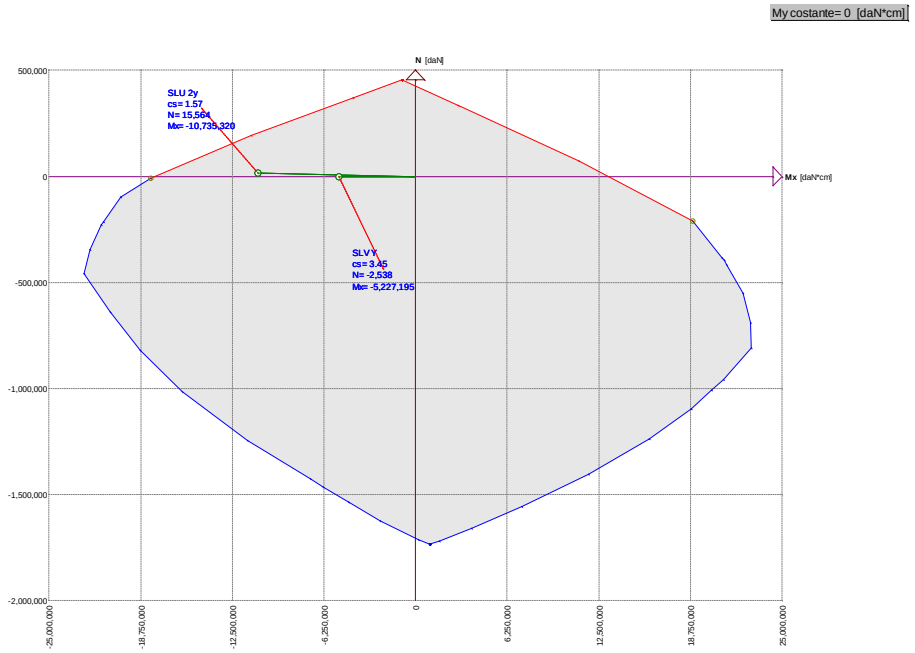
10.3.4.1 Sezione di mezzeria

A favore di sicurezza non si considera il contributo offerto dalla cappa collaborante.



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 1073 kNm

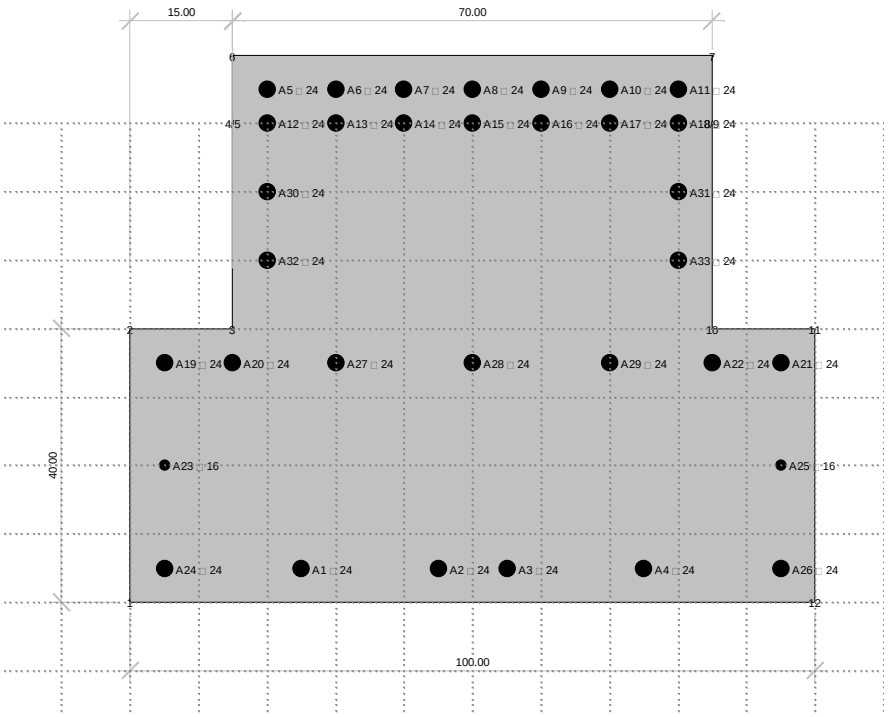
M_y = 50 kNm

N_{traz} = 155 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.57. La sezione è pertanto verificata.

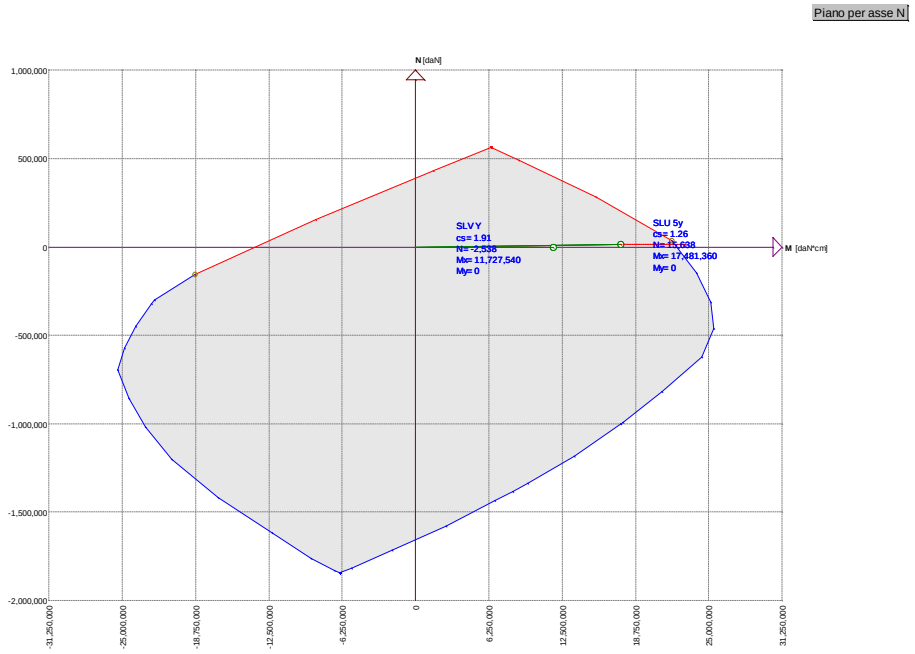
Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.45.

10.3.4.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 18ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -1750 kNm

M_y = 59 kNm

N_{traz} = 156 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.24. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.91.

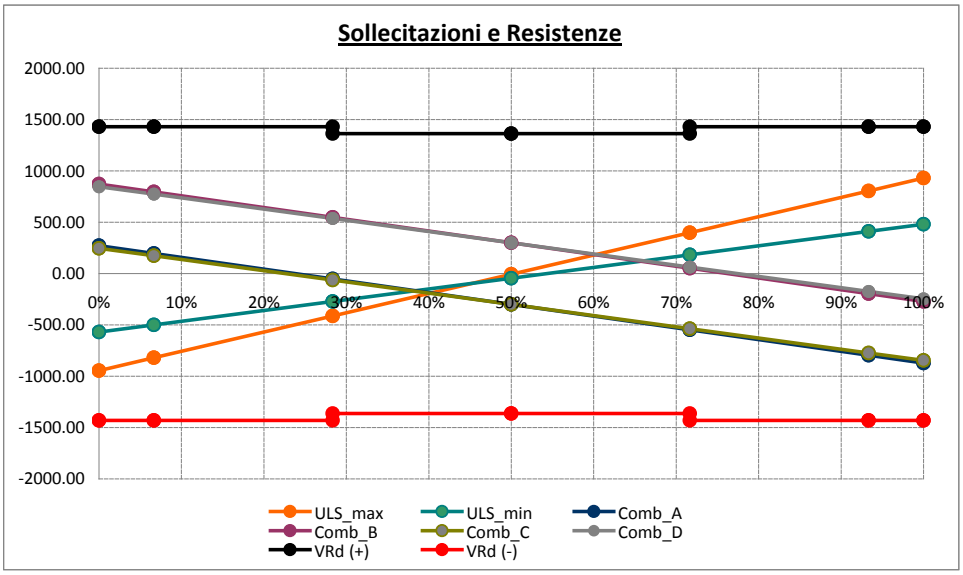
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 945 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**270.66 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-870.66 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**870.66 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-270.66 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**246.00 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-846.00 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**846.00 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-246.00 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**12.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	726.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	181.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	288.00	[mm]
	s_{min}	=	181.50	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	452.39	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**23.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	23.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.36	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1816.62	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1431.39	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**1431.39**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	8136 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	-160 kN	σcp	-0.286 N/mm²	<	3.62667
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.015	<	0.02		

VRd = 328 kN
VRd min = 172 kN

Se VEd > 328 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0043	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2433 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.97** °
cot(TETA) **2.36** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1879 kN (VRsd max 1879 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 797 kN (VRsd max 2615 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1991 kN (VRsd max 1803 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3590883 VRsd = 1879 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3590883 VRcd = 1539 kN

VRd = 1539 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.80 m

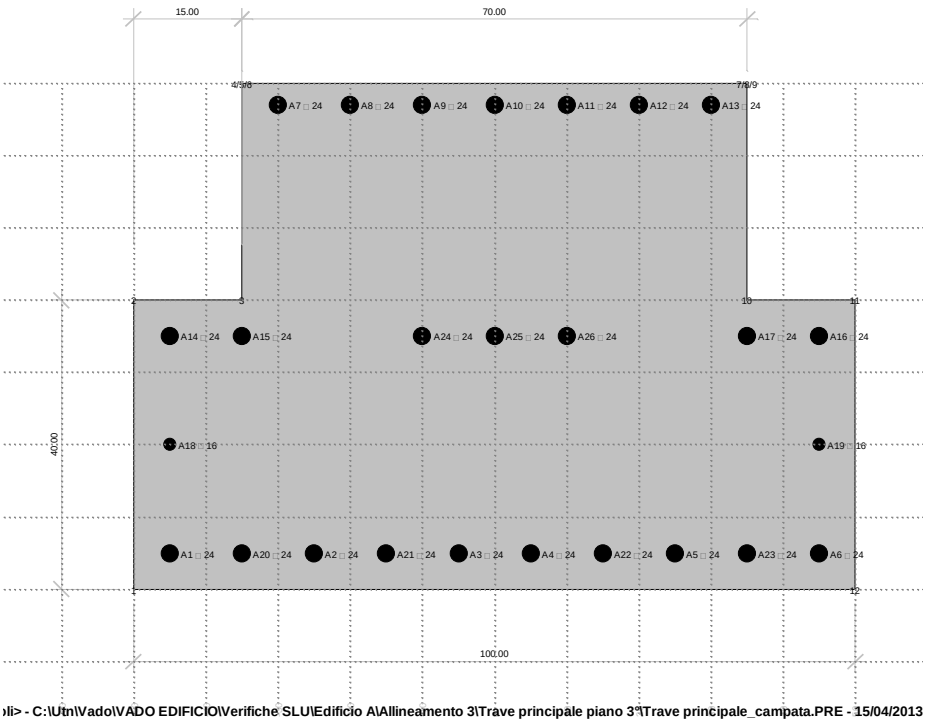
$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

10.3.5. Trave trasversale piano terzo allineamenti 1÷6

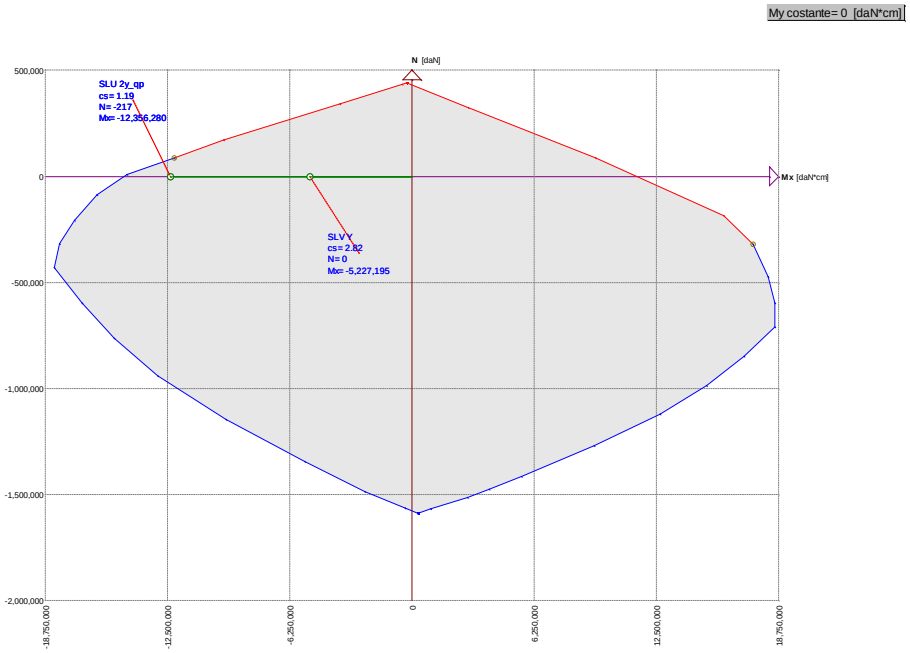
10.3.5.1 Sezione di mezzeria

In questa sezione si considera la trave del terzo piano che non ha la soletta collaborante di 10 cm, e che quindi ha un'altezza di 70 cm anziché 80 cm. Le travi del terzo piano che sono interessate dalla cappa collaborante sono trattate come quelle del piano secondo descritte nel precedente paragrafo.



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y_qp, sono pari a:

M_x = 1235 kNm

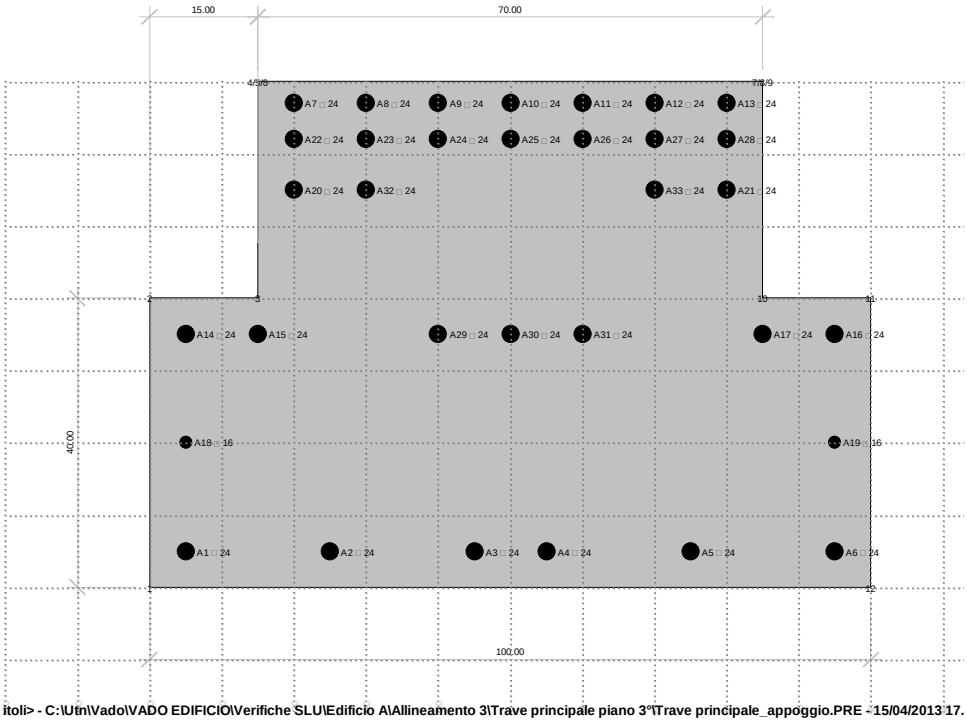
M_y = 50 kNm

N_{traz} = -2 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.17. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.82.

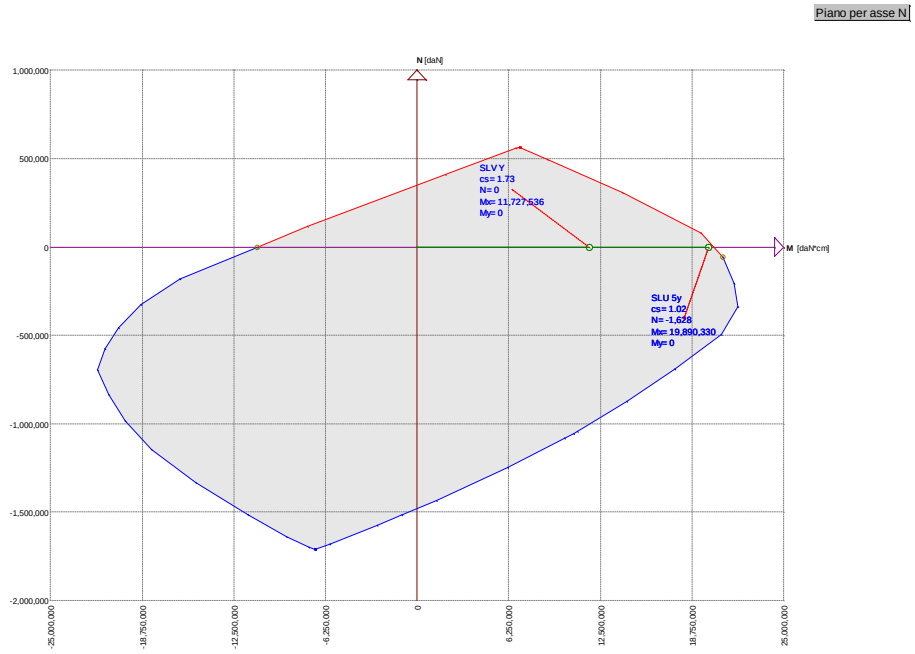
10.3.5.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



itoli> - C:\Utn\Vado\VADO EDIFICIO\Verifiche SLU\Edificio A\Allineamento 3\Trave principale piano 3°\Trave principale_appoggio.PRE - 15/04/2013 17.

Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 16ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -1989 kNm

M_y = 30 kNm

N_{traz} = -16 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.02. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.73.

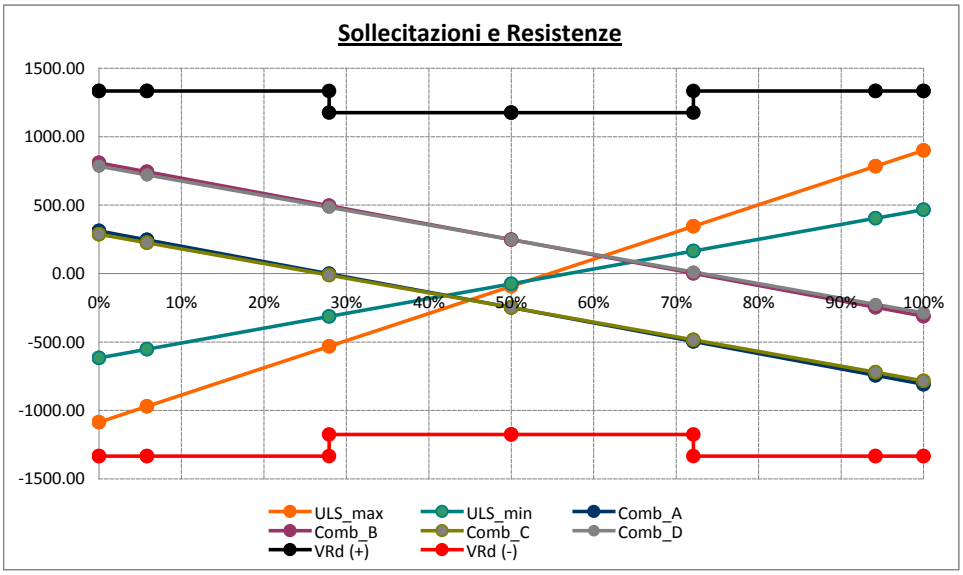
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 1008 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**311.83 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-808.49 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**808.49 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-311.83 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**287.17 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-783.83 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**783.83 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-287.17 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	12.00	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	4.00	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	626.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	156.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	288.00	[mm]
	s_{min}	=	156.50	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	150.00	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	452.39	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	90.00	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	23.00	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	23.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.36	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1566.39	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1334.30	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**1334.30**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO			ACCIAIO			SEZIONE	
fck	32.0	N/mm²	C450			b	700 mm
γc	1.5		fyk	450	N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1	N/mm²	γs	1.15		c	50 mm
			fyd	391	N/mm²	d	650 mm
			Es	200,000	N/mm²	Asl	8136 mm2
			εyd	0.00196			

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	20	kN	σcp	0.041	N/mm²	< 3.62667
(+ = compressione)						
k	1.555					
νmin	0.384					
ρl	0.018		<	0.02		

VRd = 330 kN
VRd min = 177 kN

Se VEd > 330 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90	°	**STAFFE VERTICALI**		
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12	mm			
Asw	452	mm²			
s	150	mm	passo delle staffe	(s max =	520 mm =
ρw	0.0043		ρwmin		
α cw	1.00				
νl	0.61				
z	**585**	**mm**	**braccio**		

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2433 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.97** °
cot(TETA) **2.36** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1629 kN **(VRsd max 1629 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 690 kN **(VRsd max 2266 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1726 kN **(VRsd max 1563 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3590883 VRsd = 1629 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.002	
f'cd	9.0666667	N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3590883 VRcd = 1337 kN

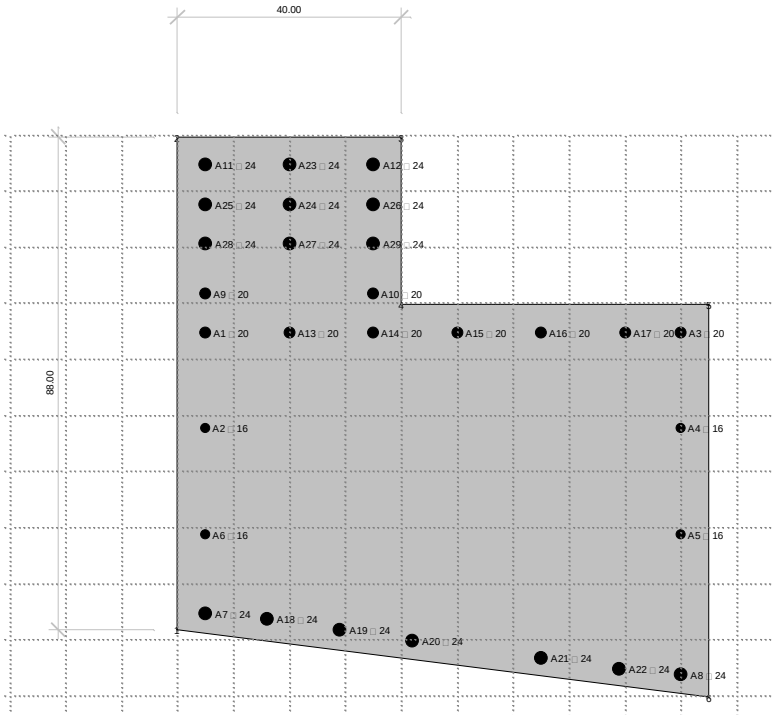
VRd = 1337 kN

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

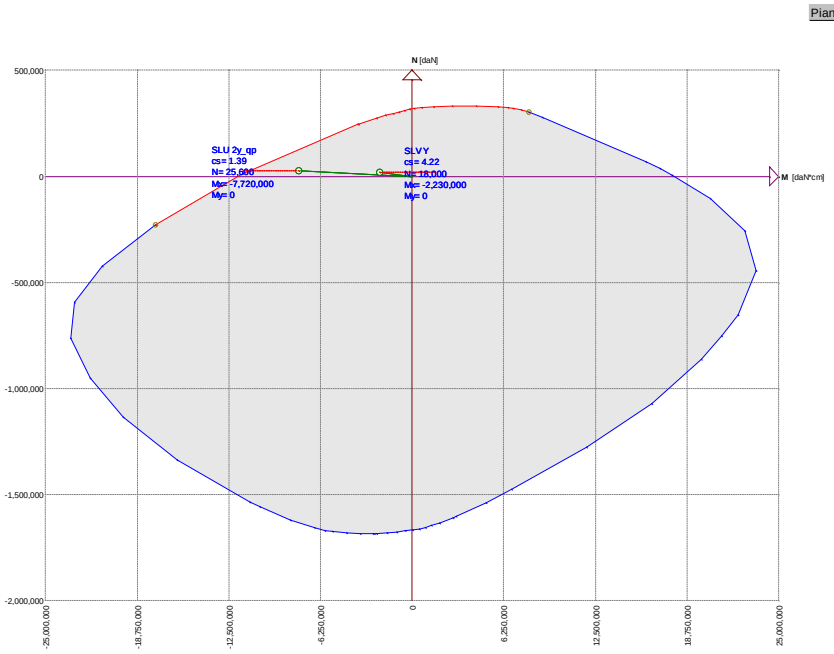
10.3.6. Travi trasversali piano primo allineamento 0

10.3.6.1 Trave piano primo – sezione in campata



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ24 come armatura resistente inferiore e 9ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y_qp, sono pari a:

M_x = 772 kNm

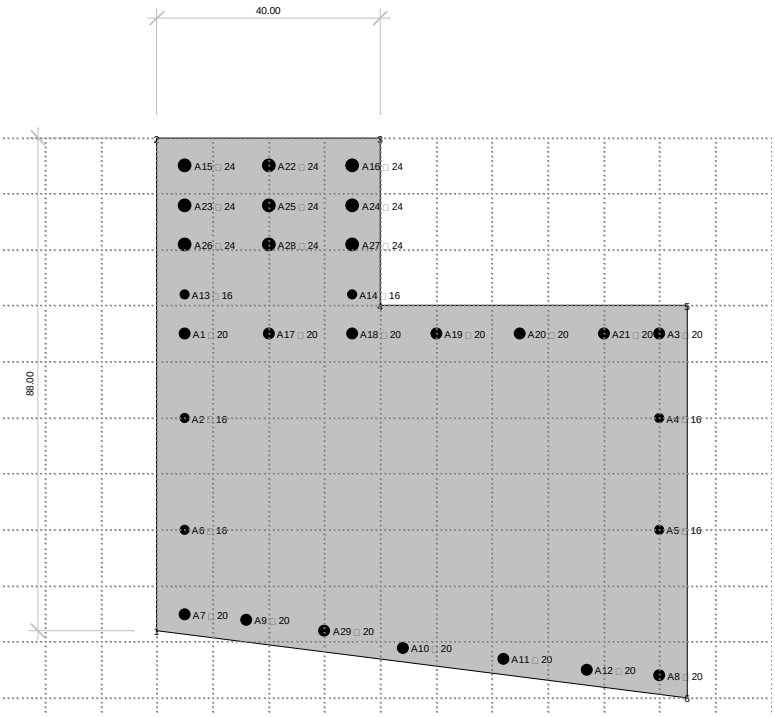
M_y = 23 kNm

N_{traz} = 286 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.39. La sezione è pertanto verificata.

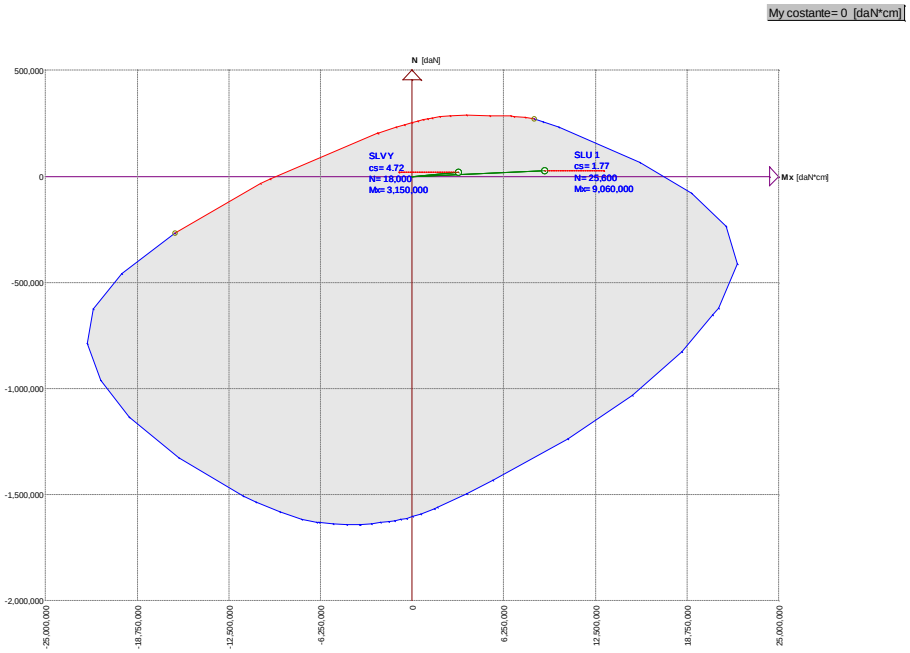
Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.22.

10.3.6.2 Trave piano primo – sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ20 come armatura resistente inferiore e 9ϕ24 + 2ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = -1041 kNm

M_y = 92 kNm

N_{traz} = 370 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.77. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.72.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 500 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 80 cm, h = 60 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 5 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	600 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	550 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4072 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.603				
vmin	0.402				
ρl	0.009	<	0.02		

VRd = 262 kN
VRd min = 177 kN

Se VEd > 262 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**		
(0<alfa<90)				
n. bracci	5			
ϕstaffa	10 mm			
Asw	393 mm²			
s	150 mm	passo delle staffe	(s max =	440 mm =
ρw	0.0033	ρwmin		
α cw	1.00			
vl	0.61			
z	**495 mm**	**braccio**		

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2780 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **19.89** °
cot(TETA) **2.76** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi c

VRsd = 1402 kN (VRsd max 1402 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 507 kN (VRsd max 2192 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1268 kN (VRsd max 1511 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1268 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1238 kN

VRd = 1238 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

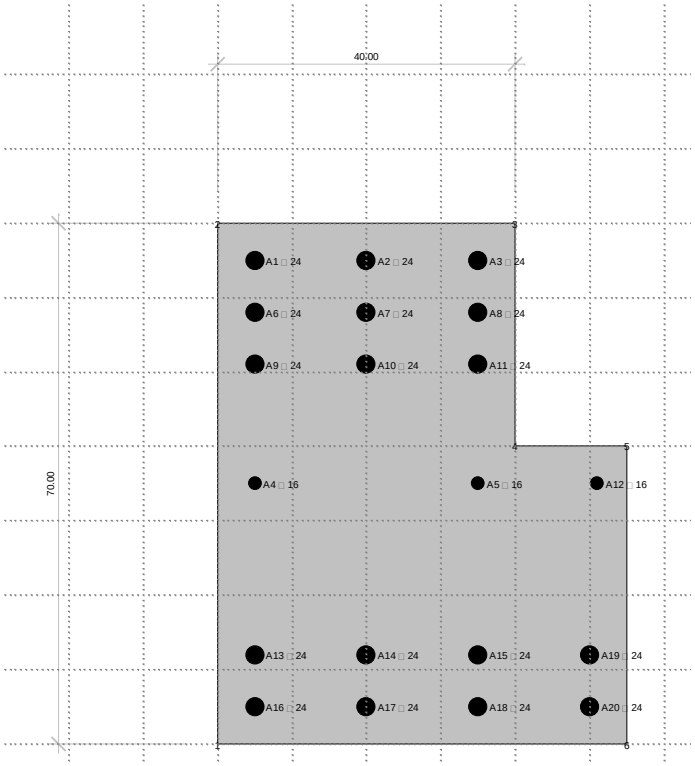
al = 0.62 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

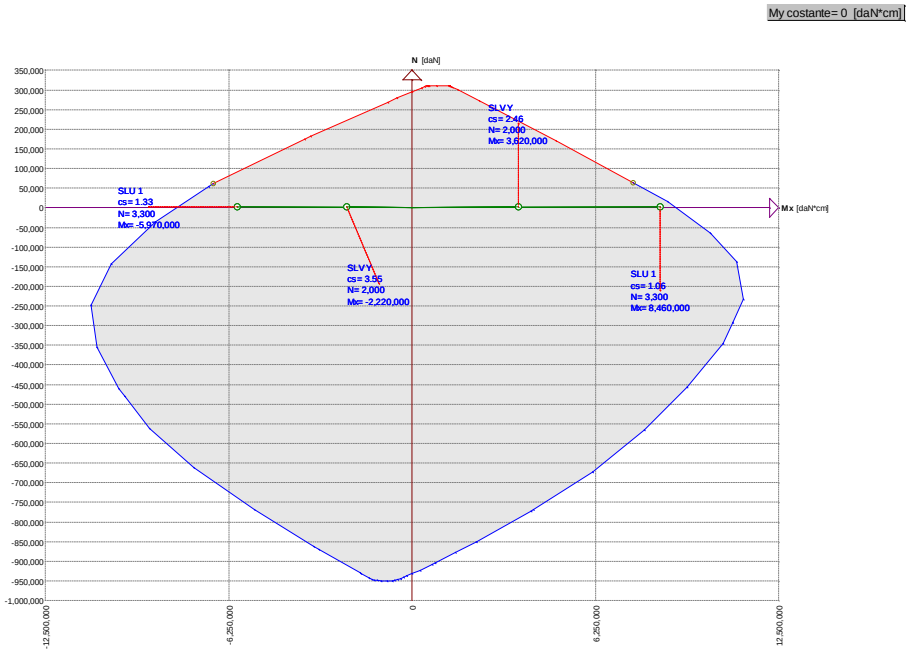
10.3.7. Trave trasversale piani superiori allineamento 0

10.3.7.1 Sezioni in campata e all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 8ϕ24 come armatura resistente inferiore e 9ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

$M_x^- = -846$ kNm

$M_x^+ = 597$ kNm

$N_{traz} = 33$ kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.04. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.46.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

$V_{sd} = 421$ kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4072 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.016	<	0.02		

VRd = 179 kN
VRd min = 100 kN

Se VEd > 179 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0052	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **25.48** °
cot(TETA) **2.10** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi

VRsd = 1006 kN **(VRsd max 1006 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 479 kN **(VRsd max 1295 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1199 kN **(VRsd max 893 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0981664 VRsd = 1006 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0981664 VRcd = 824 kN

VRd = 824 kN

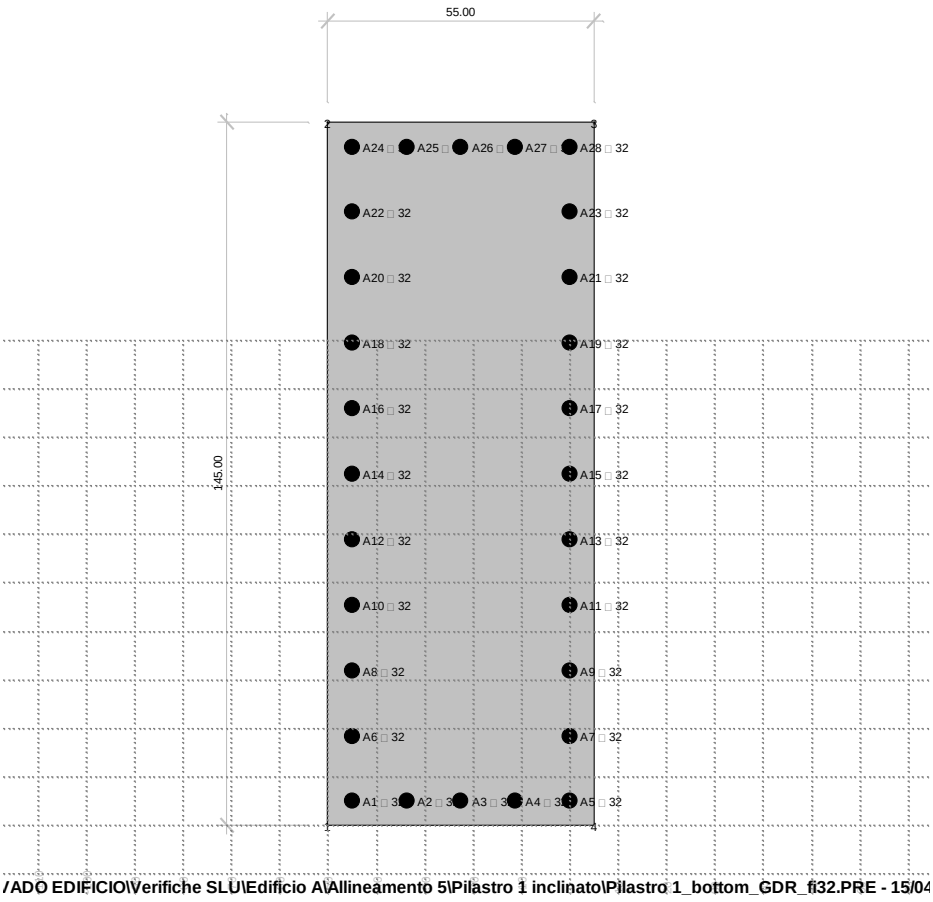
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.61 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$
La sezione è pertanto verificata.

10.3.8. Pilastri inclinati inferiori allineamenti 1÷6
Al piano terra del corpo "A" i sostegni di ogni telaio piano trasversale sono coppie divergenti di pilastri rastremati inclinati con un angolo di 33° rispetto alla verticale. La rastrematura dei pilastri è doppia: guardando la sezione trasversale dell'edificio, il pilastro ha una larghezza di 1.45 m alla base e si restringe verso l'alto fino a 0.82 m; guardando la sezione longitudinale dell'edificio, il pilastro ha una larghezza di 0.55 m alla base e si allarga verso l'alto fino a 1.00 m.
La sezione del pilastro è dunque variabile. Nel seguito si condurranno le verifiche a pressoflessione e taglio delle sezioni di base e di testa del pilastro inclinato.

10.3.8.1 Sezione di base del pilastro 55x145 cm
La sezione è rettangolare, b = 0.55 m, h = 1.45 m.
La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ32/11cm sul lato corto e ϕ32/13cm sul lato lungo.
As = 28 * 8.03 = 224.84 cm^2
Ac = 55 * 145 = 7975 cm^2
Rapporto ρ = As / Ac = 2.8% > 1.00% minimo regolamentare.



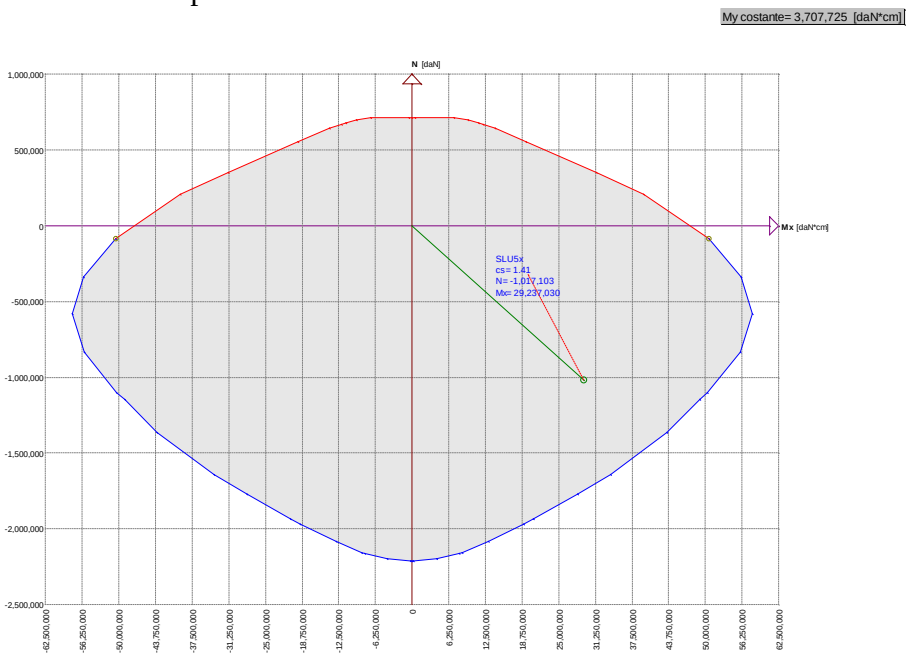
Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.
Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

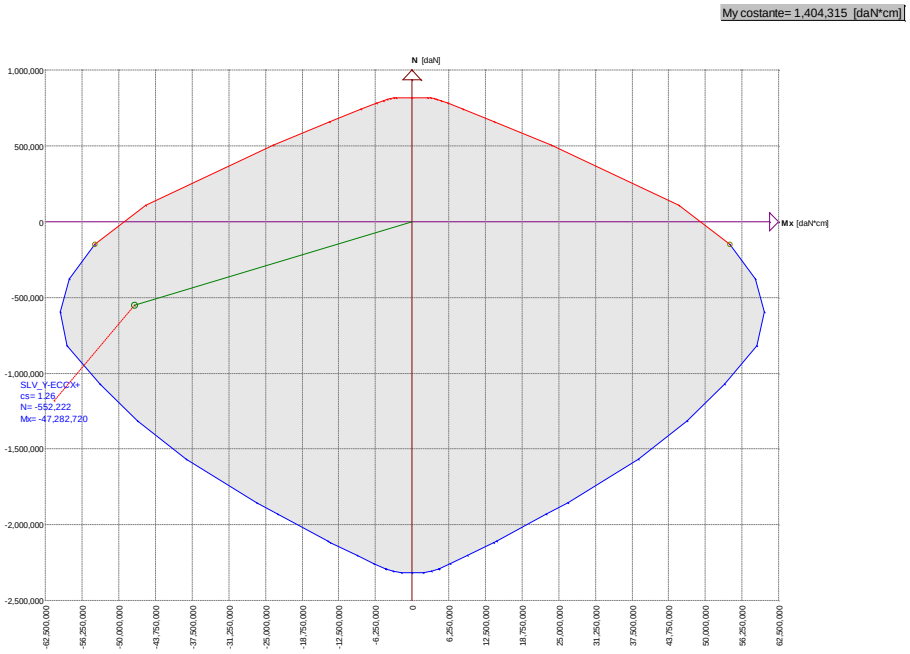
Campo di rottura della sezione ad My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione sismica SLV Y-ECCX+.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 4728 kNm
M_y = 140 kNm

N = -5522 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.26. La sezione è pertanto verificata.

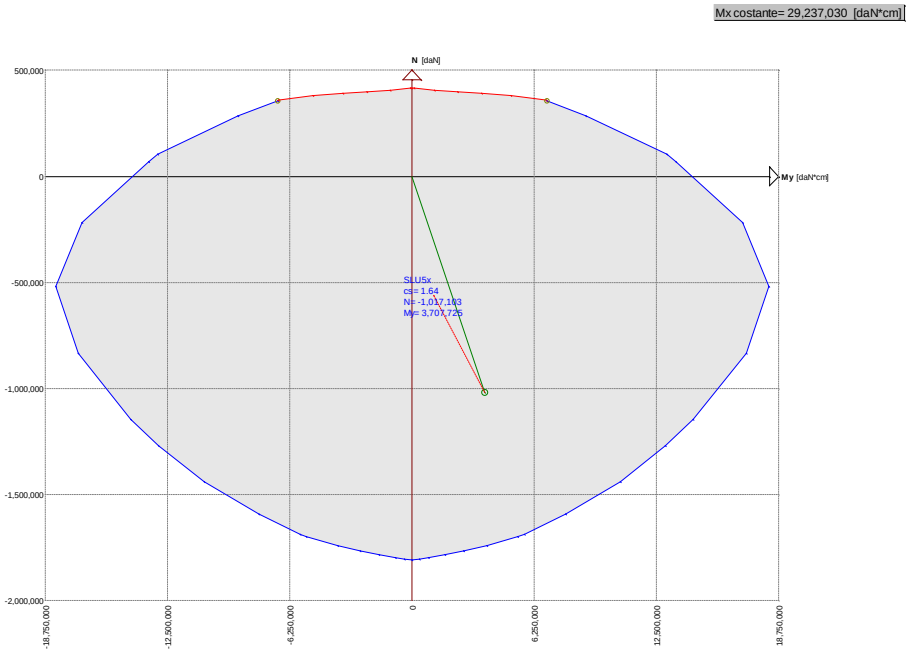
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU-5y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.41.

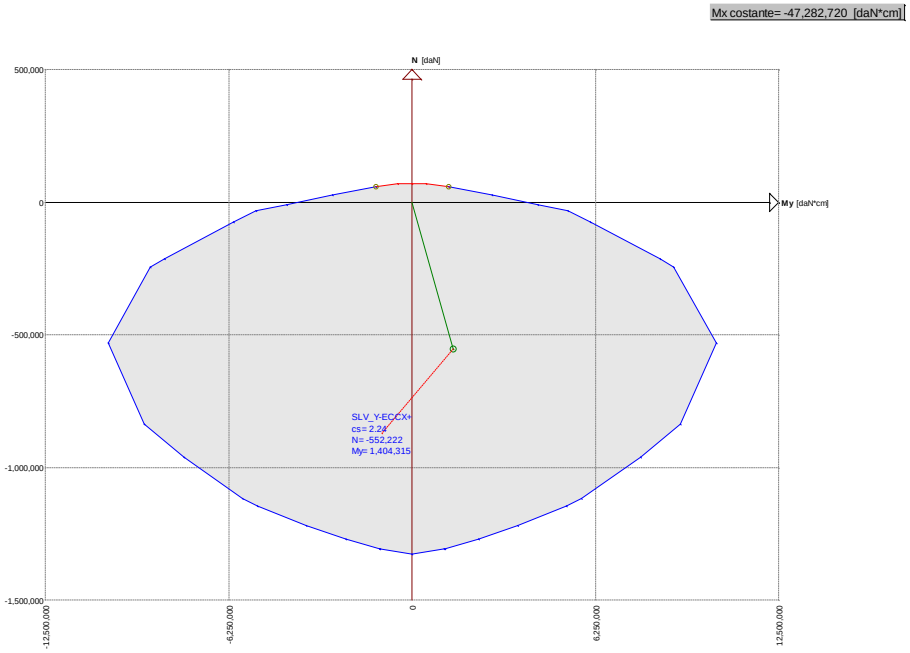




La coppia (Mx, N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5x, con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 2923 kNm
M_y = 171 kNm
N = -10170 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.64. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.24.





La coppia (My, N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Le verifiche a taglio verranno condotte per la sollecitazione agente nella direzione trasversale dell'edificio, in quanto preponderante rispetto alle azioni in direzione longitudinale che danno effetti non dimensionanti ai fini della resistenza a taglio.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2x, risulta pari a V_{sd} = 563 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -10470 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 667 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -5522 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{2400 + 4980}{6} = 1353kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -5522 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 6 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	550 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1450 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1400 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4019 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	5522 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.378				
vmin	0.320				
ρl	0.005	<	0.02		

VRd = 744 kN
VRd min = 665 kN

Se VEd > 744 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	1120 mm =
ρw	0.0082	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1260 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1274 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **32.63** °
cot(TETA) **1.56** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 3483 kN (VRsd max 3483 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2230 kN (VRsd max 3835 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 5576 kN (VRsd max 2645 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5617188 VRsd = 3483 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5617188 VRcd = 3424 kN

VRd = 3424 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.98 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

10.3.8.2 Sezione in sommità del pilastro 75x100 cm

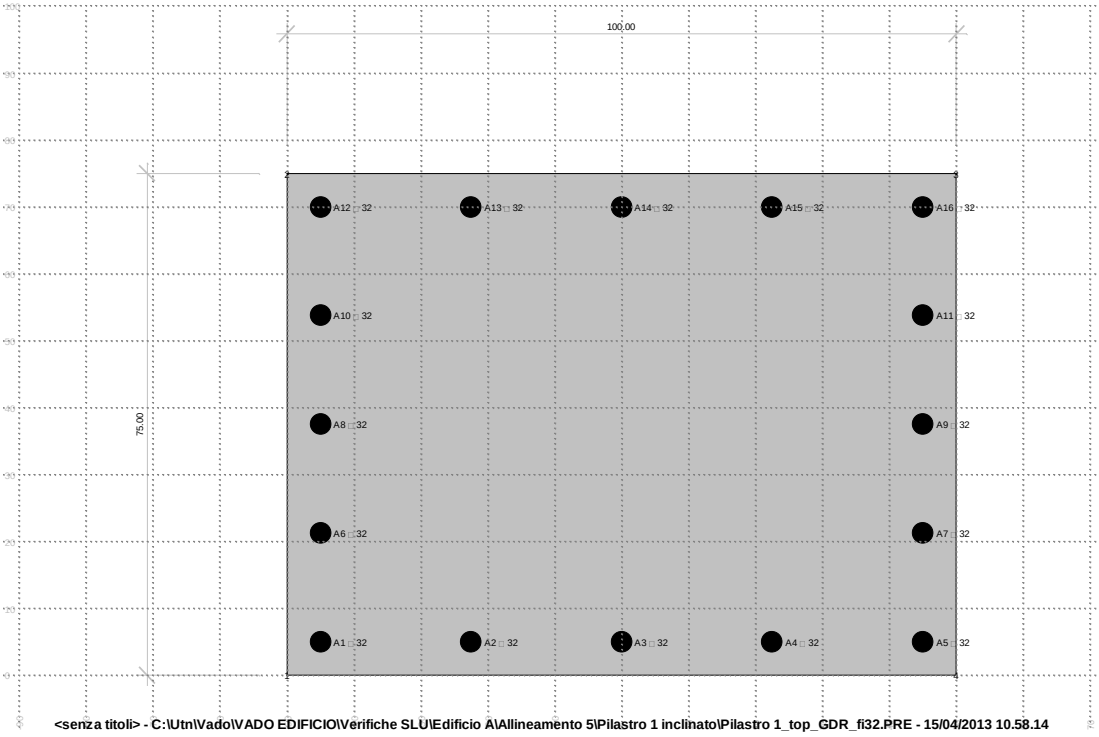
La sezione è rettangolare, b = 0.75 m, h = 1.00 m.

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ32/16cm sul lato corto e ϕ32/22.5cm sul lato lungo.

As = 16 * 8.03 = 128.48 cm^2

Ac = 75 * 100 = 7500 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 1.7% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5x con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio (dir "x").

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

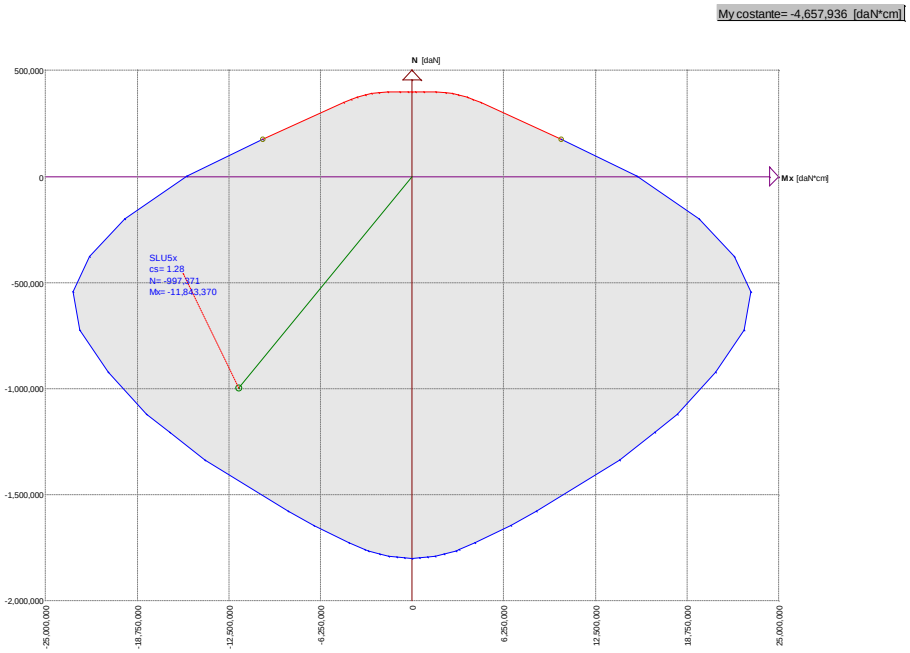
M_x = 1184 kNm

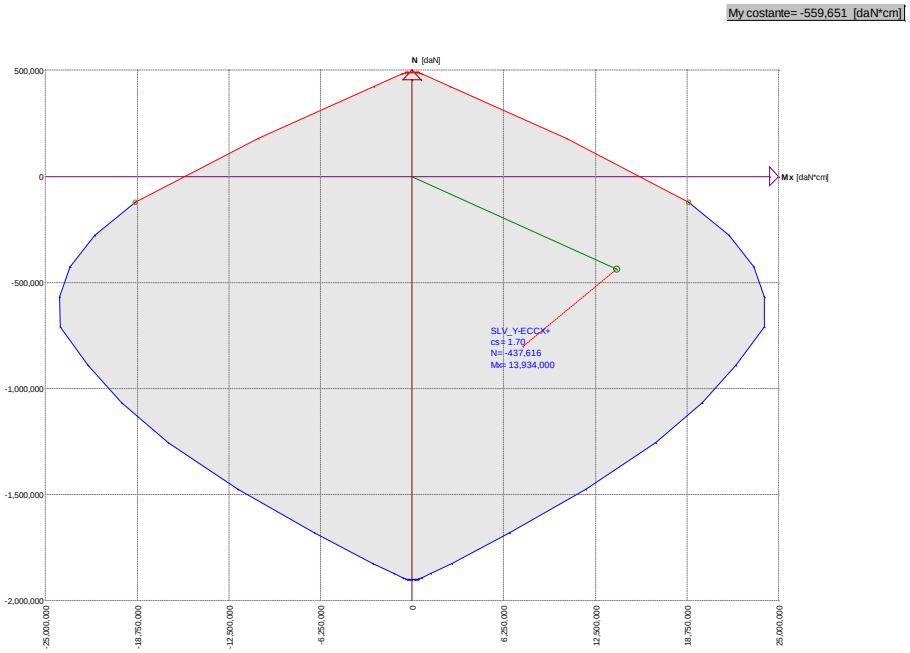
M_y = 466 kNm

N = -9973 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.28. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.70.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-2x, con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

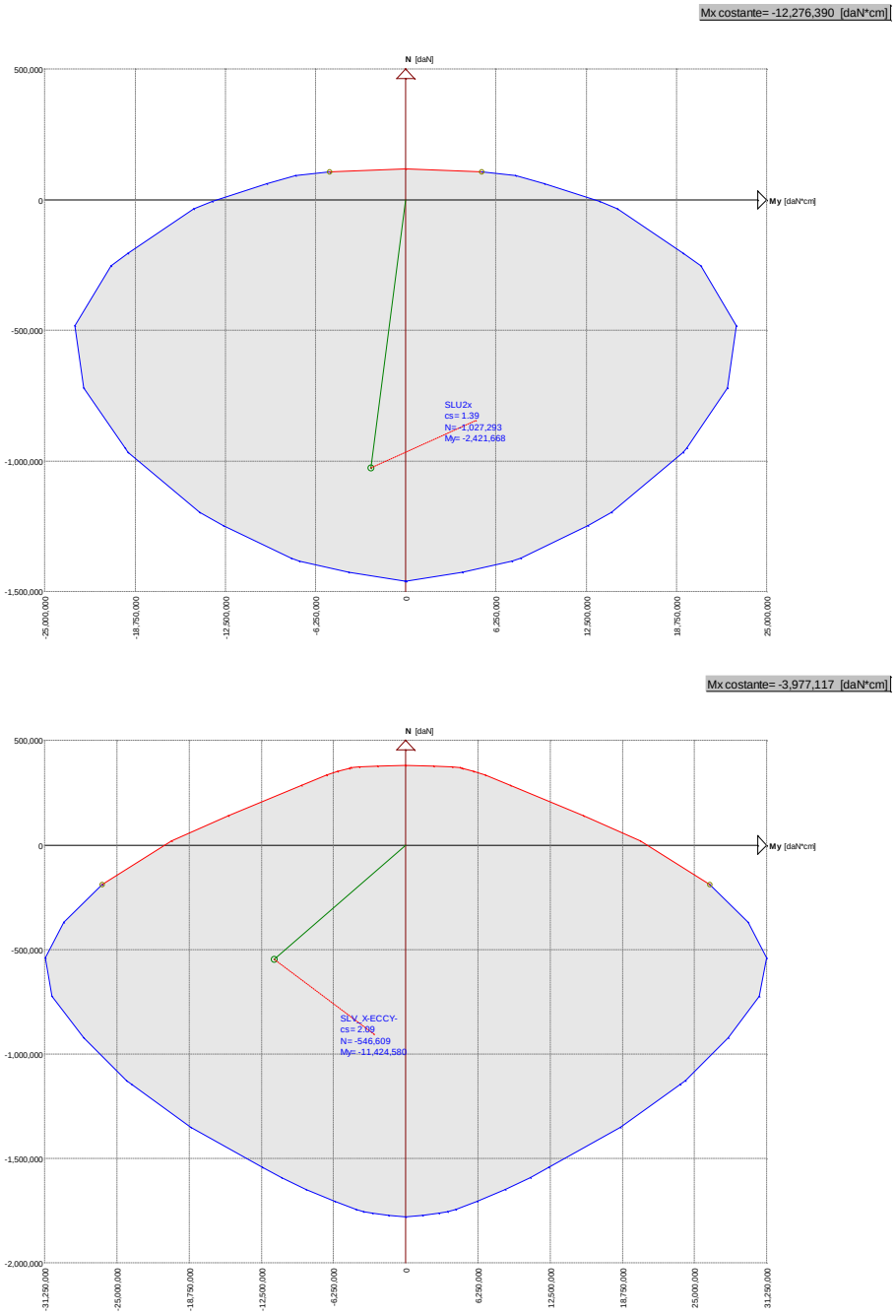
M_x = 1227 kNm

M_y = 242 kNm

N = -10271 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.39. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCY- si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.09.



La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2x, risulta pari a V_{sd} = 451 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -10272 kN

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 564 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -5328 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{2400 + 4980}{6} = 1353kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -5328 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4019 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	5328 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
vmin	0.376				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 721 kN
VRd min = 644 kN

Se VEd > 721 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	5				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	565 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	560 mm =
ρw	0.0057	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**630 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2317 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **26.56** °
cot(TETA) **2.00** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2789 kN (VRsd max 2789 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1394 kN (VRsd max 3487 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 3485 kN (VRsd max 2405 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0005328 VRsd = 2789 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0005328 VRcd = 2741 kN

VRd = 2741 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.63 m

10.3.9. Pilastri 50x75 cm piani superiori allineamenti 1÷6

Nel seguito si condurranno le verifiche delle sezioni di base e di testa del pilastro tipo ai vari piani.

La sezione del pilastro tipo, attraverso tutti i piani, è rettangolare con dimensioni b = 0.75 m, h = 0.50 m.

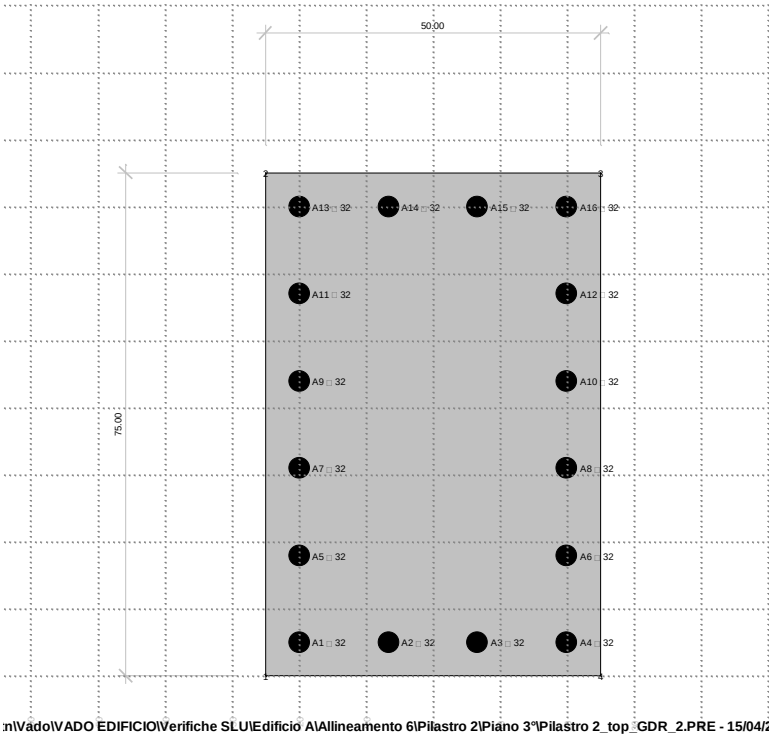
10.3.9.1 Sezione alla base del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ32/13cm sul lato corto e ϕ32/13cm sul lato lungo.

As = 16 * 8.03 = 128.48 cm^2

Ac = 75 * 50 = 3750 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.4% > 1.00% minimo regolamentare.

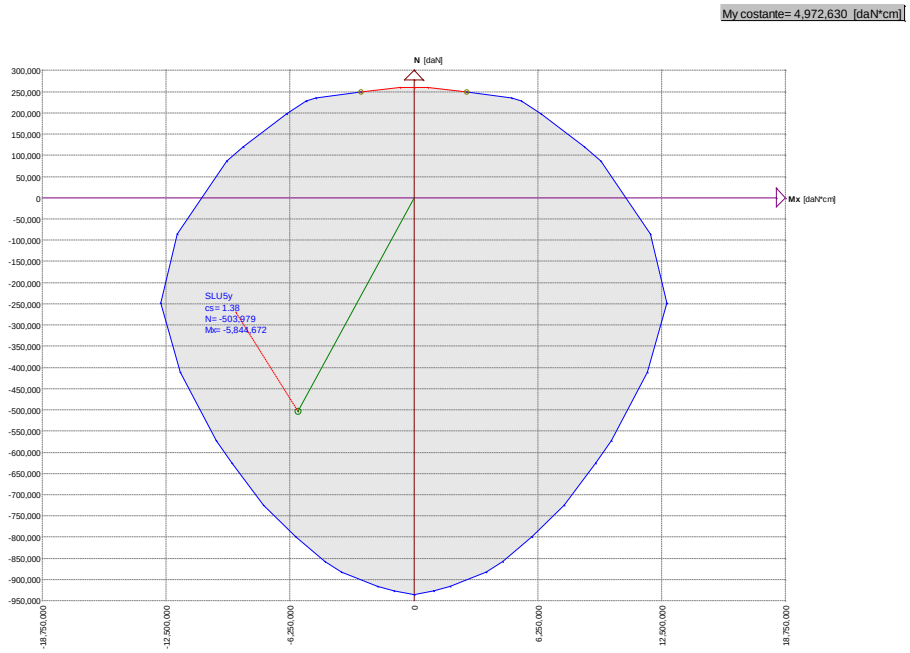


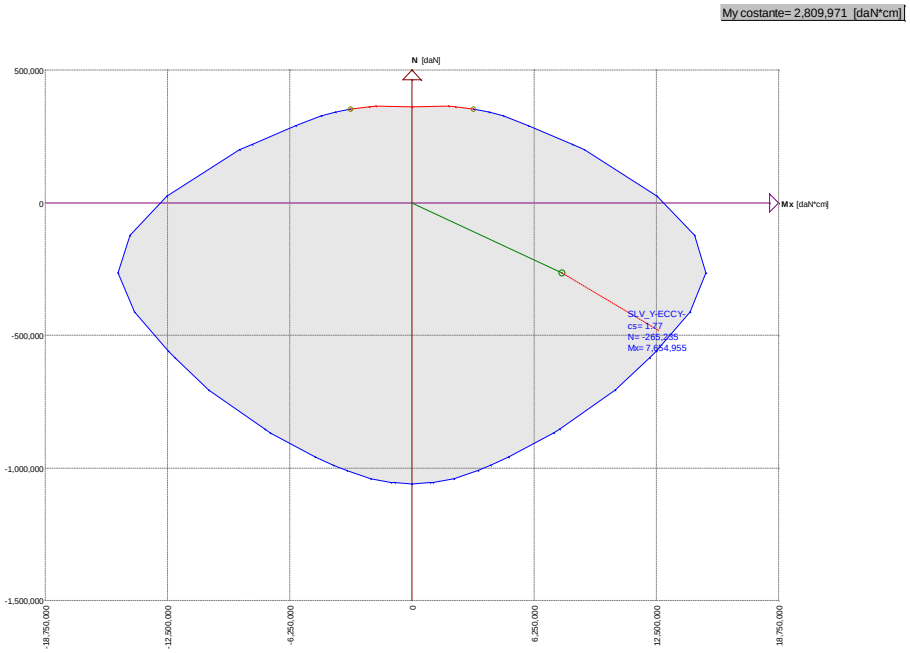
Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni,

applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5y con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio (dir "x").
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 584 kNm
M_y = 497 kNm
N = -5040 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.38. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCY- si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.77.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-5xy, con l'azione di vento agente in direzione trasversale rispetto all'edificio (dir "y").

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

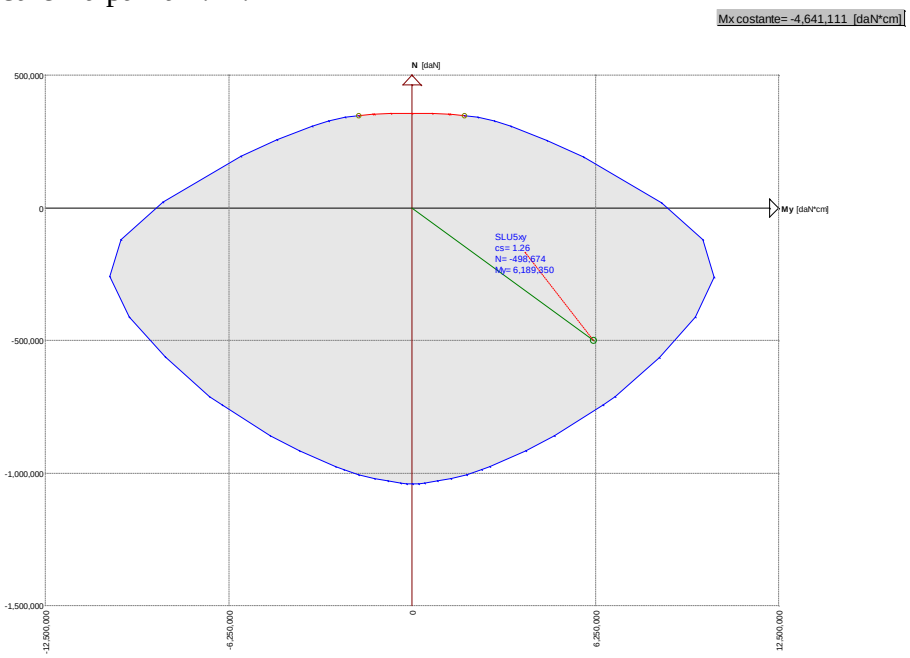
M_x = 464 kNm

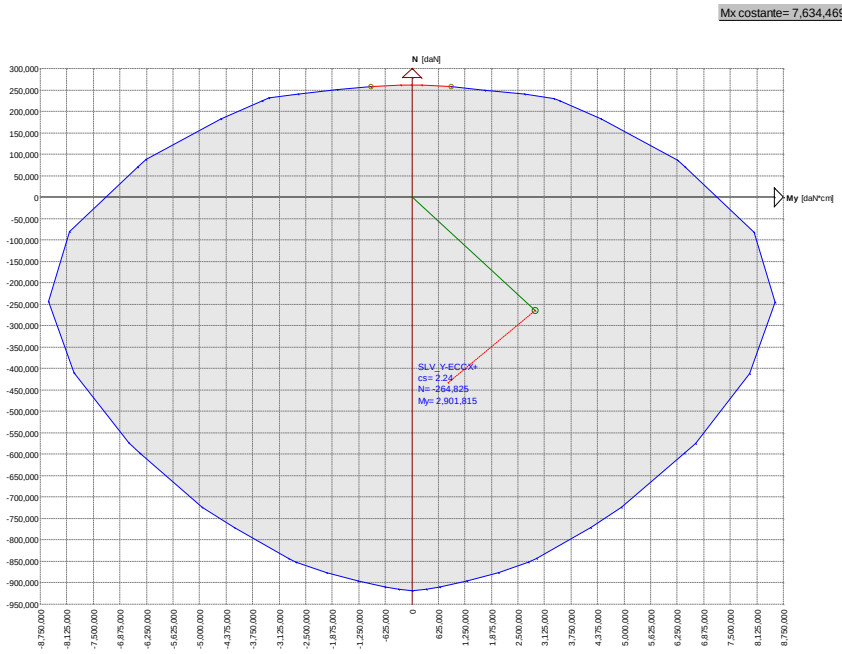
M_y = 618 kNm

N = -4986 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.26. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.24.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5x, risulta pari a V_{sd} = 320 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -5008 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 306 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2648 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1700 + 1700}{4.55} = 822kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2648 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	35 mm
		fyd	391 N/mm²	d	715 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	12848 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	2648 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.529				
vmin	0.374				
ρl	0.020	>	0.02		

VRd = 457 kN
VRd min = 328 kN

Se VEd > 457 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	572 mm =
ρw	0.0090	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**644 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1159 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRd max

TETA **34.44** °
cot(TETA) **1.46** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1661 kN (VRsd max 1661 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1139 kN (VRsd max 1781 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2848 kN (VRsd max 1228 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.4581949 VRsd = 1661 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.4581949 VRcd = 1633 kN

VRd = 1633 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.47 m

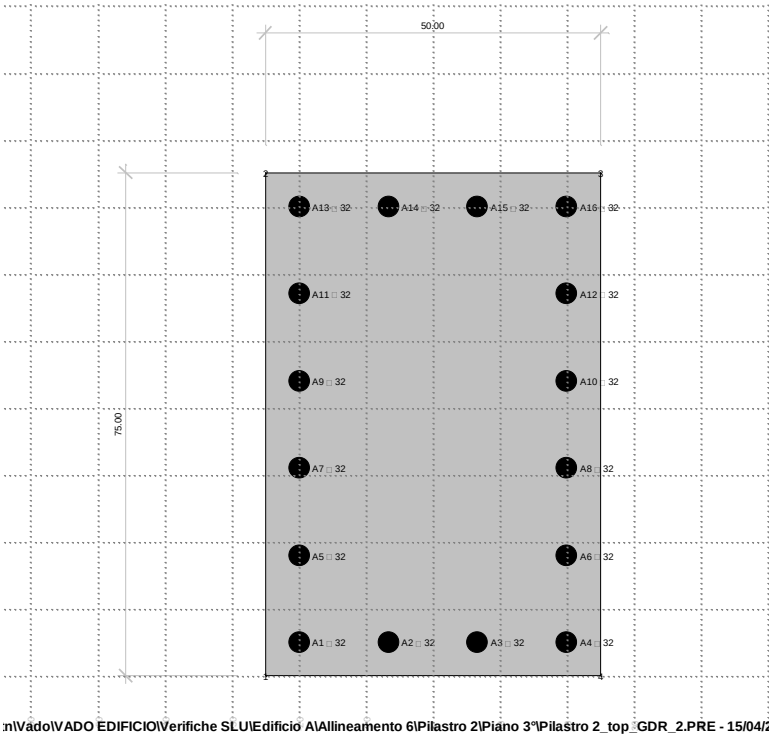
10.3.9.2 Sezione in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ32/13cm sul lato corto e ϕ32/13cm sul lato lungo.

As = 16 * 8.03 = 128.48 cm^2

Ac = 75 * 50 = 3750 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.4% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5xy_qp con l'azione di vento agente in direzione x-y.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

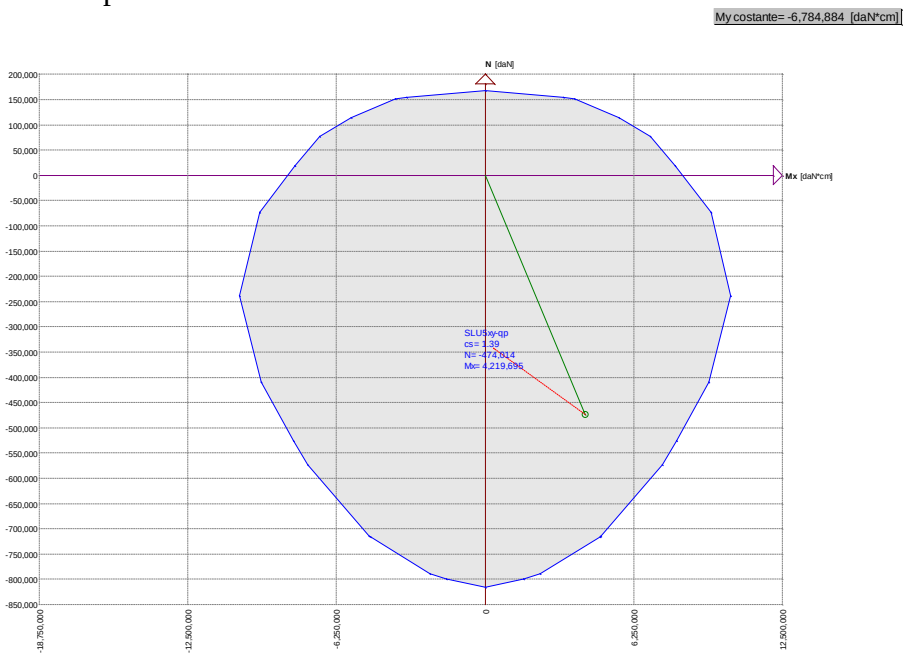
M_x = 422 kNm

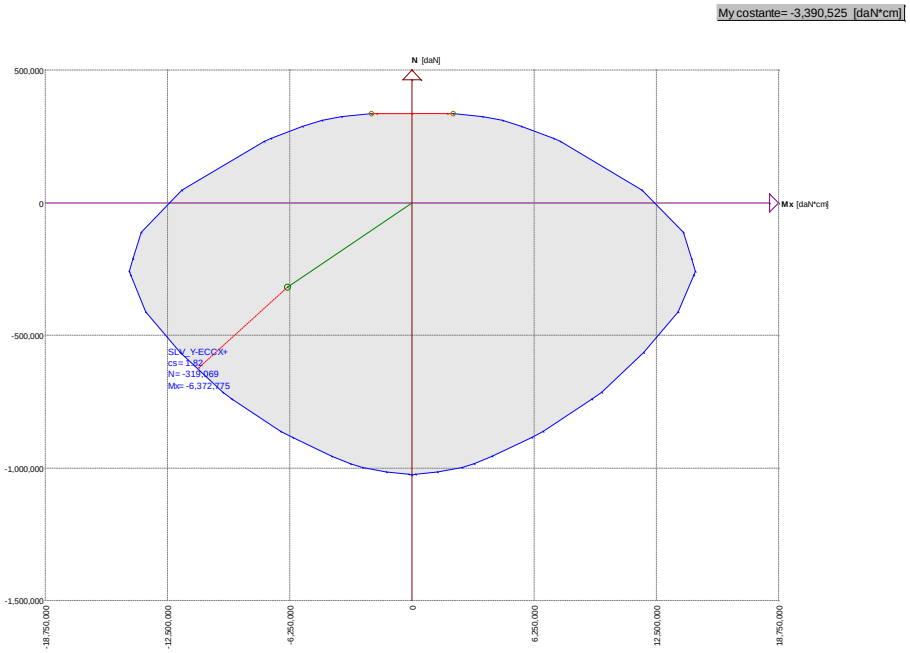
M_y = 678 kNm

N = -4740 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.39. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.82.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-5x, con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio (dir "x").

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

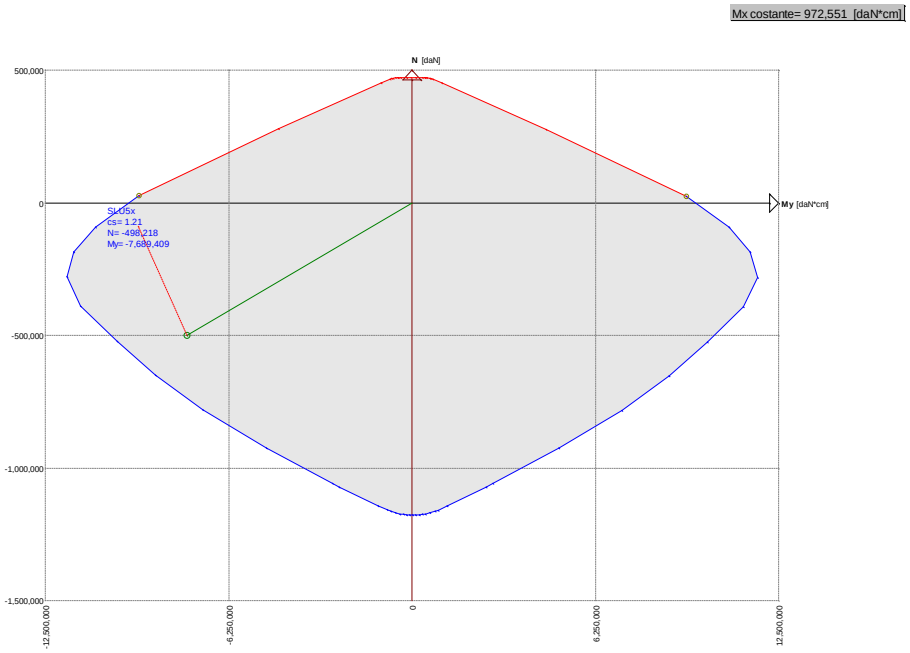
M_x = 97 kNm

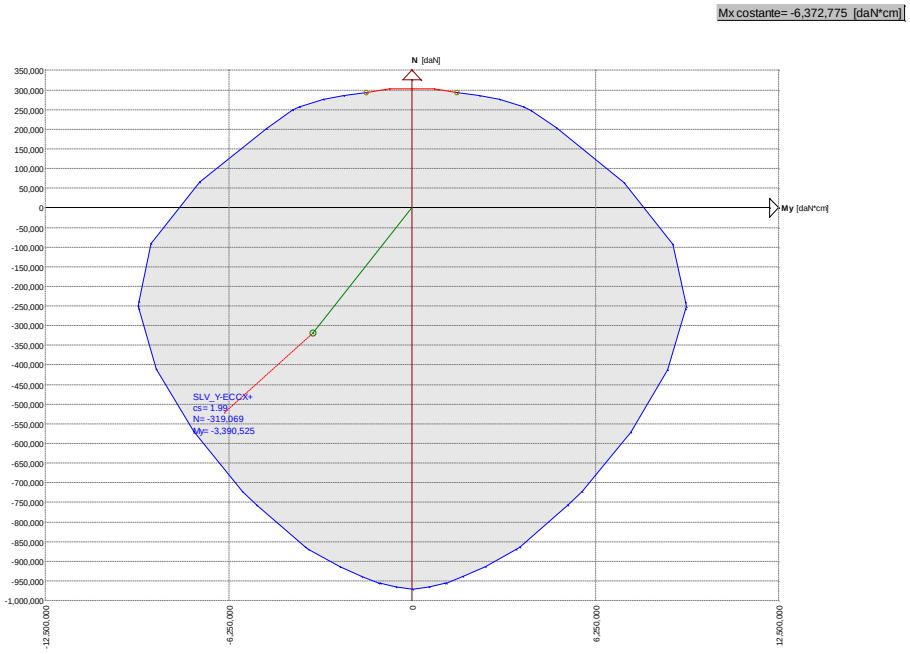
M_y = 768 kNm

N = -4982 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.21. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.99.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5x, risulta pari a V_{sd} = 320 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -4982 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 306 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2605 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1700 + 1700}{4.55} = 822kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2605 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4019 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	2605 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
vmin	0.376				
ρl	0.011	<	0.02		

VRd = 405 kN
VRd min = 322 kN

Se VEd > 405 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	5				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	565 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	560 mm =
ρw	0.0113	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**630 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1159 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	39.22 °		
cot(TETA)	1.23	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**1708 kN**	**(VRsd max**	**1708 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**1394 kN**	**(VRsd max**	**1743 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1485 kN**	**(VRsd max**	**1202 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.2251799 VRsd = 1708 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.2251799 VRcd = 1679 kN

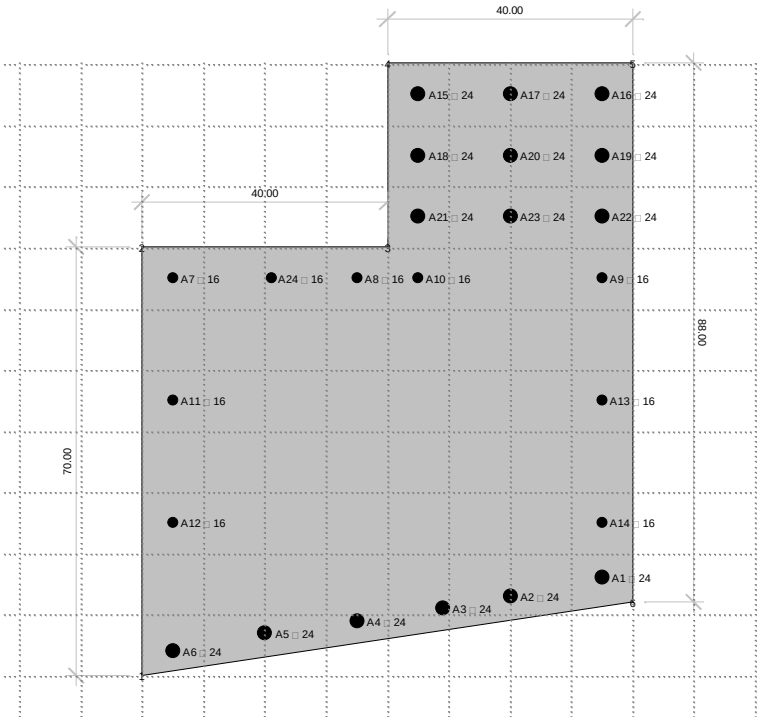
VRd = 1679 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.39 m

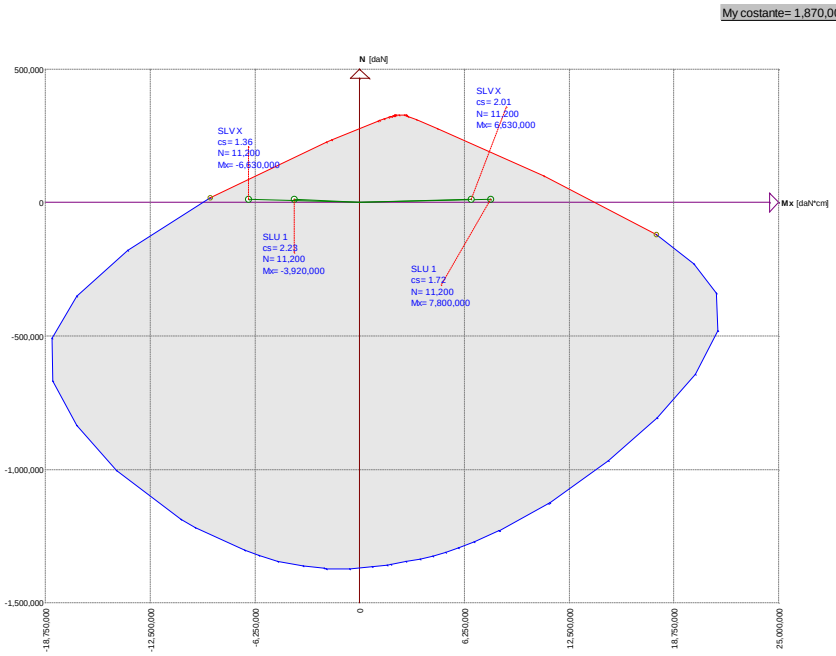
10.3.10. Travi longitudinali allineamento A-E

10.3.10.1 Trave piano primo – sezione continua e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore, 9ϕ24 come armatura resistente superiore e ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo sismica SLV X, sono pari a:

$M_x^+ = 628$ kNm

$M_x^- = -663$ kNm

$M_y = 187$ kNm

$N_{traz} = 112$ kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.36. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, è:

$V_{sd} = 391$ kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area ridotta della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 80 cm, h = 60 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 6 bracci in appoggio e ϕ10/17.5 a 6 bracci in campata.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	600 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	550 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2513 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	-112 kN	σcp	-0.233 N/mm²	<	3.62667
k	1.603				
vmin	0.402				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 208 kN
VRd min = 161 kN

Se VEd > 208 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	6				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	471 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	440 mm =
ρw	0.0039	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**495 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2780 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **21.88** °
cot(TETA) **2.49** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1516 kN (VRsd max 1516 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 609 kN (VRsd max 2192 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1521 kN (VRsd max 1511 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4905962 VRsd = 1516 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4905962 VRcd = 1241 kN

VRd = 1241 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

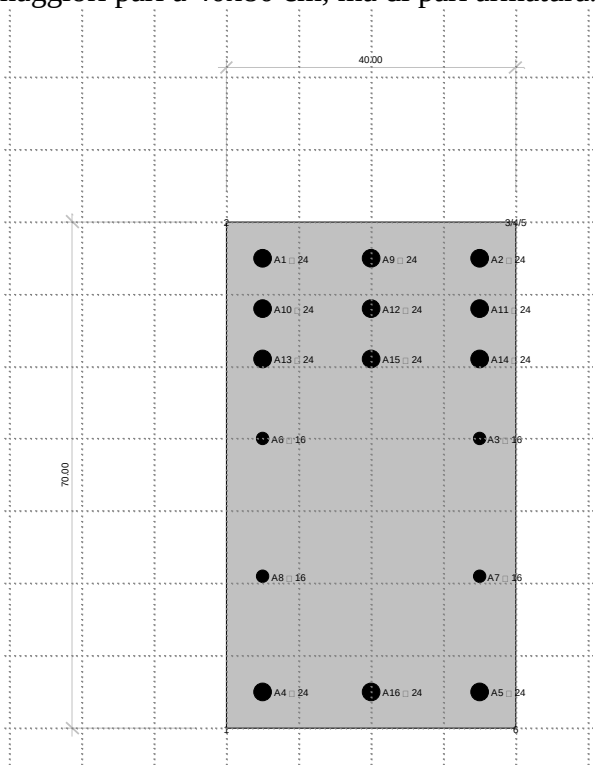
al = 0.62 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

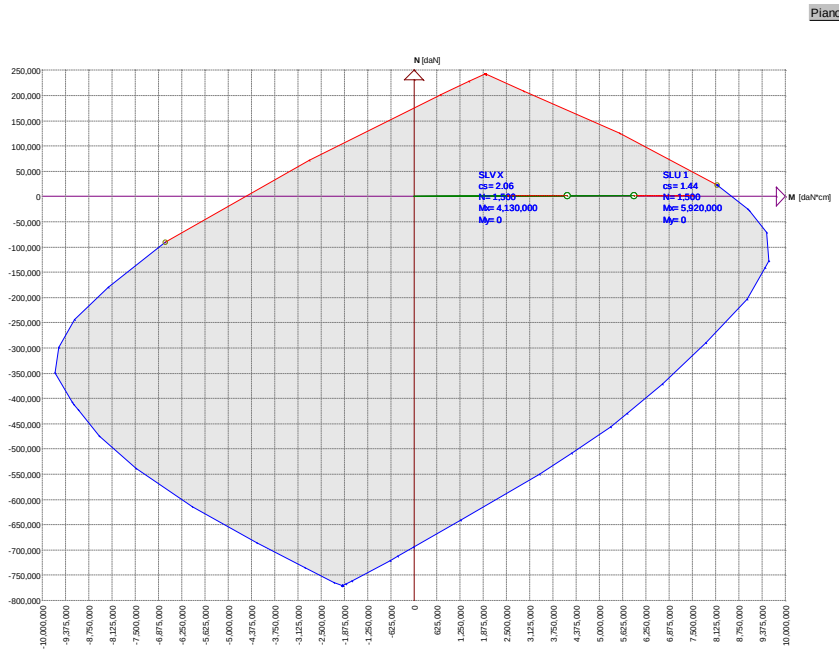
10.3.10.2 Trave piani secondo e terzo – sezione continua e sbalzo

La verifica è stata condotta, a favore di sicurezza, sulle travi del piano terzo di dimensione 40x70 cm, dal momento che può essere estesa alle travi di piano secondo di dimensioni maggiori pari a 40x80 cm, ma di pari armatura.



Verifica a flessione

La sezione presenta 3ϕ24 come armatura resistente inferiore, 9ϕ24 come armatura resistente superiore e 2+2ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

$M_x^+ = 315$ kNm

$M_x^- = -592$ kNm

$M_y = 34$ kNm

$N_{traz} = 15$ kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.43. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

$V_{sd} = 228$ kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 3 bracci in appoggio e ϕ10/17.5 a 3 bracci in campata.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4072 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	15 kN	σcp	0.054 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.016	<	0.02		

VRd = 181 kN
VRd min = 102 kN

Se VEd > 181 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	3				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	236 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0039	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **21.88** °
cot(TETA) **2.49** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi

VRsd = 896 kN **(VRsd max 896 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 360 kN **(VRsd max 1295 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 899 kN **(VRsd max 893 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4905962 VRsd = 896 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.003
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4905962 VRcd = 736 kN

VRd = 736 kN

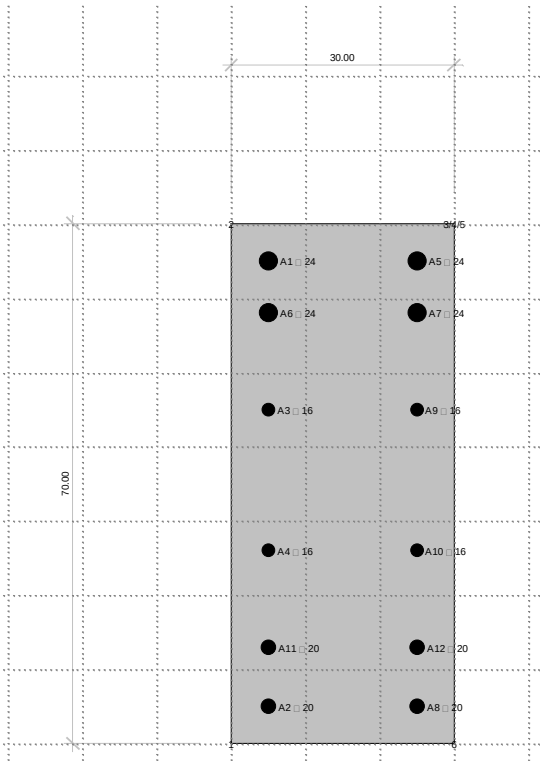
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali,
sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

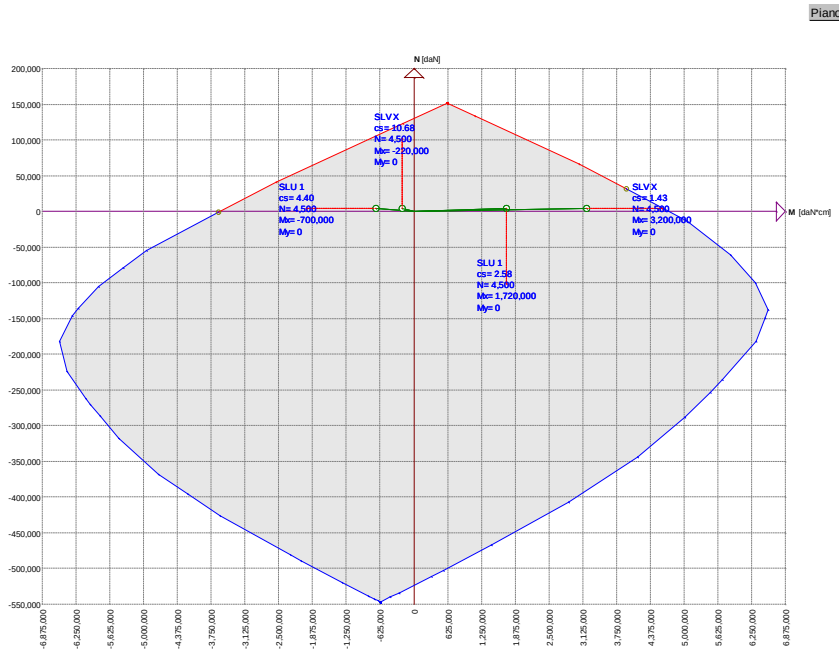
La sezione è pertanto verificata.

10.3.10.3 Trave piano quarto – sezione continua e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 2+2ϕ20 come armatura resistente inferiore, 2+2ϕ24 come armatura resistente superiore e 2+2ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV-X, sono pari a:

$M_x^+ = 220$ kNm

$M_x^- = -320$ kNm

$N_{traz} = 45$ kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.43. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV-X, è:

$V_{sd} = 91$ kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 30 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 2 bracci in appoggio e ϕ10/20 a 2 bracci in campata.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	300 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1810 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
νmin	0.384				
ρl	0.009	<	0.02		

VRd = 113 kN
VRd min = 75 kN

Se VEd > 113 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0035	ρwmin			
α cw	1.00				
νl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1043 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **20.57** °
cot(TETA) **2.67** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 639 kN (VRsd max 639 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 240 kN (VRsd max 971 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 599 kN (VRsd max 670 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 599 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 549 kN

VRd = 549 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali,
sono da prolungare di una misura pari a:

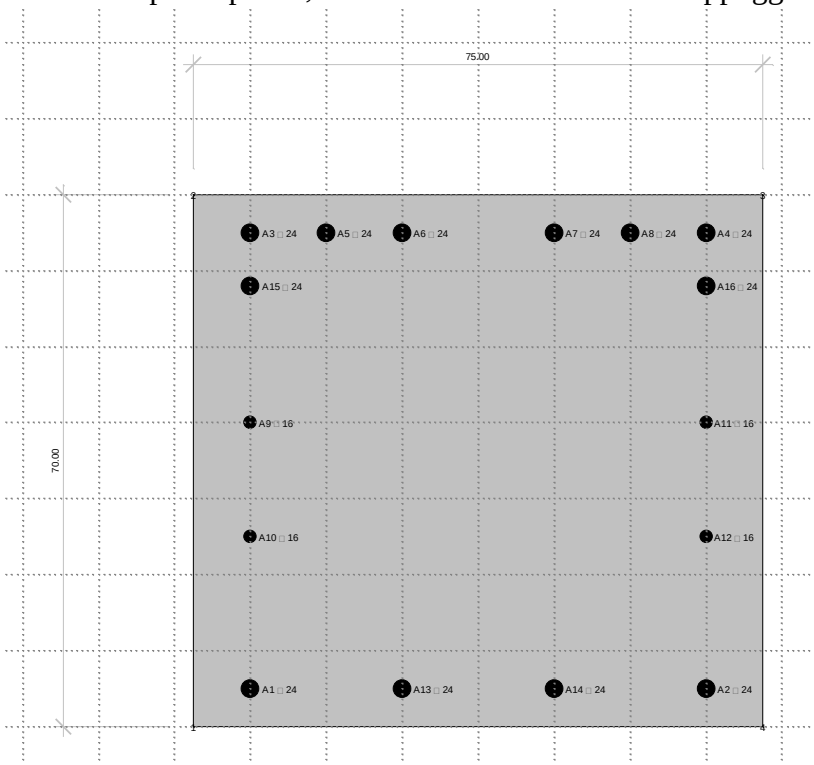
al = 0.73 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

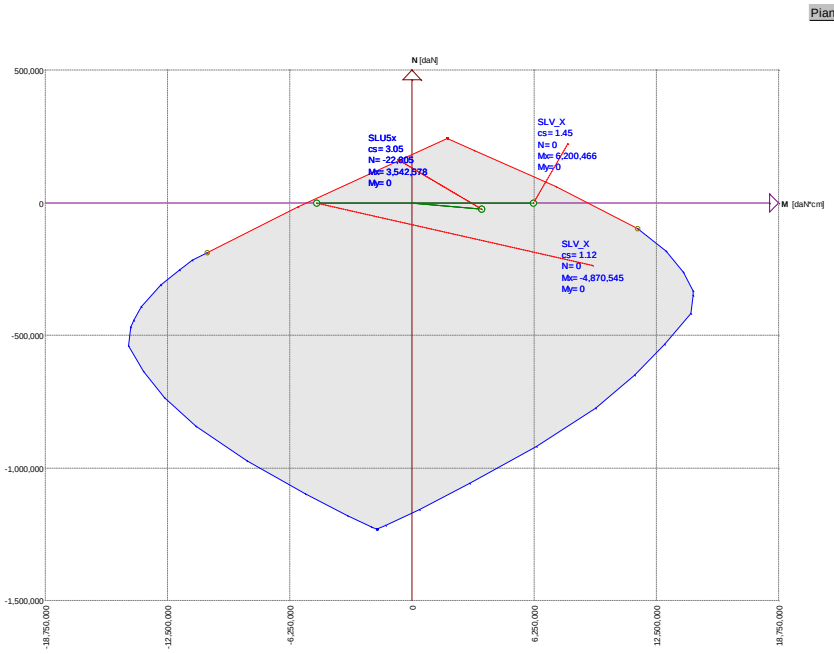
10.3.11. Travi longitudinali allineamento B-D

10.3.11.1 Trave piano primo, secondo e terzo – sezione in appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore, 8ϕ24 come armatura resistente superiore e 2+2ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo sismica SLV-X, sono pari a:

$M_x^- = -487$ kNm

$M_x^+ = 620$ kNm

$M_y = 72$ kNm

$N_{traz} = 0$ kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.12. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo SLU-5x si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.05.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-4yqp, è:

$V_{sd} = 180$ kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 75 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci in appoggio e ϕ10/17.5 a 4 bracci in campata.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3619 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	228 kN	σcp	0.434 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 293 kN
VRd min = 219 kN

Se VEd > 293 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
n. bracci	4		
ϕstaffa	10 mm		
Asw	314 mm²		
s	150 mm	passo delle staffe	(s max = 520 mm =
ρw	0.0028	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**585 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **18.31** °
cot(TETA) **3.02** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1449 kN (VRsd max 1449 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 479 kN (VRsd max 2428 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1199 kN (VRsd max 1675 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1199 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.024
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1405 kN

VRd = 1199 kN

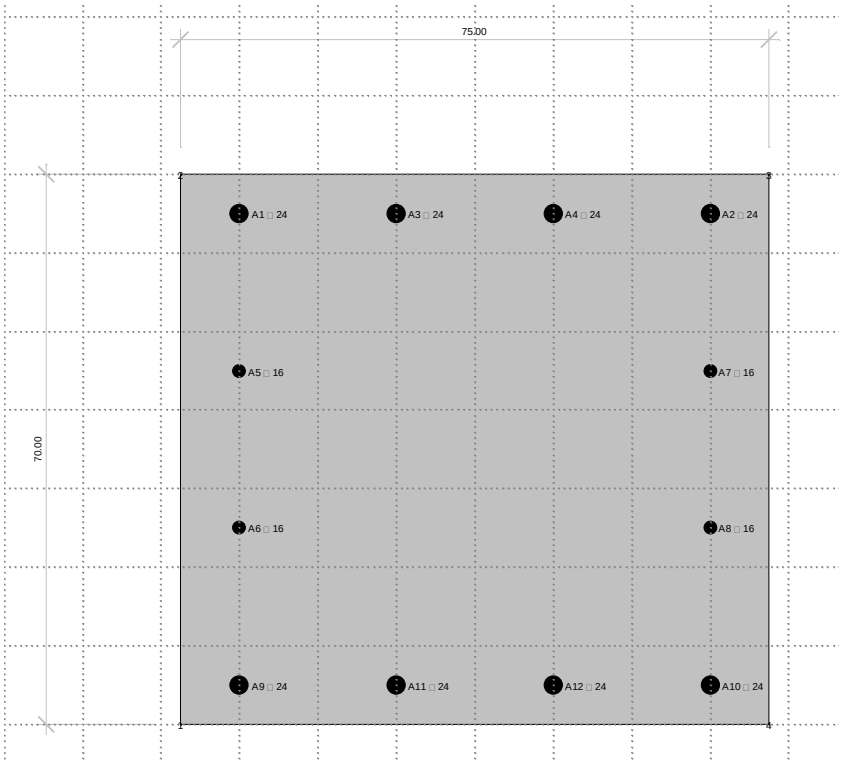
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

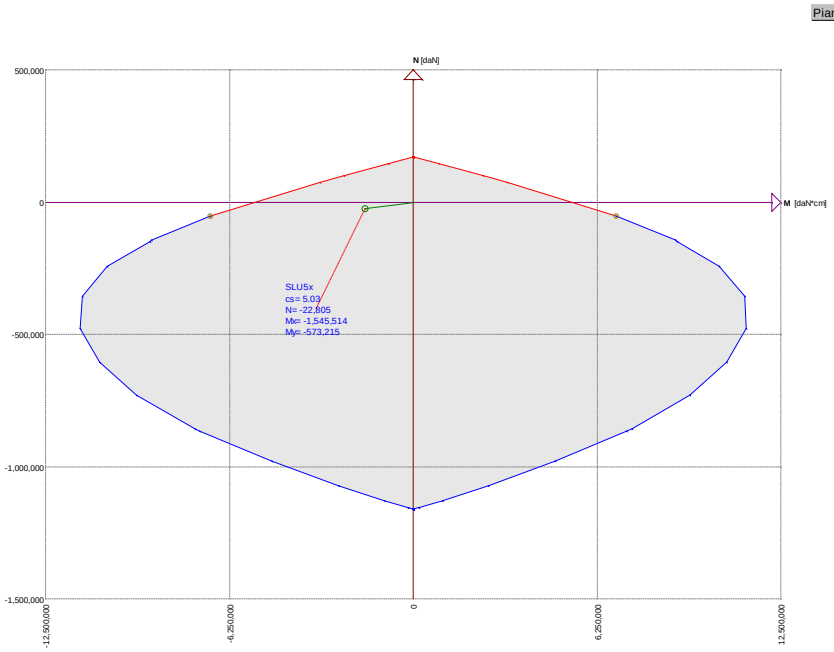
La sezione è pertanto verificata.

10.3.11.2 Trave piano primo, secondo e terzo – sezione in campata



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore, 4ϕ24 come armatura resistente superiore e 2+2ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5x, sono pari a:

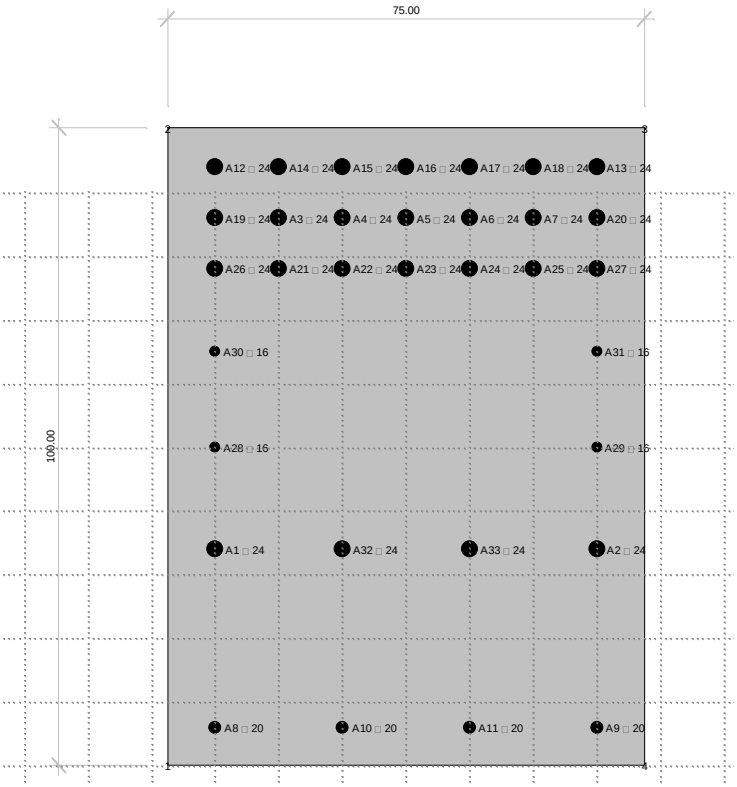
$M_x^- = 155$ kNm

$M_y = 57$ kNm

$N_{traz} = -228$ kN

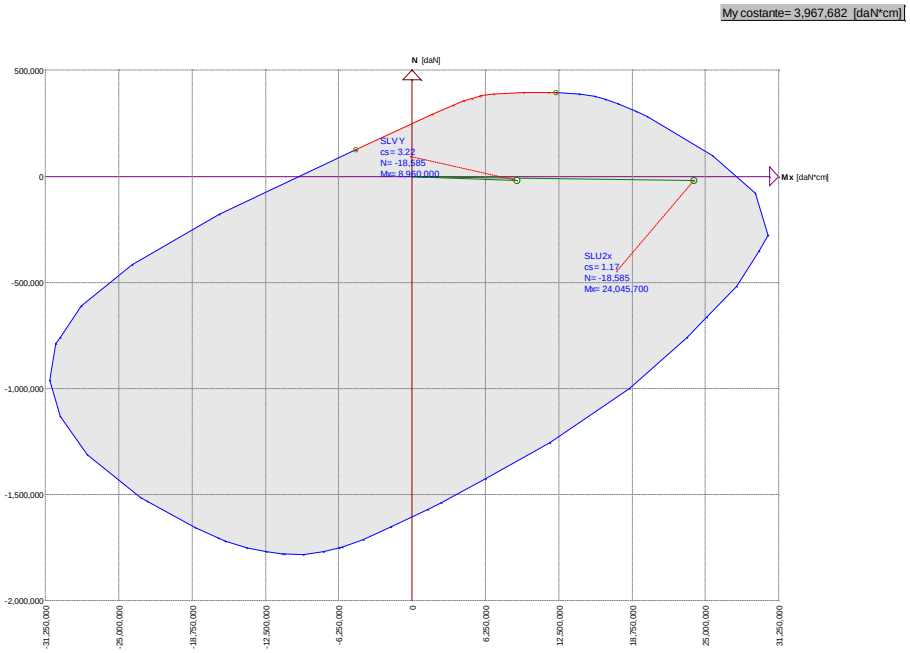
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 5.03. La sezione è pertanto verificata.

10.3.11.3 Trave piano primo, secondo e terzo – sezione sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ20 + 4ϕ24 come armatura resistente inferiore, 17ϕ24 come armatura resistente superiore e 2+2ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2x, sono pari a:

$M_x^- = -2405$ kNm

$M_y = 396$ kNm

$N_{traz} = -185$ kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.17. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y, si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.22.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-4yqp, è:

$V_{sd,max} = 833$ kN

$V_{sd,min} = 745$ kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 75 cm, h = 100 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/15 a 4 bracci in appoggio (V_{max}) e ϕ10/17.5 a 4 bracci in campata (V_{min}).

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1000 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	950 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	7684 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	185 kN	σcp	0.247 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.459				
vmin	0.349				
ρl	0.011	<	0.02		

VRd = 432 kN
VRd min = 275 kN

Se VEd > 432 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	760 mm =
ρw	0.0040	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**855 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.15** °
cot(TETA) **2.46** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi c

VRsd = 2479 kN (VRsd max 2479 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1009 kN (VRsd max 3549 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2523 kN (VRsd max 2447 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4564706 VRsd = 2479 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.014
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4564706 VRcd = 2058 kN

VRd = 2058 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali,
sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.05 m

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	7684 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	185 kN	σcp	0.352 N/mm²	<	3.62667
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.016	<	0.02		

VRd = 362 kN
VRd min = 213 kN

Se VEd > 362 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	175 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0024	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 3041 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **16.91** °
cot(TETA) **3.29** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1352 kN (VRsd max 1352 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 411 kN (VRsd max 2428 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1027 kN (VRsd max 1675 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1027 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.019
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1398 kN

VRd = 1027 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

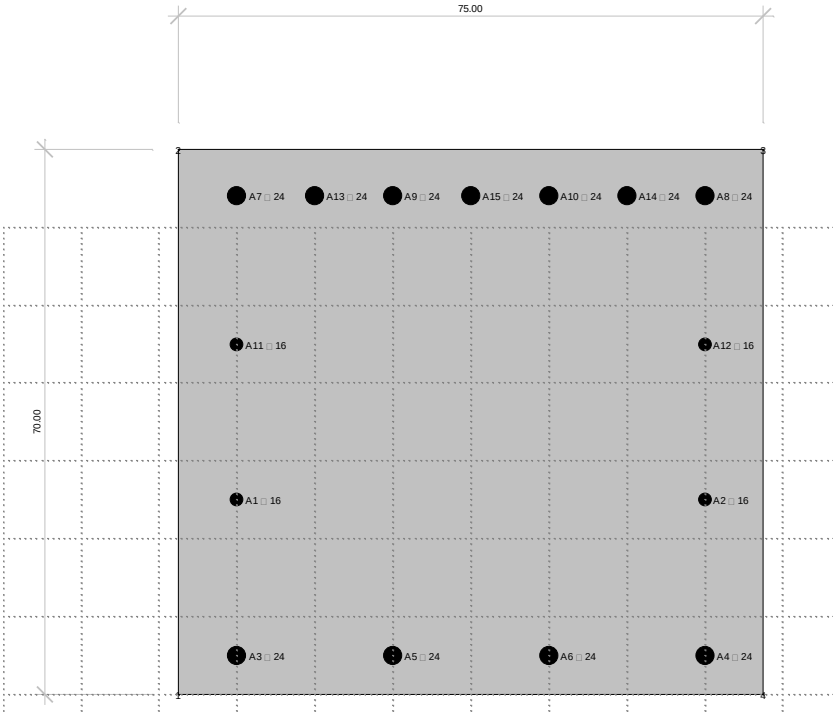
$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

10.3.11.4 Trave piano quarto – sezione sbalzo

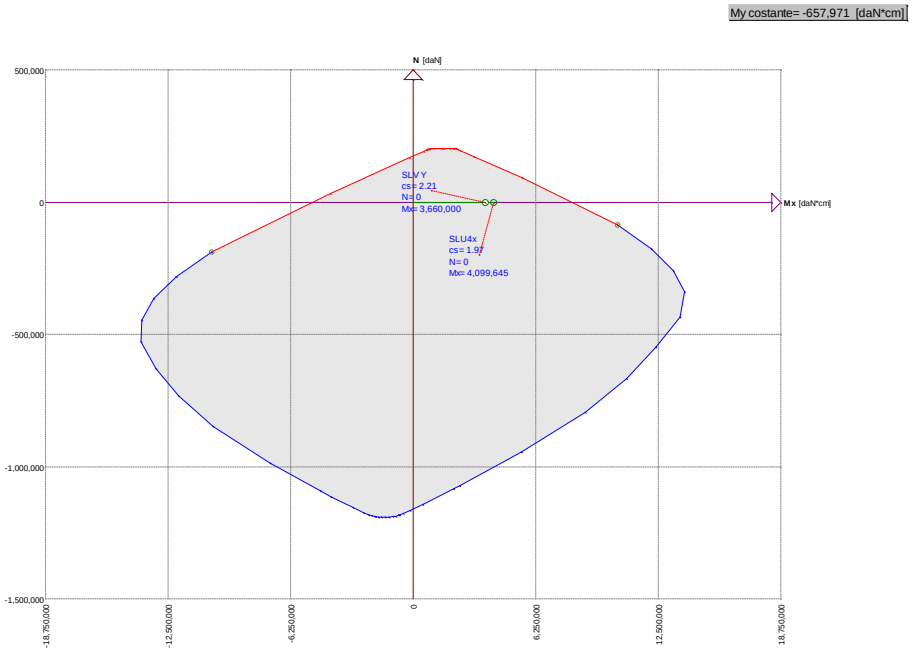
La trave del piano quarto è interamente uguale a quelle dei piani inferiori, eccezion fatta per lo sbalzo che a questo piano non è rastremato.

Dal momento che le sollecitazioni agenti sulla trave risultano inferiori rispetto a quelle degli altri piani, di seguito si riporta la verifica per la sola sezione dello sbalzo.



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore, 7ϕ24 come armatura resistente superiore e 2+2ϕ16 come armatura laterale e di confezionamento. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-4x, sono pari a:

$M_x^- = -410$ kNm

$M_y = 66$ kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.97. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y, si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.21.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5xy_qp, è:

$V_{sd} = 150$ kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 75 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci in appoggio e ϕ10/17.5 a 4 bracci in campata.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3167 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 250 kN
VRd min = 187 kN

Se VEd > 250 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0028	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **18.31** °
cot(TETA) **3.02** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1449 kN (VRsd max 1449 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 479 kN (VRsd max 2428 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1199 kN (VRsd max 1675 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1199 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1372 kN

VRd = 1199 kN

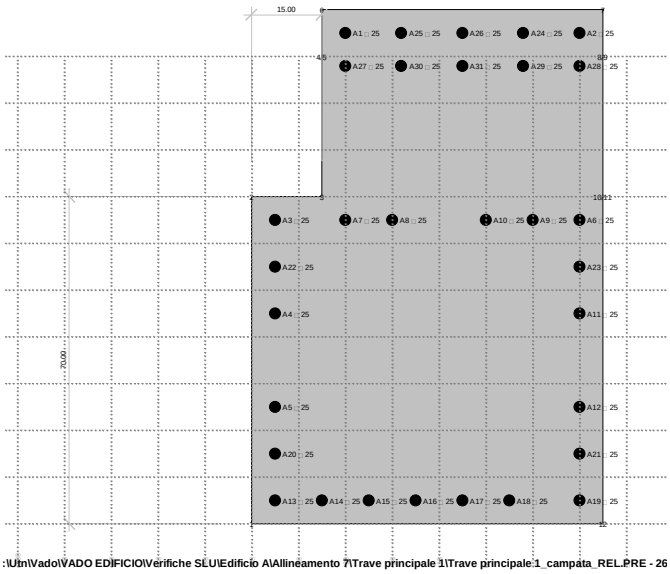
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

10.3.12. Trave trasversale piano primo allineamento 6'

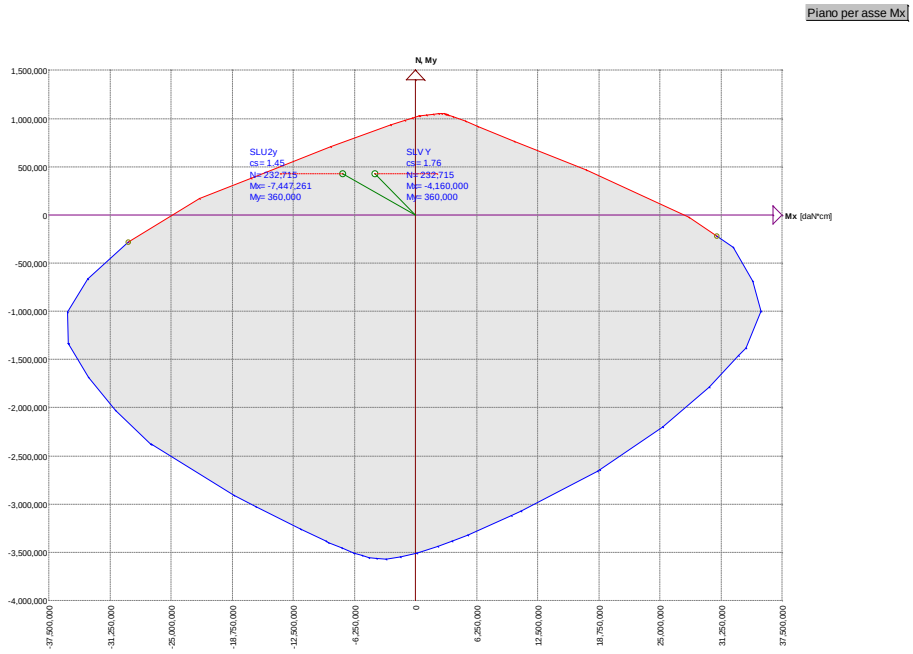
La trave del piano primo è soggetta ad uno stato di sollecitazione di tenso-flessione, dovuta all'inclinazione dei pilastri inferiori.

10.3.12.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ25 come armatura resistente inferiore e 10ϕ25 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 744 kNm

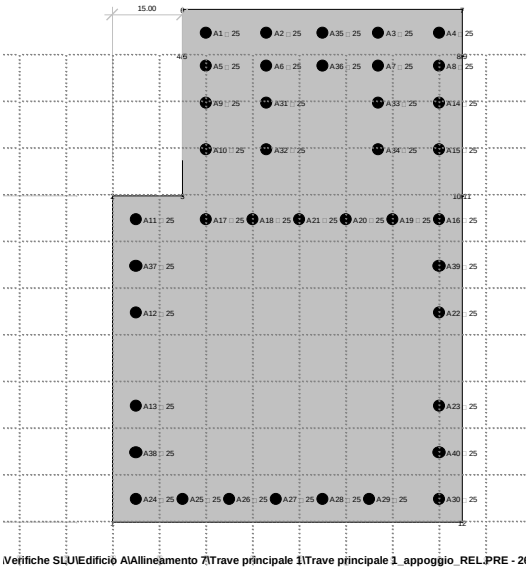
M_y = 36 kNm

N_{traz} = 2327 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.45. La sezione è pertanto verificata.

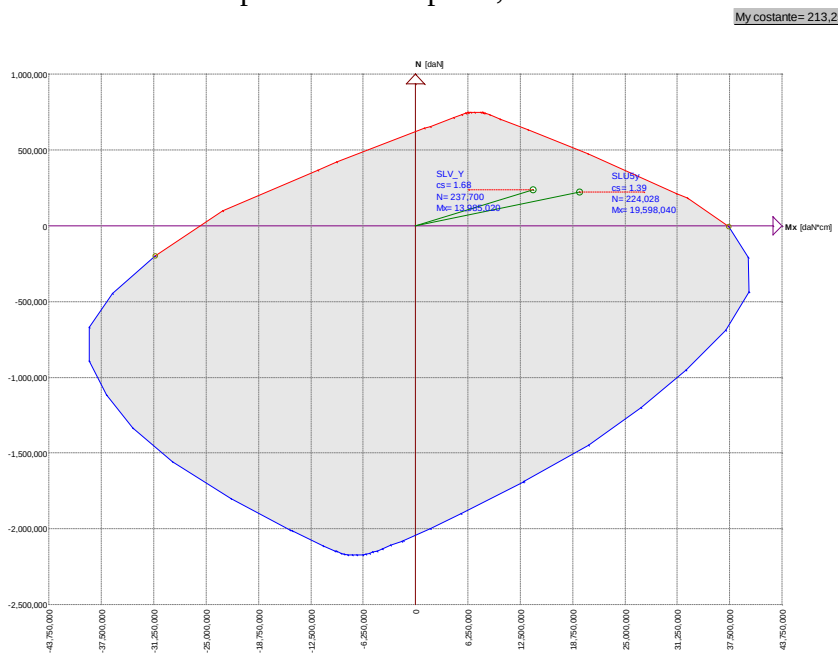
Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.76.

10.3.12.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ25 come armatura resistente inferiore e 18ϕ25 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -1960 kNm

M_y = 21 kNm

N_{traz} = 2240 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.39. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.68.

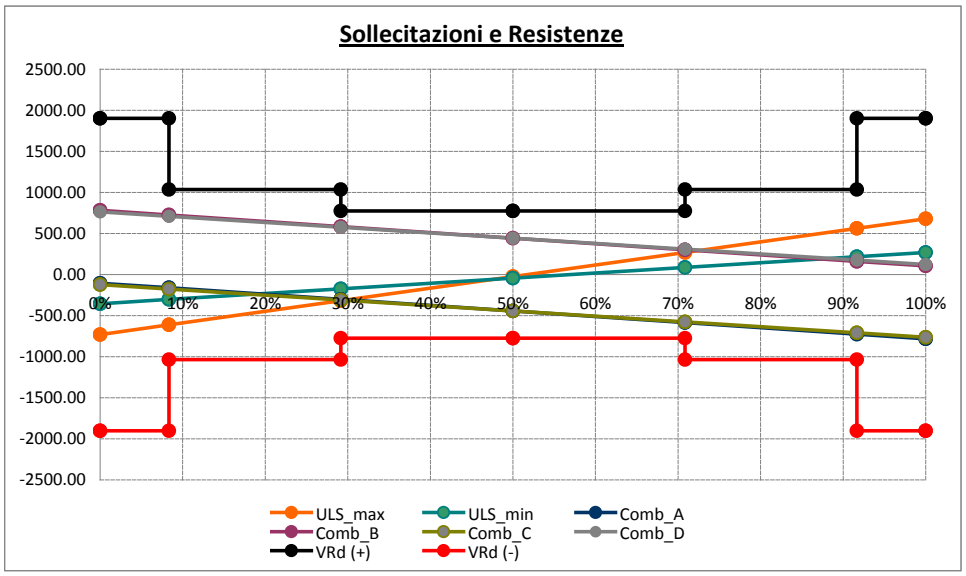
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 730 kN, associato ad uno sforzo di trazione di 2327 kN.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 60 cm, h = 110 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**-104.75 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-781.91 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**781.91 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**104.75 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**-122.93 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-763.73 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**763.73 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**122.93 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**12.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	926.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	231.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	288.00	[mm]
	s_{min}	=	192.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	452.39	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**27.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	27.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	1.96	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1930.29	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1902.69	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**1902.69**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	600 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1100 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1050 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-2327 kN	σcp	-3.526 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.436				
vmin	0.341				
ρl	0.010	<	0.02		

VRd = 12 kN
VRd min = -118 kN

Se VEd > 12 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	4		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	452 mm²		
s	150 mm	passo delle staffe	(s max = 840 mm =
ρw	0.0050	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**945 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2085 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **24.93** °
cot(TETA) **2.15** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2399 kN (VRsd max 2399 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1115 kN (VRsd max 3138 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2788 kN (VRsd max 2164 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.1511388 VRsd = 2399 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.1511388 VRcd = 1965 kN

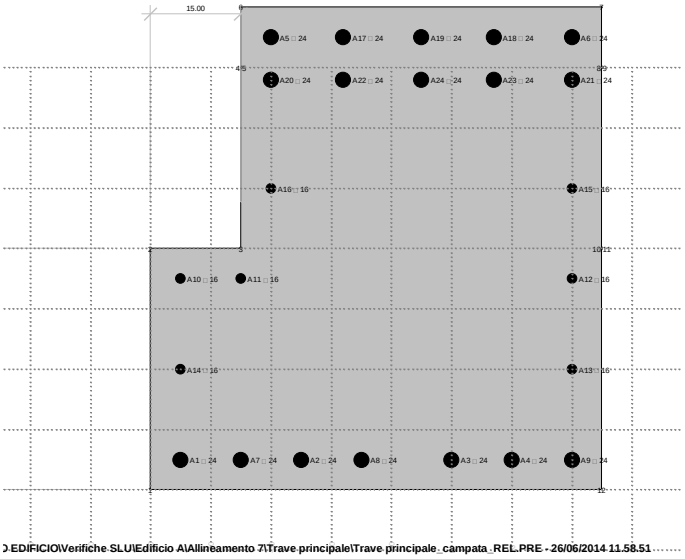
VRd = 1965 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.02 m

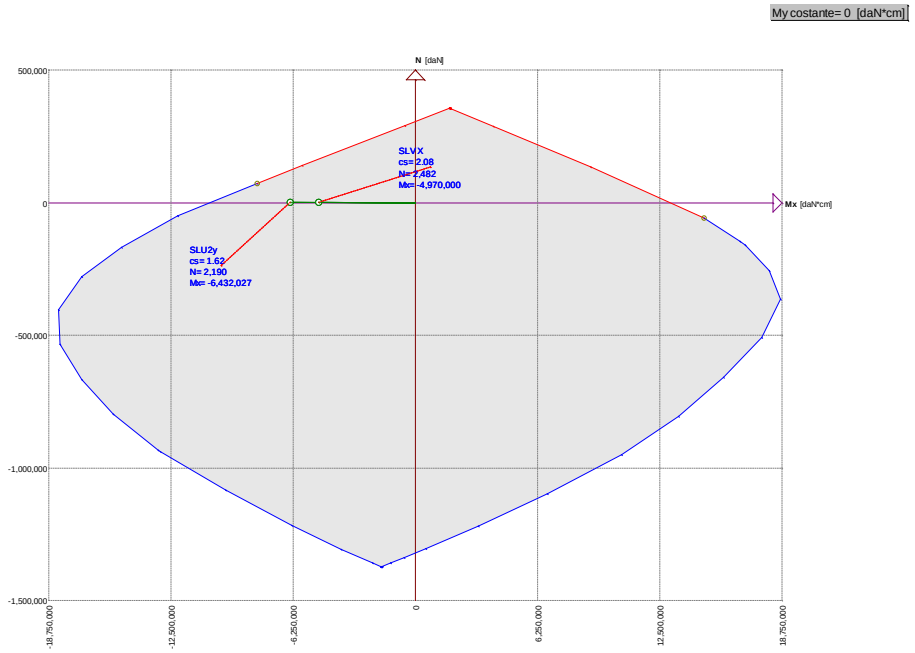
10.3.13. Trave trasversale piano secondo, terzo e quarto allineamento 6'

10.3.13.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ24 come armatura resistente inferiore e 10ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 643 kNm

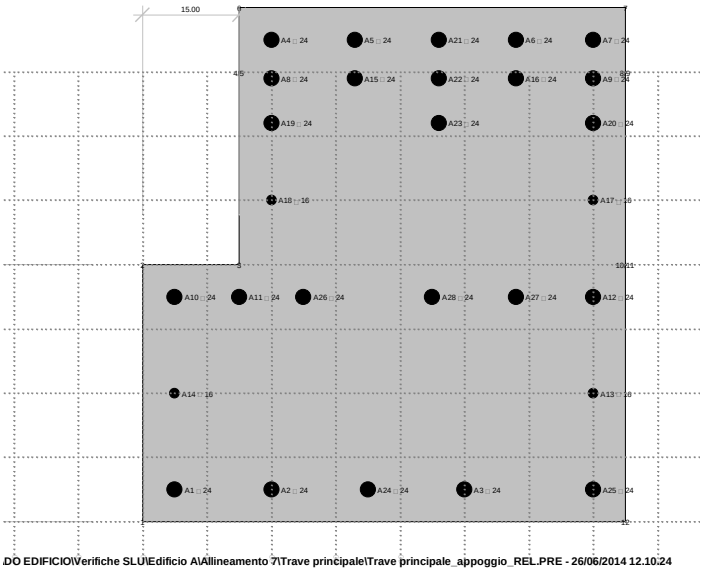
M_y = 0 kNm

N_{traz} = 22 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.62. La sezione è pertanto verificata.

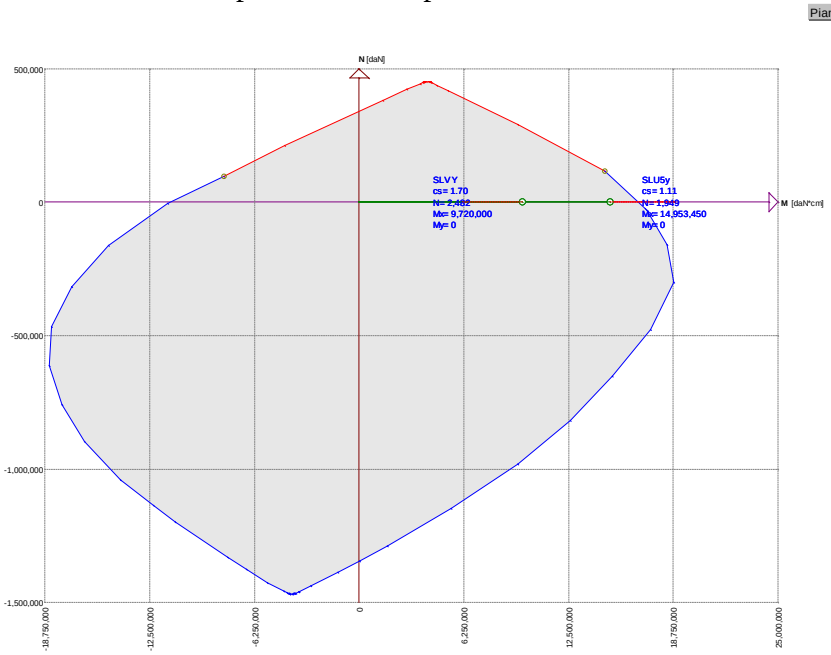
Nella combinazione di calcolo sismica SLV-X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.08.

10.3.13.2 Sezione all'appoggio sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 13ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -1495 kNm

M_y = 19 kNm

N_{traz} = 0 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.11. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV-Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.70.

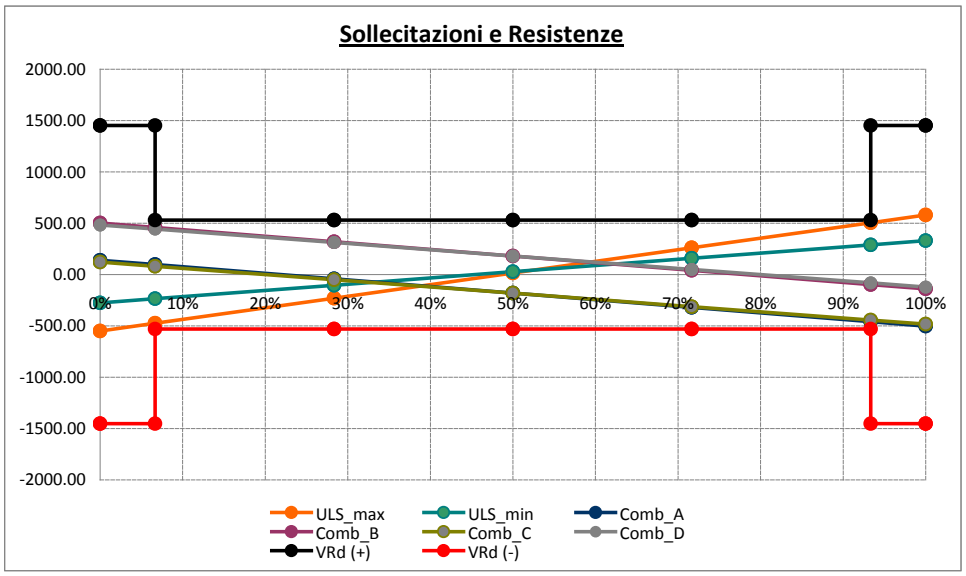
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 580 Kn.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 60 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	**=**	**139.58 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	**=**	**-501.58 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	**=**	**501.58 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	**=**	**-139.58 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	**=**	**121.40 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	**=**	**-483.40 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	**=**	**483.40 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	**=**	**-121.40 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**12.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	726.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	181.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	288.00	[mm]
	s_{min}	=	181.50	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	452.39	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1581.00	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1453.01	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	**=**	**1453.01**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	600 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-33 kN	σcp	-0.069 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.014	<	0.02		

VRd = 287 kN
VRd min = 162 kN

Se VEd > 287 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0050	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2085 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **24.93** °
cot(TETA) **2.15** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1714 kN (VRsd max 1714 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 797 kN (VRsd max 2241 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1991 kN (VRsd max 1546 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.1511388 VRsd = 1714 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.1511388 VRcd = 1404 kN

VRd = 1404 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

10.3.14. Pilastro inclinato inferiore allineamento 6'

10.3.14.1 Sezione di base del pilastro 52.5x145 cm

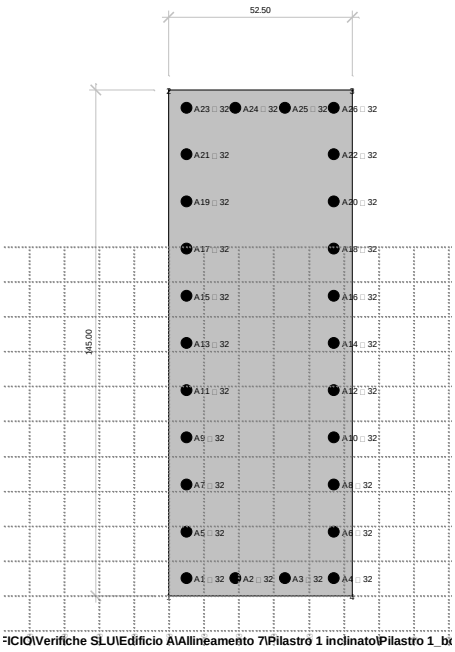
La sezione è rettangolare, b = 0.525 m, h = 1.45 m.

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ32/11cm sul lato corto e ϕ32/13cm sul lato lungo.

As = 26 * 8.03 = 208.78 cm^2

Ac = 52.5 * 145 = 7612 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.7% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione ad My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU 5y

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

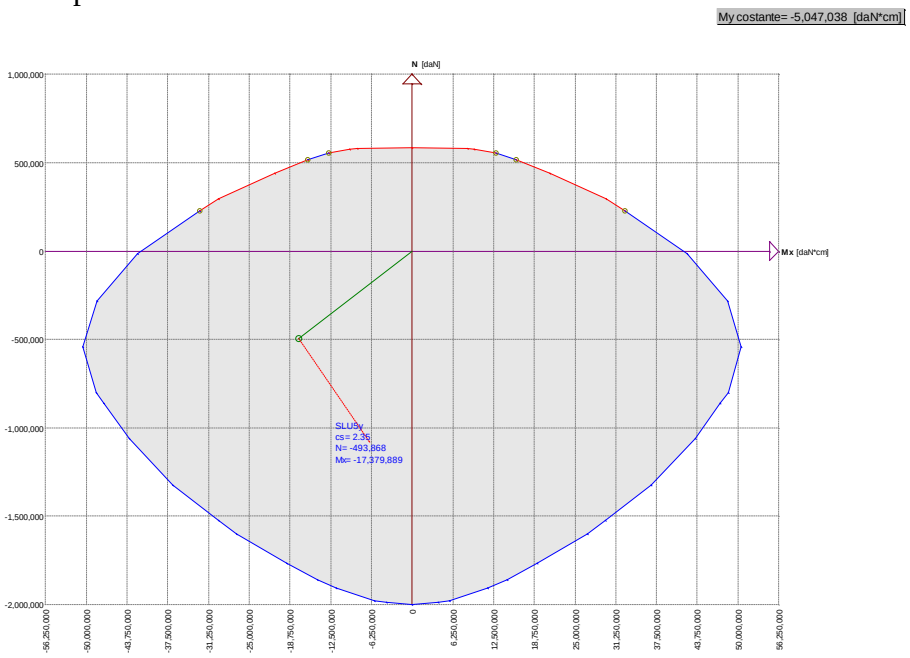
M_x = 1737 kNm

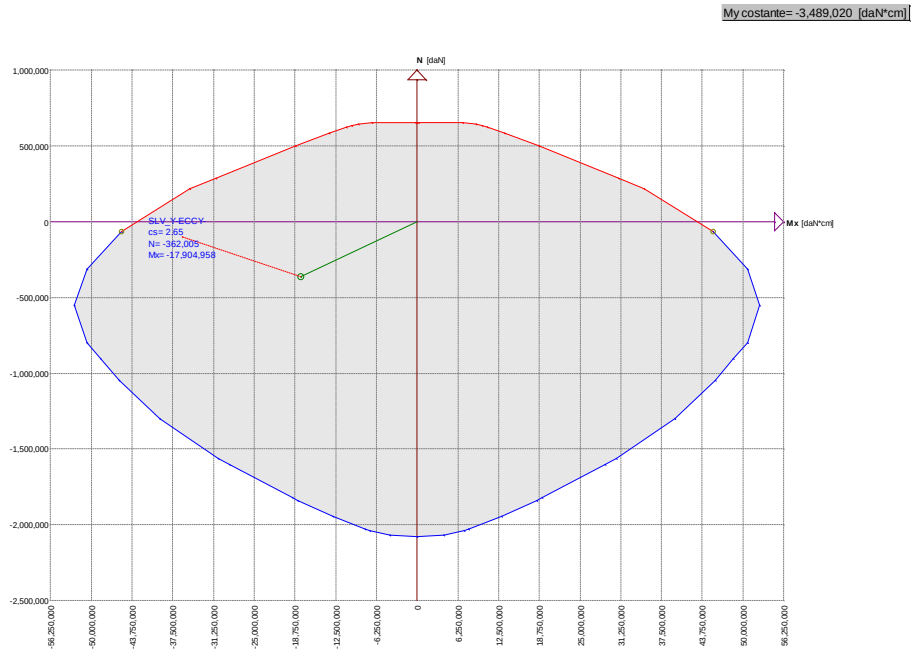
M_y = 505 kNm

N = -4938 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.35. La sezione è pertanto verificata.

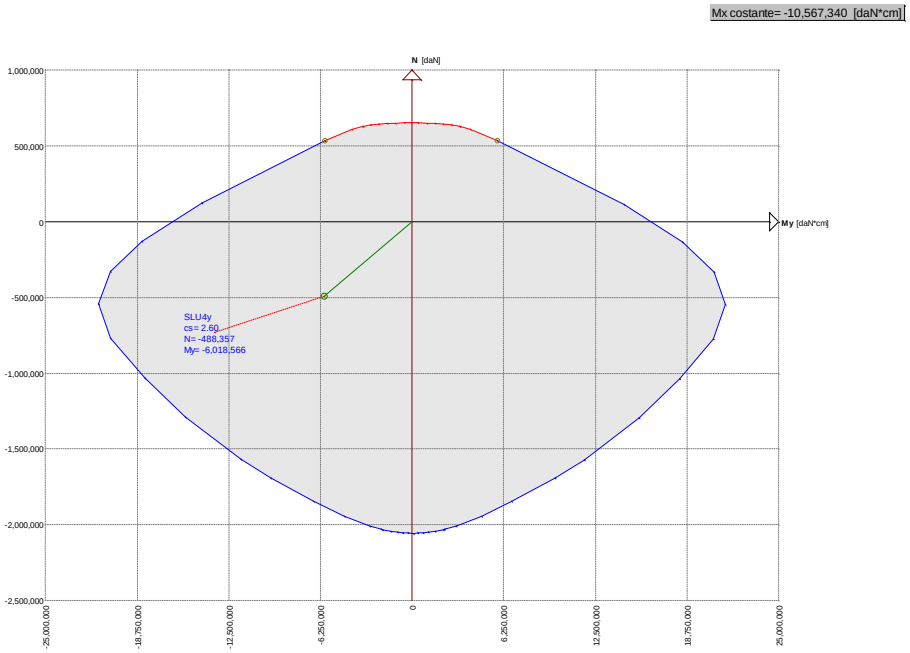
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCY- si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.65.

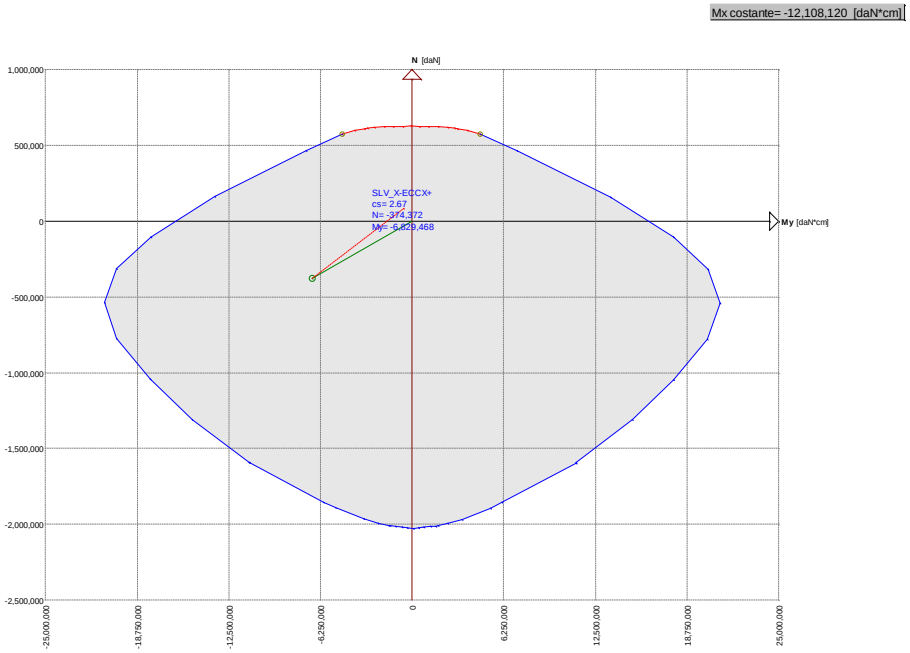




La coppia (Mx, N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-4y, con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 1056 kNm
M_y = 602 kNm
N = -4883 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.60. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.67.





La coppia (My, N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Le verifiche a taglio verranno condotte per la sollecitazione agente nella direzione trasversale dell'edificio, in quanto preponderante rispetto alle azioni in direzione longitudinale che danno effetti non dimensionanti ai fini della resistenza a taglio.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y_qp, risulta pari a V_{sd} = 327 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -4770 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCY- risulta pari a V_{sd} = 274 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3620 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1700 + 4518}{6} = 1139kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3620 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 6 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	520 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1450 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1400 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4019 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	3620 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.378				
vmin	0.320				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 710 kN
VRd min = 629 kN

Se VEd > 710 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	1120 mm =
ρw	0.0087	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1260 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1205 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **33.68** °
cot(TETA) **1.50** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 3347 kN (VRsd max 3347 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2230 kN (VRsd max 3626 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 5576 kN (VRsd max 2501 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5004618 VRsd = 3347 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5004618 VRcd = 3290 kN

VRd = 3290 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.95 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

10.3.14.2 Sezione in sommità del pilastro 75x75 cm

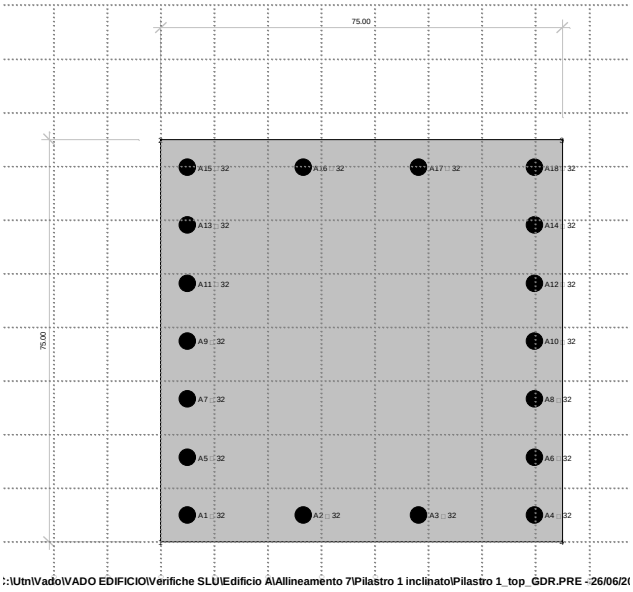
La sezione è rettangolare, b = 0.75 m, h = 0.75 m.

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ32/16cm sul lato corto e ϕ32/22.5cm sul lato lungo.

As = 18 * 8.03 = 144.54 cm^2

Ac = 75 * 75 = 5625 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.5% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5y_qp con l'azione di vento agente in direzione longitudinale rispetto all'edificio (dir "x").

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

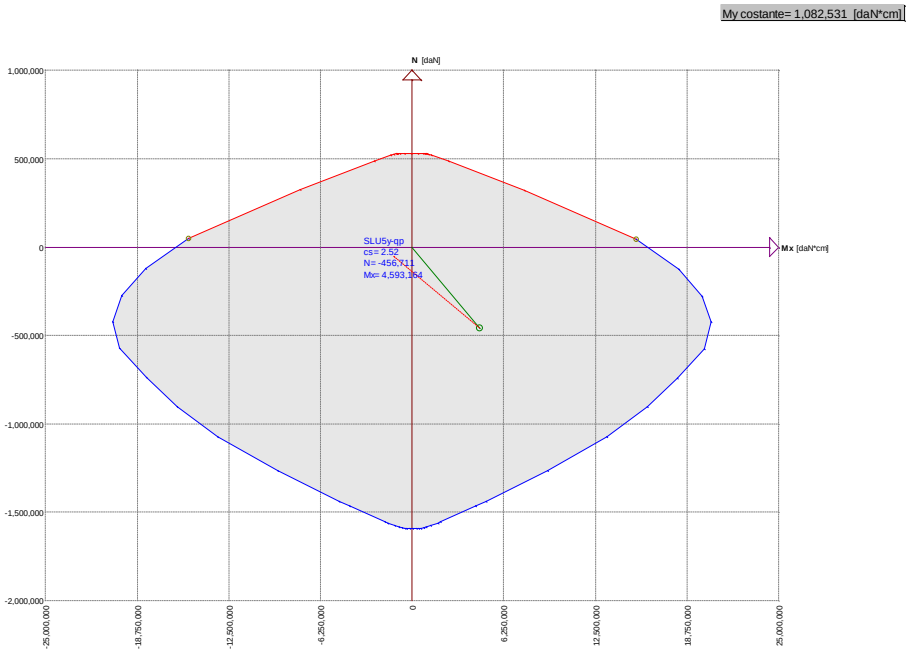
M_x = 459 kNm

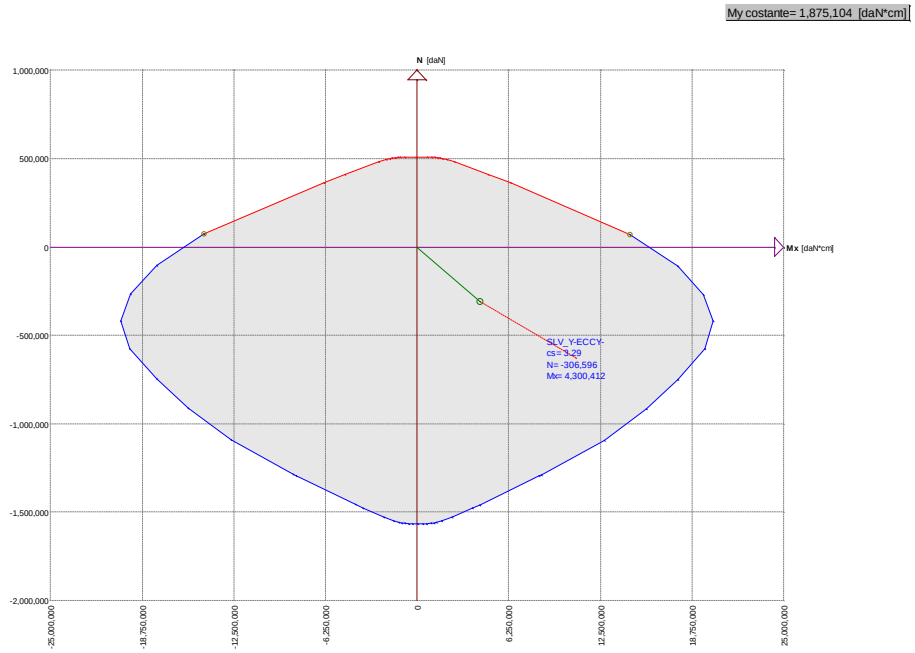
M_y = 108 kNm

N = -4567 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.52. La sezione è pertanto verificata.

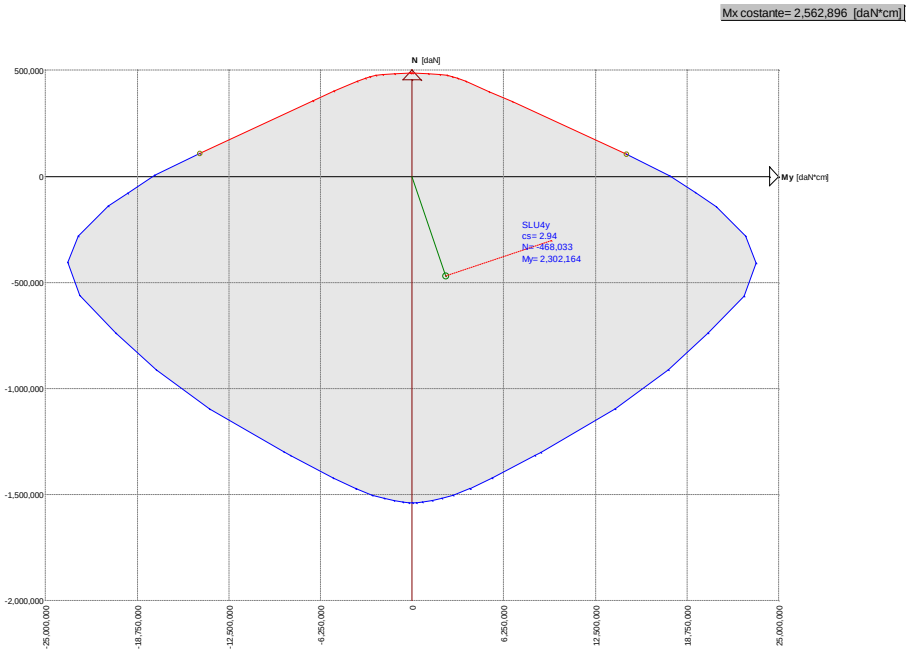
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCY- si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.29.

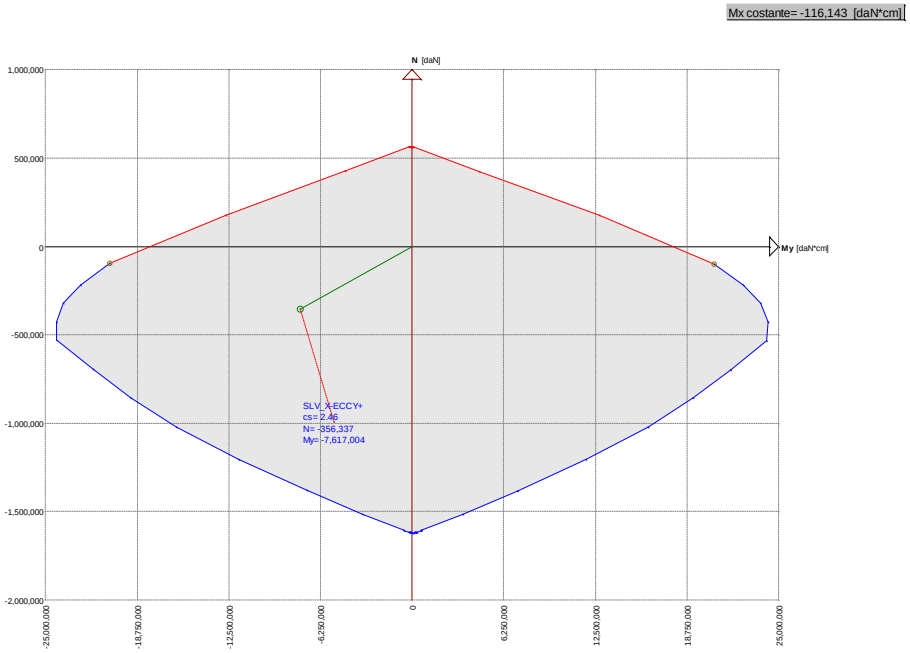




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione sismica SLV X-ECCY+.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 427 kNm
M_y = 177 kNm
N = -3062 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.46. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU-4y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.94.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y_qp, risulta pari a V_{sd} = 327 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -4567 kN

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCY-, risulta pari a V_{sd} = 173 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3436 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{2400 + 4980}{6} = 1353kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3436 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4019 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	3436 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
νmin	0.376				
ρl	0.008	<	0.02		

VRd = 566 kN
VRd min = 483 kN

Se VEd > 566 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	452 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	560 mm =
ρw	0.0060	ρwmin			
α cw	1.00				
νl	0.61				
z	**630 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1738 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **27.50** °
cot(TETA) **1.92** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2142 kN **(VRsd max 2142 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1115 kN **(VRsd max 2615 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2788 kN **(VRsd max 1803 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.9208067 VRsd = 2142 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

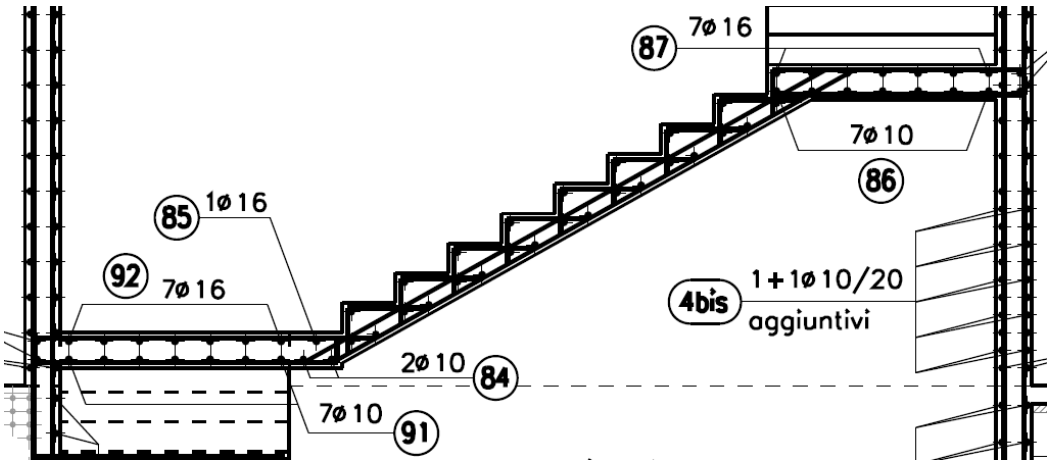
AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.9208067 VRcd = 2106 kN

VRd = 2106 kN

10.3.15. Scale

Le scale sono state modellate e calcolate come trave a ginocchio di spessore 20 cm sui pianerottoli e 15 cm sulla rampa.
La scala risulta vincolata alla parete del vano scale mediante semi-incastro.
La luce totale è pari a 5.3 m, di cui 1.3 m di pianerottolo e 2.7 m di rampa.
In figura si rappresenta uno spaccato tipo della scala dove si mostrano anche le armature.



Verifica a flessione del pianerottolo
La sezione presenta 7ϕ10 come armatura resistente inferiore, 7ϕ16 come armatura resistente superiore.
Le sollecitazioni massime, ottenute agli stati limiti ultimi sono pari a:
M^{-}_{sd} = -44 kNm
V_{sd} = 46 kN
Il momento resistente risulta: M_{Rd} = 84 kNm > M_{Sd}
Il coefficiente di sicurezza risulta 1.89. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio del pianerottolo
Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 100 cm, h = 20 cm.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		**ACCIAIO**		**SEZIONE**	
fck	32.0 N/mm²	**C450**		b	1300 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	200 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	35 mm
		fyd	391 N/mm²	d	165 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1400 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	2.000				
νmin	0.560				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 142 kN
VRd min = 120 kN

Le sollecitazioni di calcolo agli stati limite ultimi risultano le seguenti:

Verifica a flessione della rampa

La sezione presenta 7ϕ10 come armatura resistente inferiore, 7ϕ8 come armatura resistente superiore.

Le sollecitazioni massime, ottenute agli stati limiti ultimi sono pari a:

M^{+}_{sd} = 18kNm

V_{sd} = 21 kN

Il momento resistente risulta: M_{Rd} = 26 kNm > M_{Sd}

Il coefficiente di sicurezza risulta 1.36. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio della rampa

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 100 cm, h = 15 cm.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1300 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	150 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	35 mm
		fyd	391 N/mm²	d	115 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	550 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	2.000				
vmin	0.560				
ρl	0.004	<	0.02		

VRd = 82 kN
VRd min = 84 kN

10.3.16. Impalcato metallico per impianto pannelli solari

Vengono riportati qui nel seguito i calcoli, che si riferiscono al dimensionamento della struttura metallica, con travi e grigliati, a formazione dell'impalcato tecnologico, previsto al piano terzo del Blocco A per la realizzazione dell'impianto a pannelli solari.
Si tratta di considerazioni relative al funzionamento locale della struttura, che riguardano le funzioni a cui tale struttura è chiamata ad espletare nel corso delle condizioni ordinarie d'esercizio.
Il dimensionamento che segue evidenzia il comportamento specifico a fronte degli aspetti locali ed è stato fatto con attenzione agli Stati Limite, in particolare per il controllo del valore massimo della freccia, che risulta condizionante, essendo più restrittivo dei calcoli concernenti lo stato tensionale relativo allo Stato Limite Ultimo.
A tali situazioni si aggiungono peraltro anche quelle del funzionamento globale complessivo, che tuttavia non sono dimensionanti per le strutture in oggetto.

Grigliati

I grigliati sono orditi su una lunghezza massima di 2525 mm con uno schema statico di trave in semplice appoggio su una luce teorica assunta pari a 2500 mm.
Su una singola barra portante si ha il carico seguente:

- peso proprio strutturale: g_1 = 250 N/m^2 x 0,034 = 8,5 N/m
- peso proprio dei pannelli solari: g_2 = 250 N/m^2 x 0,034 = 8,5 N/m
- carico utile in esercizio: q = 1250 N/m^2 x 0,034 = 42,5 N/m

Gli sforzi massimi sulla singola barra portante, esaminata come trave longitudinale, risultano i seguenti:

- peso proprio V_g = 10,6 N M_g = 6,64
- per carichi permanenti V_g = 10,6 N M_g = 6,64 Nm
- per sovraccarichi accidentali V_g = 53,1 N M_g = 33,20 Nm

Valore degli sforzi allo SLU:
V_{Ed} = 109,3 N
M_{Ed} = 68,4 Nm
La verifica delle tensioni indotte nei materiali agli SLU risulta superflua ; si rimanda alle tabelle con i valori della portata resi disponibili a cura dello stesso fornitore dei grigliati. Ci si limita qui al controllo del valore effettivo della freccia:
Momento d'inerzia della barra portante:
J = 10.667,00 mm^4
E = 210.000,00 N/mm^2
Ne deriva il valore della freccia massima seguente:

- per carichi permanenti (17,0 N/m) = 3,8 mm
- per sovraccarichi accidentali (42,5 N/m) = 9,6 mm
- valore massimo totale δ = 13,4 mm, pari a L/208

I grigliati potranno essere forniti con una monta adeguata pari ad esempio a 1,0 mm per cui ne derivano i controlli seguenti:
- δ_{max} = 13,4 – 1,0 = 12,4 mm, deformata massima totale
da cui δ_{max} /L = 1/202
E' un valore minore del valore limite 1/200, riportato indicativamente dalle norme per coperture in generale
- δ_2 = 9,6 mm, deformata massima dovuta ai sovraccarichi accidentali
da cui δ_2 /L = 1/260

E' un valore minore del valore limite1/250, riportato indicativamente dalle norme per coperture in generale.

Travi secondarie IPE 120 di sostegno dei grigliati

Si tratta di travi considerate in semplice appoggio sulla luce di 3,13 m.
Peso proprio delle travi: g = 10,4 kg/m = 104 N/m, arrotondato per c.m. in 120 N/m
Per quanto concerne il valore delle reazioni trasmesse dai grigliati si hanno i valori seguenti, che derivano dalla ipotesi di un interasse teorico pari a 2,525 m:

- Per peso proprio strutturale g_1 = 120 N/m
- per sovraccarichi permanenti Σg_i = 500 N/m^2 Pg = 500 x 2,525 = 1262N/m
- per sovraccarichi accidentali q = 1250 N/m^2 Pq = 1250 x 2,525 = 3156 N/m

Gli sforzi massimi sulla singola trave risultano i seguenti:

- per peso proprio V_g = 187,8 N e M_g = 146,95 Nm
- per carichi permanenti V_g = 1975,0 N e M_g = 1545,46 Nm
- per sovraccarichi accidentali V_g = 4939,1 N e M_g = 3864,88 Nm

Valore degli sforzi allo SLU:
V_{Ed} = 10615,3 N
M_{Ed} = 8306,55 Nm
La verifica delle tensioni indotte nei materiali agli SLU risulta superflua

Momento d'inerzia della trave:
J = 318,00 cm^4
E = 210.000,00 N/mm^2
Ne deriva il valore della freccia massima seguente:

- per peso proprio (120 N/m) = 0,2 mm
- per sovraccarichi permanenti (1262 N/m) = 2,4 mm
- per sovraccarichi accidentali (3156 N/m) = 5,9 mm
- valore massimo totale δ = 8,5 mm, pari a L/368

Si tratta di un valore, che si ritiene corretto per tale struttura, accessibile solo per manutenzione; si cita in proposito il valore limite superiore L/250, riportato indicativamente dalle norme per solai in generale.

Travi longitudinali IPE 360 di sostegno delle travi secondarie IP 120

Si tratta di travi considerate in semplice appoggio sulla luce teorica di 10,10 m, sottoposte a tre carichi concentrati, uno dei quali agente nella sezione di mezzeria e gli altri due, a cavallo del precedente, ubicati ad una distanza da esso indicata teoricamente pari a 2,525 m.
Peso proprio delle travi: g = 57,1 kg/m = 571 N/m, arrotondato per c.m. in 600 N/m
Per quanto concerne il valore dei carichi applicati e quindi delle reazioni trasmesse dalle travi secondarie citate si hanno i valori seguenti:

- per peso proprio ripartito: g_1 = 0,6 kN/m
- per risultante dovuta al peso delle travi portate Rg_1 = 0,120x3,13 = 0,376 kN
- per risultante dovuta ai sovraccarichi permanenti Rg_2 = 0,500x2,525x3,13 = 3,952 kN
- per sovraccarichi accidentali q = 1,250x2,525x3,13 = 9,879 kN

Gli sforzi massimi sulla trave risultano i seguenti:

- per pesi propri strutturali V_g = 0,6 x 10,10/2 +0,376x1,5 = 3,03+0,56 = 3,59 kN M_g = 0,6 x $10,10^2$/8 +0,376x2,525x2 = 9,55 kNm
- per sovraccarichi permanenti V_g = 3,952 x 1,5 = 5,93 kN M_g = 3,952 x (10,10/4 + 2,525) = 19,96 kNm
- per sovraccarichi accidentali V_g = 9,879 x 1,5 = 14,82 kN M_g = 9,879 x (10,10/4 + 2,525) = 49,89 kNm

Valore degli sforzi allo SLU:

V_{Ed} = 35,79 kN

M_{Ed} = 117,19 kNm

La verifica delle tensioni indotte nei materiali agli SLU risulta superflua

Momento d'inerzia della trave:

J = 16270,00 cm^4

E = 210.000,00 N/mm^2

Ne deriva il valore della freccia massima seguente:

- per peso proprio (600 N/m) = 2,4 mm
- per sovraccarichi permanenti (tre carichi da 4328 N) = 6,4 mm
- per sovraccarichi accidentali (tre carichi da 9879 N) = 14,7 mm
- valore massimo totale δ = 23,5 mm, pari a L/430

Si tratta di un valore, che si ritiene corretto per tale struttura, accessibile solo per manutenzione; si cita in proposito il valore limite superiore L/250, riportato indicativamente dalle norme per solai in generale.

10.3.17. Fondazioni

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

Le verifiche verranno condotte applicando l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), e pertanto con:
- il set di coefficienti moltiplicatori dei carichi tipo "A1" di cui alla tab 2.6.I delle NTC;
- i coefficienti parziali del set M1 per i parametri geotecnici del terreno, tutti pari a 1.0;
- il set R3 di coefficienti parziali γ_R, indicato dalla tabella 6.4.I delle NTC.

TABELLA 10-3 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (TAB. 6.4.I DELLE NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

10.3.17.1 Verifica di resistenza STR

Il sistema di fondazione del corpo "A" è composto da travi rovesce principali trasversali e travi di collegamento longitudinali.

Le travi rovesce trasversali costituiscono la fondazione diretta di ognuno dei 7 telai principali e presentano la seguente geometria:
Lunghezza 20 m
Larghezza sezione b = 3.00 m
Altezza sezione laterale h = 1.50 m
Altezza sezione centrale a T h = 2.75 m

Le massime sollecitazioni che si generano nella trave agli stati limite ultimi sono le seguenti:

Sezione centrale a T
$M_{xx,sd}$ = 18890 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU1.
$M_{yy,sd}$ = 883 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5x.
N_{sd} = -4780 kN in condizioni statiche, combinazione SLU1.
V_{sd} = 3486 kN in condizioni statiche, combinazione SLU-2y.

Sezione laterale
$M_{xx,sd}$ = 19740 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU1.
$M_{yy,sd}$ = 1400 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5x.
V_{sd} = 5167 kN in condizioni statiche, combinazione SLU-2y.

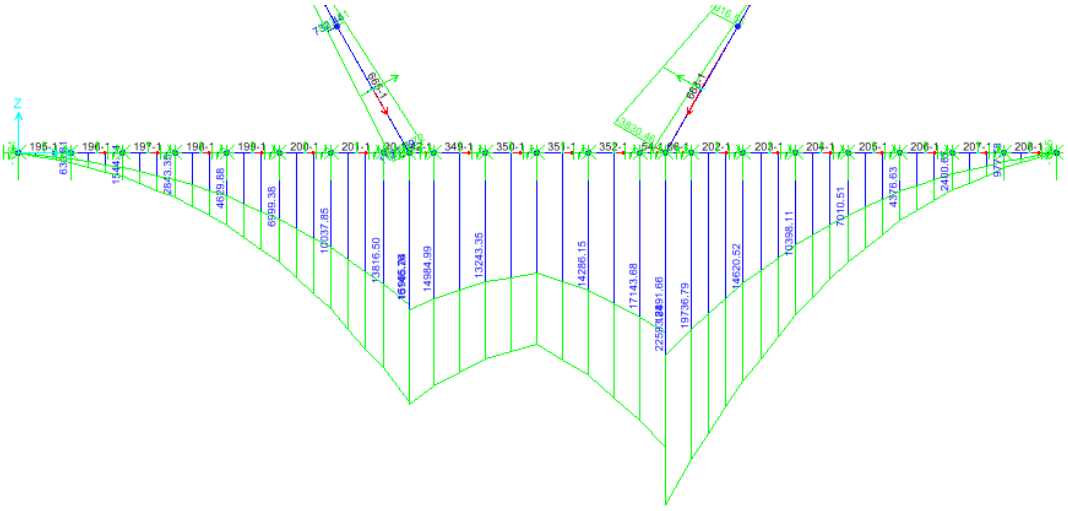
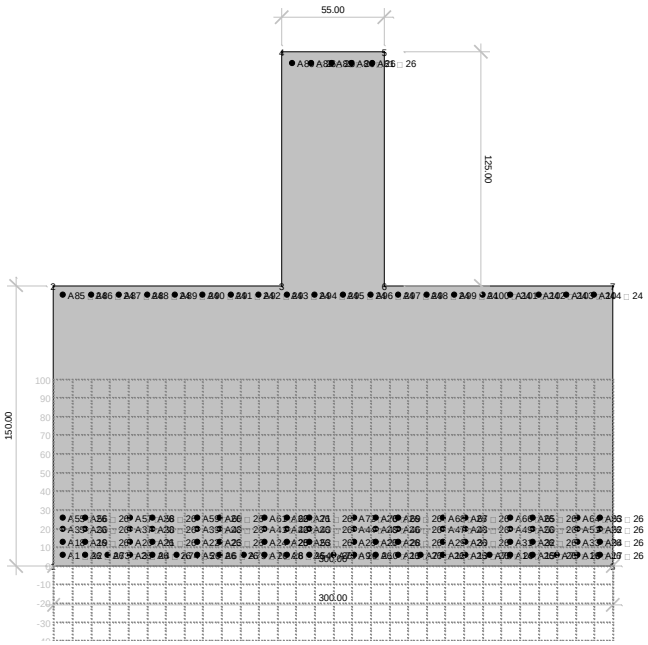
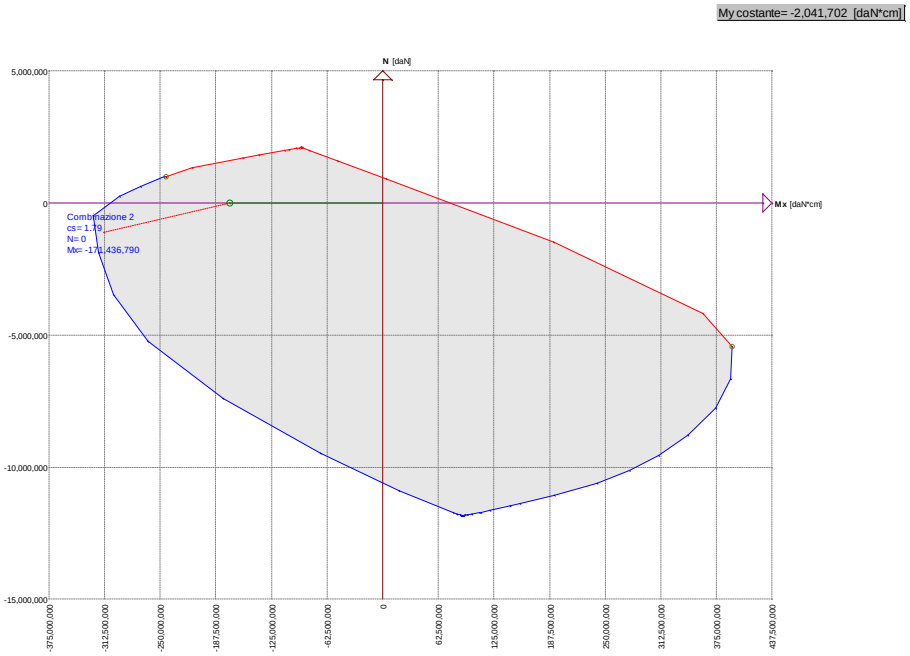


FIGURA 10.5 - DIAGRAMMA NELLA COMBINAZIONE SLU1, CON LO SCHEMA DI CARICO ACCIDENTALE "QT", CON I PICCHI TEORICI SUI NODI

La sezione centrale della trave di fondazione presenta 79ϕ26 come armatura resistente inferiore e 20ϕ24 come armatura resistente superiore. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:





I valori, dovuti alla combinazione SLU-2y, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.79. La sezione è pertanto verificata.

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 55 cm, h = 275 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/20 a 4 bracci in appoggio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	550 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	2700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	41950 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	-4000 kN	σcp	-2.645 N/mm²	<	3.62667
k	1.272				
vmin	0.284				
ρl	0.020	>	0.02		

VRd = 318 kN
VRd min = -167 kN

Se VEd > 318 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	4				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	616 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	2160 mm =
ρw	0.0056	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**2430 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2549 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **26.41** °
cot(TETA) **2.01** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi c

VRsd = 5894 kN (VRsd max 5894 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2927 kN (VRsd max 7397 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 7319 kN (VRsd max 5101 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0132496 VRsd = 5894 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

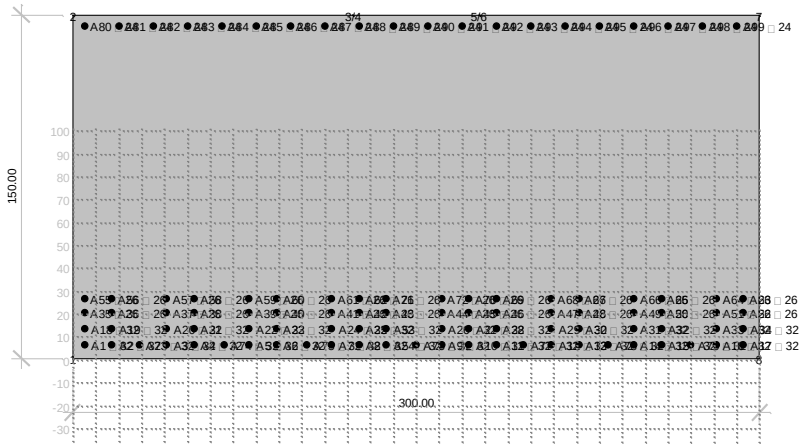
Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0132496 VRcd = 4828 kN

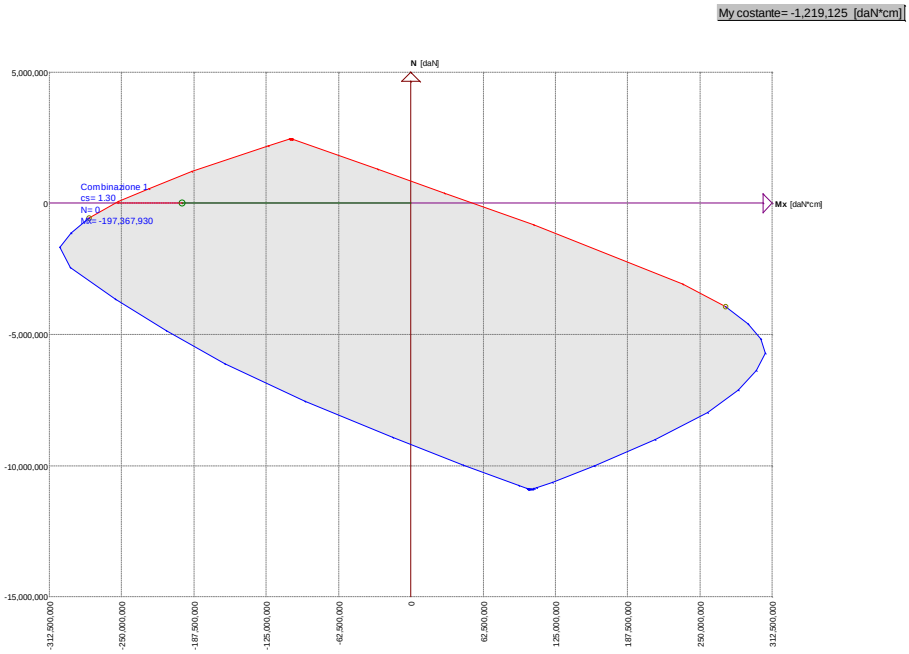
VRd = 4828 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 2.45 m

La sezione laterale della trave di fondazione presenta 43ϕ32 + 36ϕ26 come armatura resistente inferiore e 20ϕ24 come armatura resistente superiore. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:





I valori, dovuti alla combinazione SLU-1, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.30. La sezione è pertanto verificata.

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 300 cm, h = 150 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/20 a 12 bracci in appoggio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	3000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	53681 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.371				
vmin	0.318				
ρl	0.012	<	0.02		
VRd =	**2438 kN**				
VRd min =	**1383 kN**				
Se VEd >	**2438 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	12				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	1847 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	1160 mm =
ρw	0.0031	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1305 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	13902 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	19.26 °		
cot(TETA)	2.86	ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**13496 kN**	**(VRsd max**	**13496 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**4717 kN**	**(VRsd max**	**21667 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**11791 kN**	**(VRsd max**	**14943 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 11791 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 12240 kN

VRd = 11791 kN

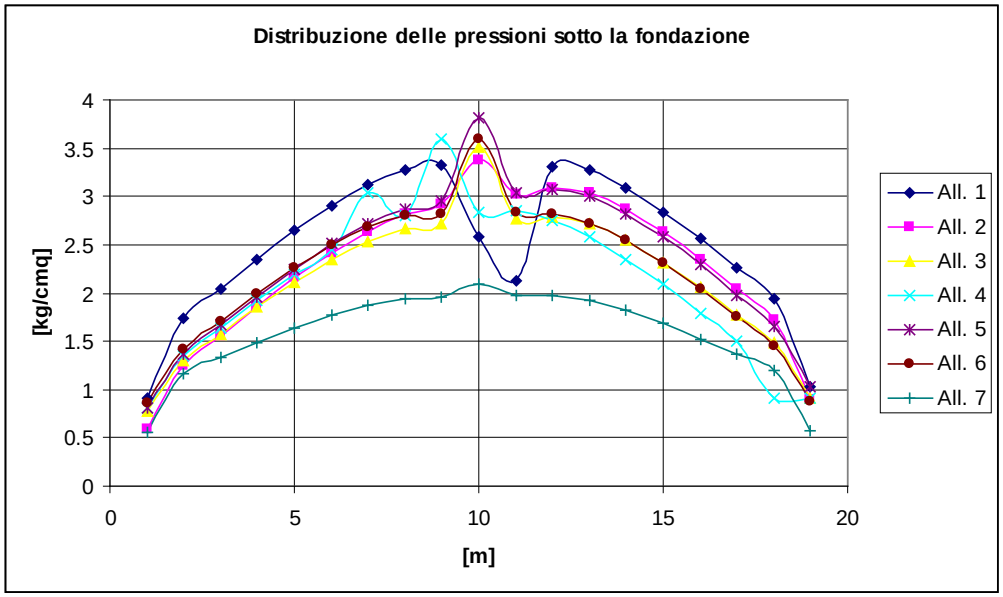
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.63 m

10.3.17.2 Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

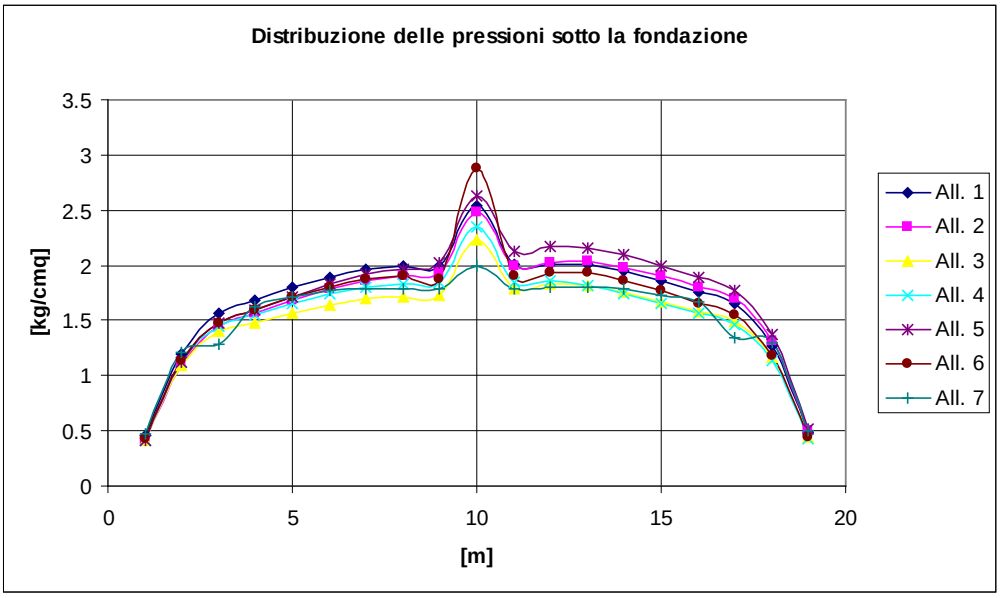
La fondazione è sempre tutta reagente (nella modellazione agli elementi finiti, tutte le molle alla Winkler reagiscono a compressione).
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

INV SLU: La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler all'intradosso della trave rovescia più sfavorita è pari a p_{picco} = 3.8 kg/cm^2.



Considerando l'effetto della diffusione del carico attraverso lo strato sottofondazione spesso 20 cm avviene su una superficie di 20.40m x 3.40m e riportando il diagramma delle pressioni ad una distribuzione parabolica, e tenendo in considerazione il contributo delle superfici aggiuntive costituite dalle travi di collegamento in fondazione, ottiene il seguente valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi: p = 3.5 kg/cm^2.

INV SLV: La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler all'intradosso della trave rovescia più sfavorita è pari a p_{picco} = 2.8 kg/cm^2.



Considerando l'effetto della diffusione del carico attraverso lo strato sottofondazione spesso 20 cm avviene su una superficie di 20.40m x 3.40m e riportando il diagramma delle pressioni ad una distribuzione parabolica, e tenendo in considerazione il contributo delle superfici aggiuntive costituite dalle travi di collegamento in fondazione, ottiene il seguente valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi: $p = 2.6$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante

L'espressione della capacità portante proposta da Terzaghi è:

$q = c\ N_c + q_0\ N_q + \frac{1}{2}\ \gamma\ B\ N_\gamma$

dove:

c' è la coesione

q_0 è il sovraccarico presente alla quota di fondazione (a profondità D)

B è la larghezza della fondazione

γ è il peso del terreno.

N_c, N_q, N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ'.

L'espressione più generale per il calcolo della capacità portante è quella di Brinch-Hansen:

$q = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + ½ \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$

in cui compaiono i seguenti termini correttivi:

s_x = fattori di forma della fondazione

i_x = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico

b_x = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione

g_x = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna

d_x = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Nel caso in esame,

ϕ' = 35° (valore di angolo d'attrito ponderato sui vari strati di fondazione)

c' = 0 kPa

$q_0 = \gamma D = 19 * 1.90$ m = 36.1 kPa

N_q = 33

$s_q = 1 + B/L \, tg\phi$ (Hansen per fondazioni rettangolari)

B = 3.00 m, L = 20 m.

Per fondazioni con carico eccentrico Meyerhof ha proposto di attribuire alla fondazione una larghezza e una lunghezza fittizie centrate sul carico e pari a B'=B-2e e L'=L-2e.

Eccentricità e=M/N.

<u>Combinazione SLU1</u>

N = 10738 kN

Mx = 3830 kNm

My = 375 kNm

e_y =375/10738 = 0.035, quindi B'=2.93 m

e_x = 3830/10738 = 0.36, quindi L'=19.28 m

<u>Combinazione SLU5x</u>

N = 9405 kN

Mx = 3087 kNm

My = 1184 kNm

e_y =1184/9405 = 0.12, quindi B'=2.76 m

e_x = 3087/9405 = 0.33, quindi L'=19.34 m

Combinazione SLVY

N = 7708 kN

Mx = 4390 kNm

My = 852 kNm

e_y =852/7708 = 0.11, quindi B'=2.78 m

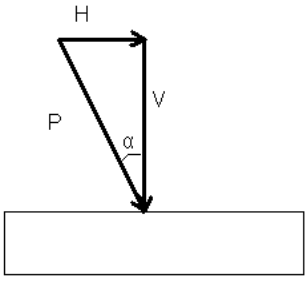
e_x = 4390/7708 = 0.57, quindi L'=18.86 m

Comb SLU1: B'/L'= 0.152 s_q = 1.106

Comb SLU5x: B'/L'= 0.143 s_q = 1.10

Comb SLVX: B'/L' = 0.147 s_q = 1.103

Per carichi inclinati, cioè con una componente orizzontale H e una verticale V, il valore della capacità portante è influenzato dal rapporto H/V, dalla direzione della risultante e dalla forma della fondazione.



Per Meyerhof-Vesic si ha

$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2$

e

$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2$

Nella combinazione SLU1

N= 10738 kN

V= 702 kN

α=3.7°

$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2 = 0.92$
$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2 = 0.8$

Nella combinazione SLU5x
N= 9405 kN
V= 480 kN
α=2.9°
$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2 = 0.93$
$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2 = 0.84$

Nella combinazione SLVY
N= 7708 kN
V= 622 kN
α= 4.6°
$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2 = 0.9$
$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2 = 0.75$

per D<B, quale è il nostro caso, Hansen propone la seguente relazione per d_q:
$d_q = 1+ 2\ tg\phi\ (1-sen\phi)^2\ D/B'$
e $d_\gamma = 1$ per tutti i casi

Comb SLU1: $d_q = 1+ 2\ tg\phi\ (1-sen\phi)^2\ D/B' = 1.165$
Comb SLU5x: $d_q = 1+ 2\ tg\phi\ (1-sen\phi)^2\ D/B' = 1.175$

Comb SLVY: $d_q = 1+ 2\ tg\phi\ (1-sen\phi)^2\ D/B' = 1.174$

$\gamma = 19\ kN/m^3$
$N_\gamma = 44.8$
$s_\gamma = 1 - 0.4\ B'/L'$ (Hansen per fondazioni rettangolari)
$s_\gamma = 1 - 0.4\ B'/L' = 0.94$ per tutte le combinazioni.

Per la combinazione SLU1

q = 0 + 36.1*33*1.106*1.165*0.92*1*1 + ½ 19*2.93*44.8*0.8*1*0.94*1*1 = 23.9 kg/cm^2.

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale γ_R = 2.3

Si ottiene quindi il valore q_{Rd} = 10.4 kg/cm^2 > p =3.5 kg/cm^2.

Per la combinazione SLU5x

q = 0 + 36.1*33*1.10*1.175*0.93*1*1 + ½ 19*2.76*44.8*0.84*1*0.94*1*1 = 24 kg/cm^2.

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale γ_R = 2.3

Si ottiene quindi il valore q_{Rd} = 10.4 kg/cm^2 > p =3.5 kg/cm^2.

Per la combinazione SLVY

q = 0 + 36.1*33*1.103*1.174*0.9*1*1 + ½ 19*2.78*44.8*0.75*1*0.94*1*1 = 22.65 kg/cm^2.

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale γ_R = 2.3

Si ottiene quindi il valore q_{Rd} = 9.85 kg/cm^2 > p=2.6 kg/cm^2

10.3.17.3 Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.

Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale Vmax = 1182 kN (taglio trasmesso da un telaio alla sua trave di fondazione nella combinazione SLVY).

Il taglio risultante invece dalla gerarchia delle resistenze della singola colonna è il seguente:

$V_{Gdr} = \gamma_{rd}*(M^s_{c,rd} + M^i_{c,rd})/l_p$ = 1.1*(5800+2400)/7.5 = 1200 kN

V_{tot} = 2* V_{Gdr} = 2400 kN

N_{sis} = 7708 * 2 = 15400 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R)$ = 15400 * tg(35°) / 1.1 = 9800 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

10.3.17.4 Valutazione dei cedimenti

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Si procede alla valutazione dell'indice di rigidezza della trave rovescia di fondazione:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot E_0 \cdot l^3 \cdot b}{\left(1 - v_0^2\right) \cdot E_1 \cdot J}$$

Dove:

$$J = \frac{3 \cdot 1.5^3}{12} = 0.84375 \text{ m}^4$$

E_0 = 114 MPa
E_1 = 30000 MPa
v_0 = 0.27
Risulta quindi:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot 114 \cdot 10^3 \cdot 3}{\left(1 - 0.27^2\right) \cdot 30000 \cdot 0.84375} = 11.44 > 1$$

Definito il parametro α come rapporto tra lunghezza della trave e base risulta:

$$\alpha = \frac{2l}{b} = \frac{20}{3} = 6.67 < 20$$

La trave non risulta infinitamente rigida. Si passa a valutare se essa possa essere assimilata a infinitamente flessibile.
Si calcola:

$$L = \left[\frac{2 \times E_1 \times J \times \left(1 - v_0^2\right)}{b \times E_0}\right]^{0.33} = 5.07$$

E si definiscono le seguenti quantità:

$$\beta = \frac{b}{2L} = \frac{3}{2 \times 5.07} = 0.29 \qquad 0.15 < \beta < 0.3$$

$$l^* = \frac{l}{L} = \frac{10m}{5.07} = 2 \qquad > 2$$

La trave è infinitamente flessibile.

Il valore dell'invariante, per travi flessibili rettangolari, dipende dal rapporto 2l/b:

I = 1.96 (valore medio per rapporti 2l/b > 5)

Il cedimento di una fondazione nastriforme flessibile risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 350 \times 3 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 1.96 = 0.0167 \text{ m} = 1.6 \text{ cm}$$

10.4. Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite di esercizio, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TABELLA 10-4 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLE PER IL CORPO A

SLE RARA							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y
SLE R-1X	1	1	1	0.5	0.6	0.6	0
SLE R-1Y	1	1	1	0.5	0.6	0	0.6
SLE R-2X	1	1	0.7	1	0.6	0.6	0
SLE R-2Y	1	1	0.7	1	0.6	0	0.6
SLE R-3X	1	1	0.7	0.5	1	0.6	0
SLE R-3Y	1	1	0.7	0.5	1	0	0.6
SLE R-4X	1	1	0.7	0.5	0.6	1	0
SLE R-4Y	1	1	0.7	0.5	0.6	0	1
SLE FREQUENTE							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y
SLE F-1	1	1	0.5	0	0	0	0
SLE F-2	1	1	0.3	0.2	0	0	0
SLE F-3	1	1	0.3	0	0.5	0	0
SLE F-4X	1	1	0.3	0	0	0.2	0
SLE F-4Y	1	1	0.3	0	0	0	0.2
SLE QUASI PERMANENTE							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y
SLE Q-1	1	1	0.3	0	0	0	0

10.4.1. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=30 cm con cappa di 10 cm

Si espone qui appresso il calcolo della deformata e delle tensioni agli stati limite di esercizio per il solaio tipico del corpo A, che viene realizzato mediante la messa in opera di tegoli prefabbricati e precompressi, aventi uno spessore di 30 cm, ai quali viene aggiunta una cappa collaborante in cls gettato in opera di 10 cm.

Come appare evidente dai calcoli che seguono, gli effetti indotti dalla precompressione dei tegoli prefabbricati sono perfettamente proporzionati a controbilanciare quelli analoghi indotti dalla totalità dei pesi propri e dei sovraccarichi permanenti previsti. Si tratta peraltro di una situazione ordinaria per le strutture precompresse, per le quali le fibre, più sollecitate per trazione indotta dai carichi, restano in realtà compresse, oppure sono soggette a tensioni finali di trazione di contenuta entità. Nessun problema quindi per quanto concerne le considerazioni sulla limitazione del massimo valore della deformata in rapporto alla luce, che trova più ricorrente applicazione e controllo nelle strutture metalliche, ai fini della rispondenza della struttura alle esigenze del corretto utilizzo in esercizio.
I calcoli, che sono esposti qui nel seguito, illustrano i criteri che sono stati adottati nel dimensionamento strutturale di questo solaio ed essi trovano peraltro inalterata applicazione anche per gli altri solai previsti in progetto. In base ai risultati, che emergono dai calcoli relativi a questo solaio, risulta pertanto superfluo fornire per gli altri solai calcoli analoghi a quelli qui esposti.

10.4.1.1 Verifica tensionale del solaio

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X =4.95m			
Sforzo di precompressione finale	Nf =	1480.78	kN
Momento di precompressione finale	Mf =	127.98	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ21 =	0.60	

Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	Mpp =	222.06	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	Maqp =	36.75	kNm
Tensione sup. ammessa < 0.45 x fck Getto in Opera	=	11.21	N/mm²
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x fck Trave	=	20.54	N/mm²
Tensione inferiore ammessa > fctm /1.2	=	-3.19	N/mm²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	2.28	N/mm²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	8.35	N/mm²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	0.21	N/mm²
Combinazione di carichi Frequente.			
Coefficiente per combinazione frequente	ψ11 =	0.70	
Momento Sovraccarichi accidentali	Maf =	42.88	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm / 1.2	=	-3.19	N/mm²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-0.04	N/mm²
Combinazione di carichi Rara.			
Momento Sovraccarichi accidentali	Mar =	61.26	kNm
Tensione sup. ammessa nel getto < 0,60 x fck Getto in Opera	=	14.94	N/mm²
Tensione Sup. ammessa < 0,60 x fck Trave	=	27.39	N/mm²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	2.77	N/mm²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	8.53	N/mm²

10.4.1.2 Verifica di deformabilità del solaio

Le Frecce sono calcolate nella sezione a m 5.05 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 30.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

\+ Freccia verso il basso

\- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce	=	9.90	m
Calcestruzzo inizio precompressione	Rck' =	35.00	N/mm²
E iniziale Teorica	E' =	33.640	kN/mm²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Ji =	235781	cm4
Freccia per precompressione iniziale	f1=	-2.210	cm

Freccia per peso proprio trave	f2=	0.916	cm
Freccia allo sbanco Totale	f1+f2 =	-1.294	cm
FRECCIA A BREVE TERMINE : A CARICHI TUTTI AGENTI			
Calcestruzzo allo stadio finale	Rck =	55.00	N/mm²
E Teorica	=	36.410	kN/mm²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jt =	235044	cm4
Momento inerzia Trave + getto	Jg =	614727	cm4
Freccia per precompressione	f3 =	-1.984	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f4 =	2.084	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti	fp=f3+f4=	0.101	cm
Freccia totale per tutti i carichi a breve termine	ft =	0.380	cm
FRECCIA A LUNGO TERMINE : COMB.QUASI PERMANENTE			
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.405	
e quindi Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace			
E efficace = (E Teorica / (1 + Fi(t,to))-(7.4.3 (7.20) EC2)		10.694	kN/mm²
e quindi Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		19.637	
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jf =	249468	cm4
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jfg =	663251	cm4
Freccia per precompressione finale	f1 =	-5.679	cm
Freccia differita per carichi comb. quasi perm. di seconda fase	fd =	7.197	cm
Freccia differita totale in comb quasi permanenete fdt = f1+fd	fdt =	1.518	cm
Luce di calcolo Frecce / 250	Lc/250 =	3.960	cm
Freccia differita totale	fdt=	1.518	cm<= Luce/250 - VERIFICATO

10.4.2. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=30 cm senza cappa

Si espone qui appresso il calcolo della deformata e delle tensioni agli stati limite di esercizio per il solaio tipico del corpo A, che viene realizzato mediante la messa in opera di tegoli prefabbricati e precompressi, aventi uno spessore di 30 cm, senza aggiunta di cappa collaborante.

10.4.2.1 Verifica tensionale del solaio

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X =4.95m			
Sforzo di precompressione finale	Nf =	1767.01	kN
Momento di precompressione finale	Mf =	158.19	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ21 =	0.60	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	Mpp =	161.33	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	Maqp =	73.80	kNm
Tensione sup. ammessa < 0.45 x fck Getto in Opera	=	11.21	N/mm²
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x fck Trave	=	20.54	N/mm²
Tensione inferiore ammessa > fctm /1.2	=	-3.19	N/mm²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	5.40	N/mm²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	9.08	N/mm²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	3.23	N/mm²
Combinazione di carichi Frequente.			
Coefficiente per combinazione frequente	ψ11 =	0.70	
Momento Sovraccarichi accidentali	Maf =	86.10	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm / 1.2	=	-3.19	N/mm²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	2.47	N/mm²
Combinazione di carichi Rara.			
Momento Sovraccarichi accidentali	Mar =	123.00	kNm
Tensione sup. ammessa nel getto < 0,60 x fck x 0.8 Getto in Opera	=	11.95	N/mm²
Tensione Sup. ammessa < 0,60 x fck Trave	=	27.39	N/mm²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	7.17	N/mm²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	10.81	N/mm²

10.4.2.2 Verifica di deformabilità del solaio

Altezza Trave = 30.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

\+ Freccia verso il basso

\- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce	=	9.90	m
Calcestruzzo inizio precompressione	Rckj =	40.00	N/mm²
E Teorica	Ej =	33.64	kN/mm²
Freccia per precompressione iniziale	f1=	-2.70	cm
Freccia per peso proprio trave	f2=	0.89	cm
Freccia iniziale Totale	f1+f2 =	-1.81	cm
Calcestruzzo allo stadio finale	Rck =	55.00	N/mm²
E Teorica	E =	36.41	kN/mm²
Freccia per precompressione finale	f3 =	-2.18	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f4 =	1.70	cm
Freccia Finale carichi permanenti	f3+f4 =	-0.49	cm
Freccia per i sovraccarichi accidentali previsti	f5 =	0.67	cm

10.4.3. Deformazioni degli sbalzi

Il valore delle deformazioni indotte dai carichi nella sezione di estremità degli sbalzi è chiaramente incluso tra i risultati dei calcoli effettuati modellando l'intera struttura.

Giova evidenziare qui in particolare che per i solai dei vari piani è stata prevista la stessa tipologia strutturale ed identici sono i carichi di utilizzo previsti in progetto.

Analoghe sono pertanto le deformazioni indotte dai carichi e dai sovraccarichi permanenti, che presentano identica distribuzione spaziale, per cui le deformazioni degli sbalzi dei vari piani non presentano apprezzabili differenze relative.

Resta invece interessante la valutazione dei valori di deformazione relativa fra le punte sbalzo di due piani successivi, che sono riconducibili agli effetti successivi alla posa dei pannelli di facciata, per individuare le possibili ricadute sui dispositivi di fissaggio dei pannelli prefabbricati di facciata.

Si tratta principalmente degli effetti prodotti dai sovraccarichi mobili di utilizzo in esercizio, che come si è già evidenziato hanno un valore tipico pari a 2 kN/m^2 e ad opera dei quali si riportano qui appresso i valori delle deformazioni indotte sui telai trasversali tipici del blocco A.

Si fa anche presente che l'interasse longitudinale fra i telai del blocco A in discussione risulta pari a 10,10 m, mentre l'analogo valore fra i telai del blocco C è pari a 6,00 m.
Ebbene la sezione di punta sbalzo dei telai trasversali del blocco A sotto la peggiore distribuzione dei carichi mobili di utilizzo in esercizio, considerati applicati sull'intera estensione longitudinale di competenza pari a 10,10 m, può presentare una deformazione con i seguenti ordini di grandezza:

- abbassamento pari a 0,8 mm con carico accidentale applicato sullo sbalzo con luce 3,375 m;
- innalzamento pari a 1,0 mm con carico accidentale applicato sulla campata centrale intermedia di 13,26 m di luce;
- conseguente possibile deformazione relativa massima dell'ordine di ±2 mm fra le punte sbalzi dei due piani successivi.

I valori delle deformazioni relative massime esposte qui sopra possono trovare qualche incremento, peraltro contenuto, attribuibile all'eventuale differenza comportamentale fra i telai dei differenti piani, correlata con le deformazioni differite dovute ai carichi permanenti.
Tale differenze risultanti finiscono quindi per interessare anche i sistemi di fissaggio dei pannelli prefabbricati; si tratta di valori peraltro che rientrano tra le stesse tolleranze consentite dai sistemi medesimi.

Per quanto concerne le considerazioni in merito agli effetti prodotti sulla struttura dei pannelli prefabbricati dalle deformazioni differenziali suddette, possibili fra le travi di bordo di sostegno degli stessi, riteniamo sia appropriato comunque entrare nel merito di come sono articolati i sistemi di fissaggio previsti. Si tratta infatti di sistemi, descritti qui appresso, che consentono comunque i movimenti correlati con le deformazioni strutturali prodotte dalle azioni di esercizio.
I pannelli prefabbricati sono infatti messi in opera regolando i piedini di appoggio sull'estradosso della trave di supporto inferiore. Si provvede poi al fissaggio del pannello in direzione orizzontale con l'impiego di dispositivi che consentono il respiro del pannello rispetto alle strutture di sostegno / fissaggio.

E' possibile una regolazione del pannello sia in direzione orizzontale che in direzione verticale.

10.4.4. Deformabilità verticale delle travi principali

Per la deformabilità delle travi principali si fa riferimento agli stati limite di esercizio, nella combinazione quasi permanente delle azioni (SLE.-QP), così definita:

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

Con Q_{k1} = carico accidentale uffici, $\psi_{21} = 0.3$, Q_{k2} = carico neve, $\psi_{21} = 0.0$

e i carichi permanenti G1 e G2 applicati con il loro intero valore.

Con riferimento alla Circolare 2 febbraio 209, n.617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"di cui al D.M. 14 gennaio 2008* al punto C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità:

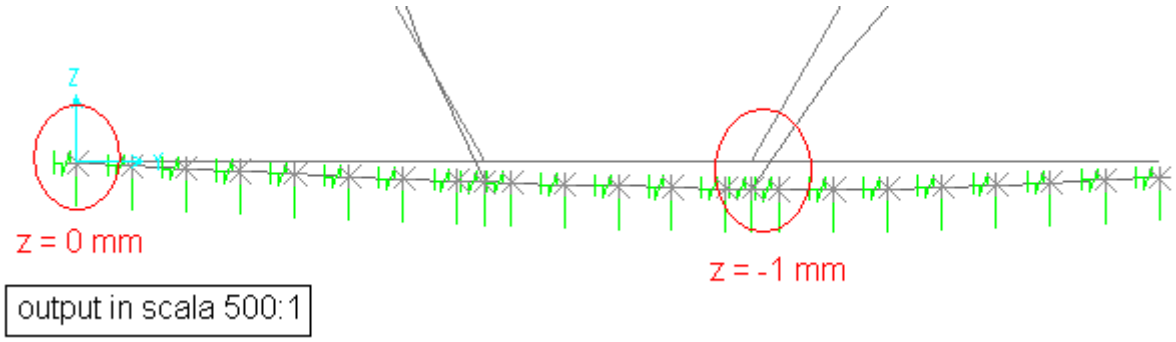
Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.
Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

elemento				Freccia verticale		rapporto L/f	Verifica limite
Trave trasversale principale corpo A (all.0÷7)		piano 1	mezzeria	0.70	cm	1891	>500
			sbalzi	0.31	cm	1090	>250
		piani sup	mezzeria	0.93	cm	1424	>500
			sbalzi	0.42	cm	804	>250
Trave longitudinale principale corpo A (all.a÷d)		piano 1	mezzeria	0.36	cm	2805	>500
			sbalzi	0.90	cm	400	>250
		piani sup	mezzeria	0.14	cm	7215	>500
			sbalzi	0.63	cm	571	>250

10.4.5. Controllo dei cedimenti differenziali e delle rotazioni attese in fondazione

Le dimensioni degli elementi di fondazione sono tali per cui il volume di terreno interessato nel calcolo dei cedimenti è costituito sostanzialmente dallo strato di riporto, il quale risulta fondamentalmente omogeneo.
In virtù della modularità strutturale e della sostanziale uniformità dei sovraccarichi di utilizzo, i cedimenti differenziali dovrebbero essere ascrivibili solo a eventuali disuniformità dello strato di terreno interessato, che nel nostro caso è appunto il riporto, da considerarsi omogeneo ed adeguatamente compattato.
Il cedimento differenziale massimo tra gli elementi di fondazione è dell'ordine del 50% del cedimento assoluto calcolato, e pertanto dell'ordine dell'1 per mille.
Qualora si consideri una disposizione dei carichi di utilizzo eccentrica trasversalmente, per rendere massima la differenza di carico fra le due fondazioni di bordo, ovvero siano caricate la campata centrale e una sola delle campate laterali, si stimano i seguenti valori di cedimento differenziale:

- fondazione corpo A: dz = 1 mm



Anche nel caso in cui siano caricate tutte e tre le campate ma in corrispondenza di un solo telaio piano trasversale, il cedimento differenziale tra le fondazioni di due telai adiacenti è di 1 mm.

10.4.6. Verifiche tensionali e di fessurazione

Nei seguenti paragrafi si andranno ad analizzare lo stato tensionale e quello fessurativo degli elementi strutturali.

Per le verifiche tensionali si impiegano la combinazione rara e quasi permanente.
Per le verifiche di fessurazione si utilizzano la combinazione frequente e quasi permanente.

10.4.6.1 Trave trasversale piano primo allineamenti 1÷6

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	2936	860	2.2	299	19.9	14.9	360
Appoggio	2797	-1667	5.1	278	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	2757	715	2682	681	0.6	0.000943	0.000896	232	0.219	0.2	0.3	0.2
Appoggio	2669	-1207	2682	-1109	2.4	0.000847	0.000802	195	0.166	0.154	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.2 Trave trasversale piano secondo allineamenti 1÷6

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	67	868	10.4	255	19.9	14.9	360
Appoggio	67	-1270	12.0	292	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	57	784	54	750	8.8	0.000686	0.000638	289	0.198	0.184	0.3	0.2
Appoggio	54	-992	54	-945	9.0	0.000813	0.000764	210	0.171	0.161	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.3 Trave trasversale piano terzo allineamenti 1÷6

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	25	857	12.9	299	19.9	14.9	360
Appoggio	19	-1415	16.0	348	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	10	719	17	683	9.9	0.000909	0.000854	290	0.265	0.200	0.3	0.2
Appoggio	15	-1164	17	-1128	12.7	0.00114	0.00110	107	0.123	0.119	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.4 Trave trasversale piano primo allineamento 6'

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1x (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	1738	522	10.3	255	19.9	14.9	360
Appoggio	1647	-1388	8.7	292	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	1584	428	1545	393	-	0.000724	0.000669	254	0.181	0.170	0.3	0.2
Appoggio	1556	-905	1545	-913	5.2	0.00782	0.00719	221	0.165	0.159	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.5 Trave trasversale piani secondo, terzo e quarto allineamento 6'

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	22	463	8.8	232	19.9	14.9	360
Appoggio	17	-1065	16	348	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	27	424	27	407	-	0.000568	0.000544	279	0.159	0.152	0.3	0.2
Appoggio	27	-808	27	-758	5.2	0.00885	0.00815	214	0.189	0.174	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.6 Trave trasversale piano primo allineamento 0

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	181	537	8.6	274	19.9	14.9	360
Appoggio	181	-640	9.1	222	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	141	514	128	505	8.1	0.000991	0.000965	185	0.183	0.178	0.3	0.2
Appoggio	141	-581	128	-570	8.1	0.000656	0.000637	232	0.152	0.148	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.7 Trave trasversale piani superiori allineamento 0

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	22	400	12	275	19.9	14.9	360
Appoggio	22	-480	12.6	292	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	11	378	2	373	11.2	0.000871	0.000851	247	0.216	0.200	0.3	0.2
Appoggio	11	-472	2	-464	12.2	0.00107	0.00104	197	0.211	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.8 Pilastri inclinati inferiori allineamenti 1÷6

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4x (base) e SLE R-4x (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-7430	2175	15.7	223	19.9	14.9	360
Sommità	-7276	884	16.1	226	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-6985	2010	-6805	1932	12.9	0.000016	0.00002	188	0.003	0.002	0.3	0.2
Sommità	-6833	774	-6654	731	13	0.000035	0.000042	199	0.007	0.008	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.9 Pilastri inclinati inferiori allineamento 6'

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4x (base) e SLE R-4x (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-6370	1928	14.2	25	19.9	14.9	360
Sommità	-6218	404	13.3	-	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-5942	735	-5930	730	8.7	0.000139	0.000121	217	0.030	0.026	0.3	0.2
Sommità	-5816	144	-5790	84	8.8	0.000394	0.000369	221	0.087	0.082	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.10 Pilastri 50x75 cm piani superiori allineamenti 1÷6

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4x (base) e SLE R-4y (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-3648	481	19.1	251	19.9	14.9	360
Sommità	-3605	536	19.1	250	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4x (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-3588	425	-3518	419	14.1	0.000149	0.000153	206	0.031	0.032	0.3	0.2
Sommità	-3465	453	-3476	434	13.8	0.000140	0.000124	216	0.030	0.026	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.11 Trave longitudinale piano primo allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3y (continua) e SLE R-1y (sbalzo) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Continua	80	-366	6	161	19.9	14.9	360
Sbalzo	80	-556	8.9	239	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (continua), SLE F-1 (sbalzo) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Continua	60	-361	53	-356	5.8	0.000433	0.000421	274	0.118	0.115	0.3	0.2
Sbalzo	60	-552	53	-546	8.8	0.000770	0.000756	270	0.210	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.12 Trave longitudinale piani secondo e terzo allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3y (continua) e SLE R-1y (sbalzo) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Continua	7.7	210	6.3	230	19.9	14.9	360
Sbalzo	7.7	-411	11.3	239	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (continua), SLE F-1 (sbalzo) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Continua	10	209	8	206	5.8	0.000671	0.000668	330	0.228	0.200	0.3	0.2
Sbalzo	10	-402	8	-398	10.9	0.000844	0.000834	234	0.198	0.195	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.13 Trave longitudinale piano quarto allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3y (continua) e SLE R-1y (sbalzo) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Continua	10	53	2.2	78	19.9	14.9	360
Sbalzo	10	-118	4.7	124	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (continua), SLE F-1 (sbalzo) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Continua	10	52	10	52	2.1	0.000205	0.000205	278	0.057	0.057	0.3	0.2
Sbalzo	10	-81	10	-62	2.5	0.000230	0.000177	247	0.057	0.044	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.14 Trave longitudinale piano primo, secondo e terzo allineamento B-D

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3x (mezzeria), SLE R-4y (appoggio) e SLE R-1x (sbalzo) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	131	71	3.5	69	19.9	14.9	360
Appoggio	131	-253	6	126	19.9	14.9	360
Sbalzo	129	-1716	13.7	266	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (sbalzo), SLE F-3 (mezzeria e appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	26	55	42	34	1.3	0.000152	0.000122	575	0.088	0.060	0.3	0.2
Appoggio	26	-100	42	-109	3.5	0.000230	0.000234	370	0.087	0.067	0.3	0.2
Sbalzo	68	-1640	65	-1618	12.9	0.000951	0.000937	230	0.220	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.15 Trave longitudinale piano quarto allineamento B-D

Le tensioni massime si riferiscono alla combinazione di calcolo SLE R-3x riportata nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	131	71	3.5	69	19.9	14.9	360
Appoggio	131	-253	6	126	19.9	14.9	360
Sbalzo	0	-312	7	183	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	26	55	42	34	1.3	0.000152	0.000122	575	0.088	0.060	0.3	0.2
Appoggio	26	-100	42	-109	3.5	0.000230	0.000234	370	0.087	0.067	0.3	0.2
Sbalzo	0	-305	0	-302	6.9	0.000515	0.000508	323	0.167	0.164	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.16 Fondazioni allineamenti 1÷6

Le tensioni massime si riferiscono alla combinazione di calcolo SLE R-1y riportata nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Centrale T	-3093	12512	12.6	182	19.9	14.9	360
Laterale	0	14227	12	251	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Centrale T	-2880	11568	-2785	11299	11.3	0.000361	0.000350	259	0.094	0.091	0.3	0.2
Laterale	0	13465	0	13128	10.8	0.000944	0.000918	222	0.21	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4.6.17 Scale

Le tensioni massime si riferiscono alla combinazione di calcolo SLE R-1 riportata nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Pianerottolo	0	-30	5.5	147	19.9	14.9	360
Rampa	0	12.75	5.8	221	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Pianerottolo	0	-23	0	-19	3.9	0.000330	0.000273	299	0.099	0.082	0.3	0.2
Rampa	0	9.7	0	7.8	3.5	0.000494	0.000397	307	0.152	0.122	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11. EDIFICIO – CORPO "B"

Il corpo di fabbrica "B" è un multipiano a destinazione uffici.
Per schema statico, distribuzione dei carichi, tipologia degli elementi strutturali, è assimilabile ai due corpi di fabbrica "A" e "C", rispetto ai quali presenta però luci inferiori ed un assetto strutturale più regolare, con dimensioni in pianta pari a 24 m x 20 m.
La struttura del corpo "B" presenta inoltre un nucleo in c.a. centrale di dimensioni in pianta pari a 6 m x 20 m, in cui sono presenti il corpo scale ed il vano ascensori.
Rispetto al blocco "A" ha un piano in più in altezza oltre al piano mezzanino che risulta tra il piano terra ed il piano primo.
Il blocco "B" fa da unione tra i due blocchi principali "A" e "C", sopratuttto in caso sismico in cui costituisce l'elemento rigido che assorbe le principali forze orizzontali.

Trattandosi di luci inferiori (6 m), per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio dei solai si rimanda ai paragrafi del corpo di fabbrica A.

11.1. Descrizione del modello

In questo paragrafo si riporta un breve riassunto dell'impostazione del modello della struttura del corpo B, creato con il programma di calcolo Sap 2000.

Tutti i componenti strutturali come travi, pilastri, cordoli e travi rovesce di fondazione sono costituiti da elementi lineari di tipo prismatico "*frames*", collegati fra di loro nei nodi (*joints*) con vincolo interno di continuità. Tutti gli elementi come setti e pareti sono costituiti da elementi lineari di tipo "*shell*".

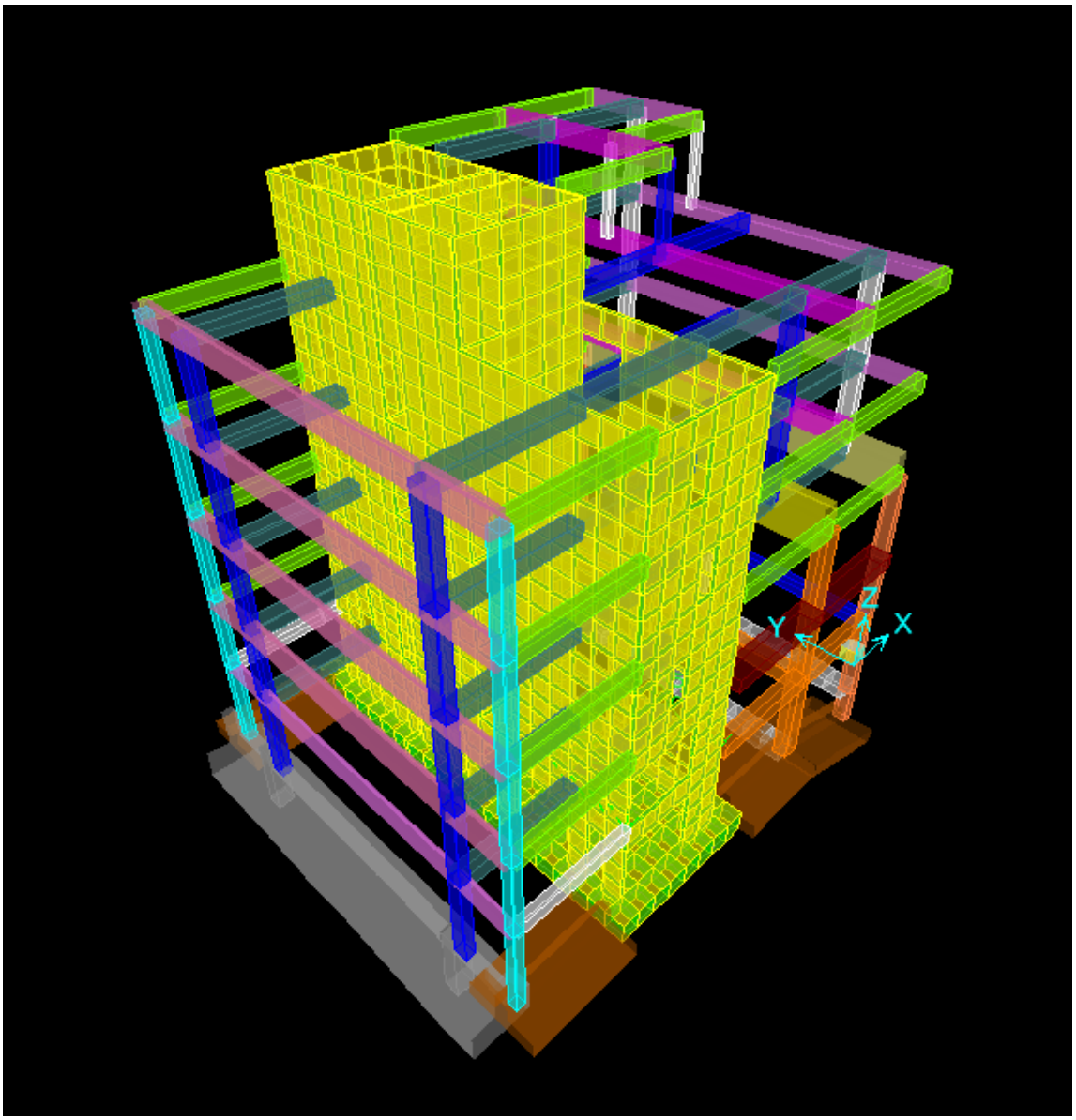


FIGURA 11.1 - CORPO B: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato condotto con riferimento alla ossatura del sistema tenendo in considerazione il contributo irrigidente offerto dal vano scala.

Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi, pilastri, fondazioni, al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in au-

tomatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale CA, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico del cemento armato.

Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

TABELLA 11-1 - CORPO B -COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPECIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

CORPO B	area m^2		peso unitario kN/m2	coeff	peso totale kN	t
COPERTURA						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	276		5.1		734.4	
pannelli					174	
sovraccarichi permanenti						
impianti	276		0.5		138	
					1046.4	105
P4						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	426		5.1		734.4	
pannelli					929	
sovraccarichi permanenti						
impianti	110		2.5		275	
sovraccarichi accidentali	75		4	0.3	90	
					2028.4	203
P3						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	480		5.1		2448	
pannelli					929	
sovraccarichi permanenti	480		2.5		1200	
sovraccarichi accidentali	480		2	0.3	288	
					4865	487
P2						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	480		5.1		2448	
pannelli					929	
sovraccarichi permanenti	480		2.5		1200	
sovraccarichi accidentali	480		2	0.3	288	
					4865	487
P1						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	240		5.1		1224	
pannelli					464	
sovraccarichi permanenti	240		2.5		600	
sovraccarichi accidentali	240		2	0.3	144	
					2432	243
MEZZANINO						
carichi permanenti						
tegoli in c.a.p.	480		5.1		2448	
pannelli					1156	
sovraccarichi permanenti	480		2.5		1200	
sovraccarichi accidentali						
folla	240		2	0.3	144	
depositi	240		7.5	0.8	1440	
					6388	639

I pesi degli elementi non strutturali, così come le azioni dovute al vento e alla neve, vengono implementati come carichi esterni distribuiti o concentrati.
La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 15°C$ a tutti gli elementi strutturali ed impostando il modulo di dilatazione termica del calcestruzzo al materiale CA.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione "*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.

Per quanto riguarda le fondazioni si ipotizza di avere un suolo con comportamento alla Winkler, modellandolo attraverso l'introduzione di molle elastiche lineari (k = 20000 kN/m^3), reagenti in direzione verticale a sola compressione, su tutti i nodi delle travi rovesce e delle travi di collegamento in fondazione. Agli elementi di fondazione in corrispondenza dei nodi vengono assegnati dunque dei vincoli di tipo "*Line spring*" specificando per ogni molla la sua rigidezza, cosi calcolata:
$K = k \times B \times i$
con: B = base della trave
i = interasse molle

Come indicato dalla normativa, le non linearità di tipo geometrico possono essere trascurate ai fini del calcolo sismico purché il rapporto ad ogni orizzontamento risulti

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

dove:
P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Dal modello utilizzato, nella combinazione sismica delle azioni con sisma agente nella direzione più sfavorevole per il sistema (dir y), si ottengono i seguenti valori del parametro θ:

Per il primo orizzontamento $\theta = \frac{5526 \cdot 0.008}{522 \cdot 4.55} = 0.018 < 0.1$

Per il secondo orizzontamento $\theta = \frac{4305 \cdot 0.003}{556 \cdot 4.55} = 0.0051 < 0.1$

Per il terzo orizzontamento $\theta = \frac{2810 \cdot 0.0048}{542 \cdot 4.55} = 0.0054 < 0.1$

Per il quarto orizzontamento $\theta = \frac{1210 \cdot 0.004}{560 \cdot 4.55} = 0.0019 < 0.1$

a conferma dell'opportunità di trascurare gli effetti del secondo ordine.

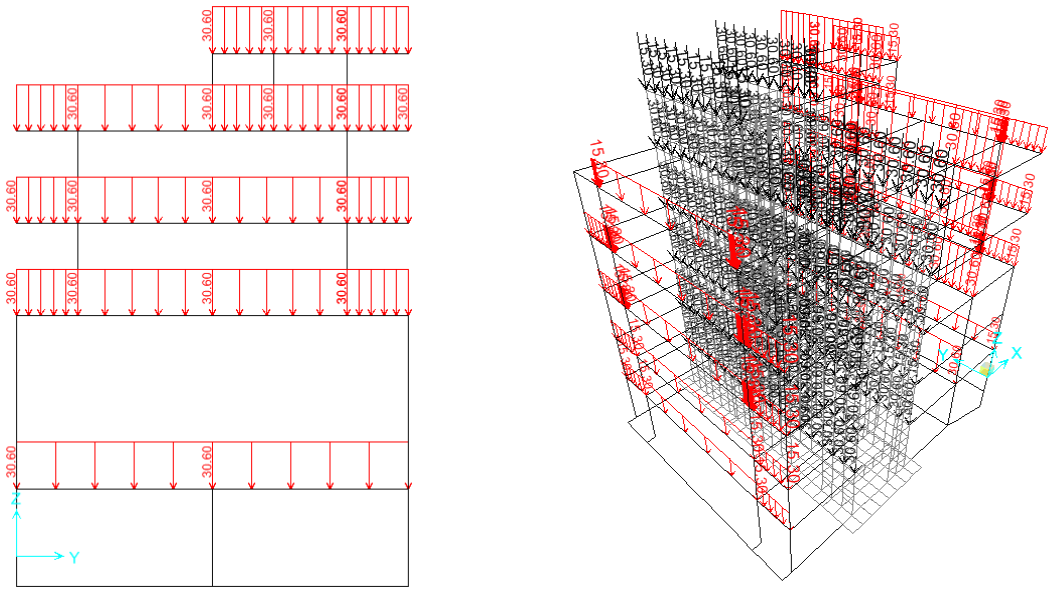
Per ciascuna sezione verranno ricercati ed utilizzati gli schemi di carico che ivi massimizzano le sollecitazioni ai fini della verifica agli stati limite.

11.2. Applicazione dei carichi

Allo scopo di illustrare in modo più esauriente come siano applicati i carichi ai modelli, si allegano nel seguito gli schemi rappresentativi del corpo di fabbrica principali B per le varie tipologie di carico di tipo statico.

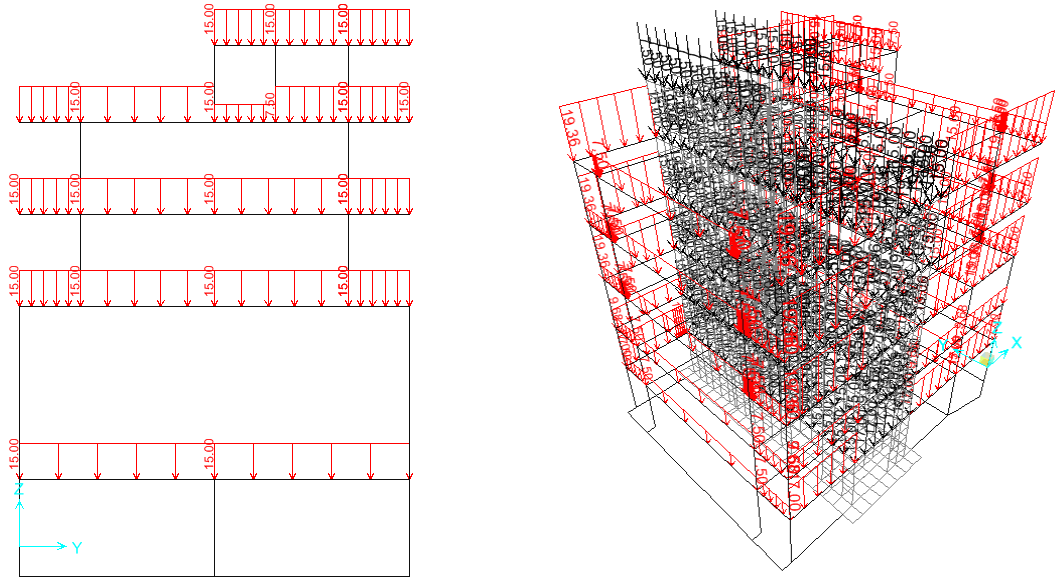
I valori caratteristici delle azioni vengono linearizzati per essere applicati sugli elementi trave corrispondenti, moltiplicandoli per l'area di interesse.

Carichi permanenti



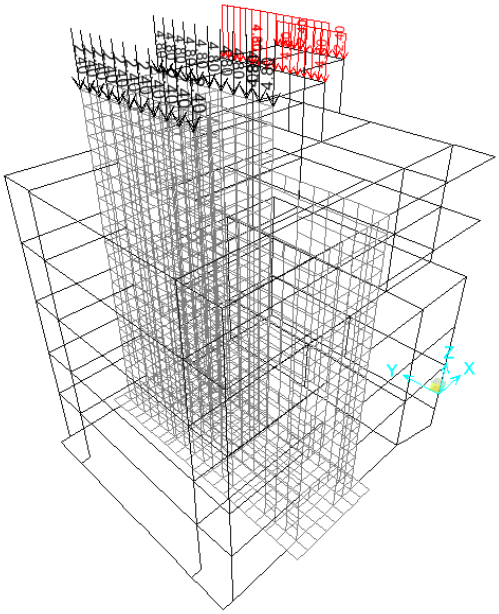
SCHEMA CARICO SU SEZIONE TRASVERSALE E SU VISTA 3D DEL CORPO B

Sovraccarichi permanenti

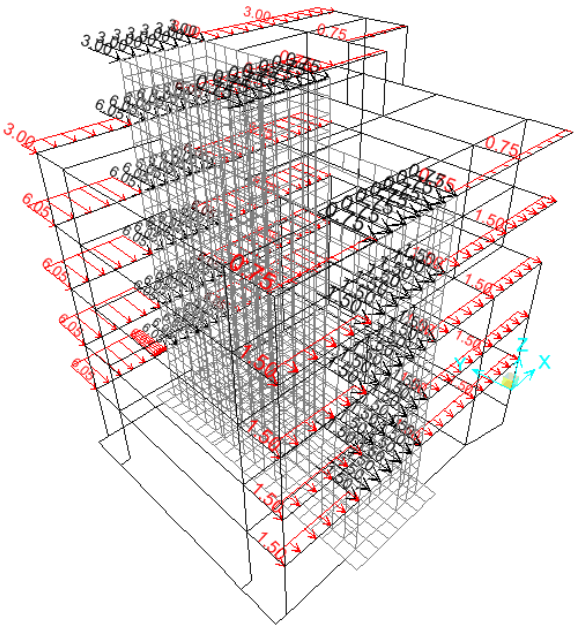


SCHEMA CARICO SU SEZIONE TRASVERSALE E SU VISTA 3D DEL CORPO B

Neve

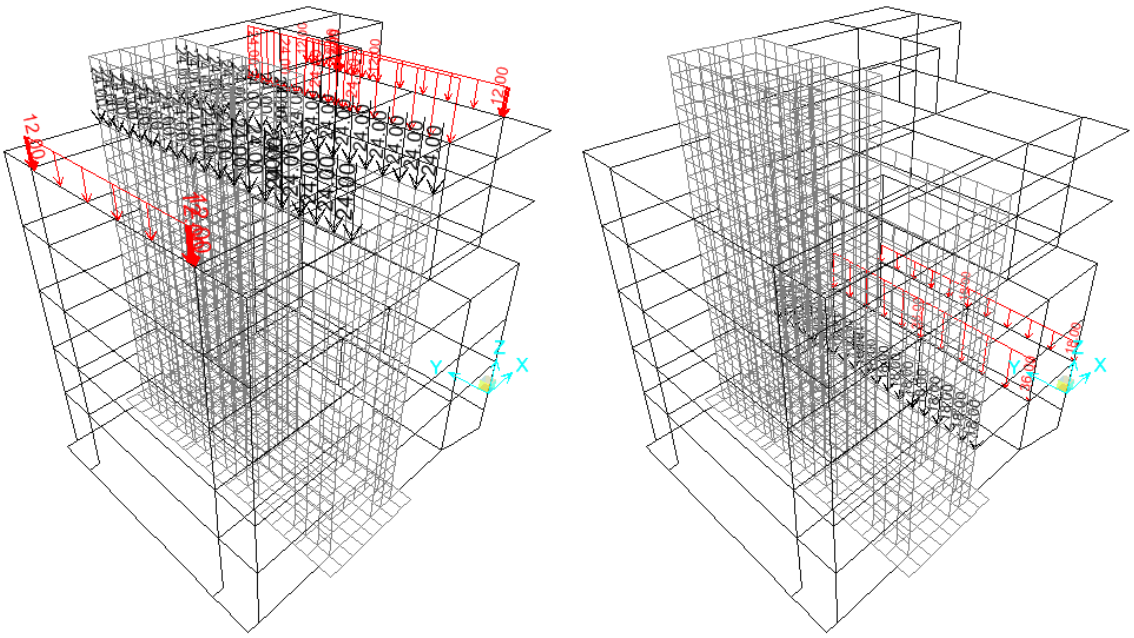


Vento in dir y



SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO B

Folla **Depositi**

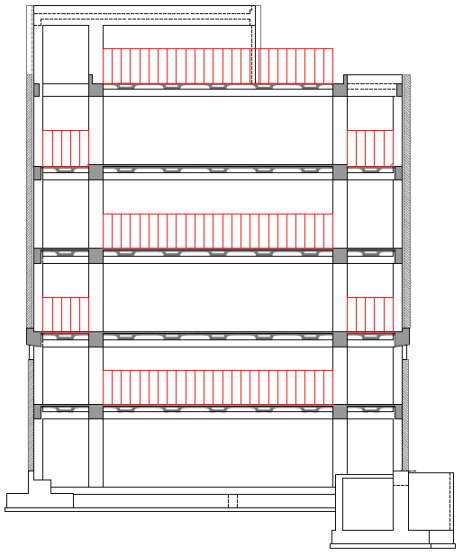


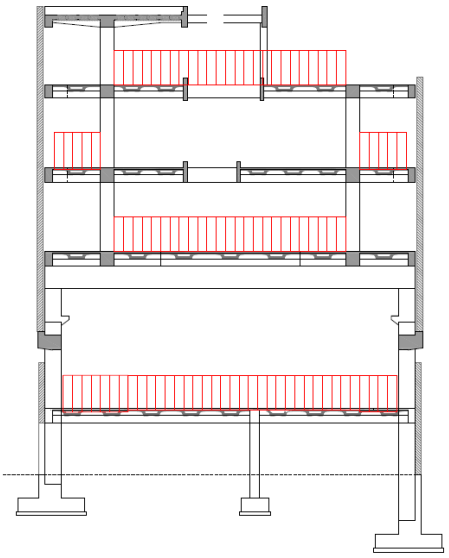
SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO B

11.2.1. Schemi di carico per il sovraccarico accidentale

Per la determinazione dell'azione Q_k di sovraccarico accidentale (affollamento e depositi), sono stati considerati diversi schemi di carico possibili. Si è difatti tenuto conto della variabilità della disposizione del carico all'interno dell'edificio e dei diversi effetti che essa induce negli elementi del telaio.
Di seguito verranno illustrati gli schemi di carico utilizzati, selezionando tra tutte le disposizioni possibili quelle significative ai fini del calcolo strutturale.

Schema di carico **qp**:





Lo schema di carico massimizza:

- momento flettente positivo nella sezione in campata della trave centrale
- momento flettente e taglio nella sezione alla base ed in sommità dei pilastri

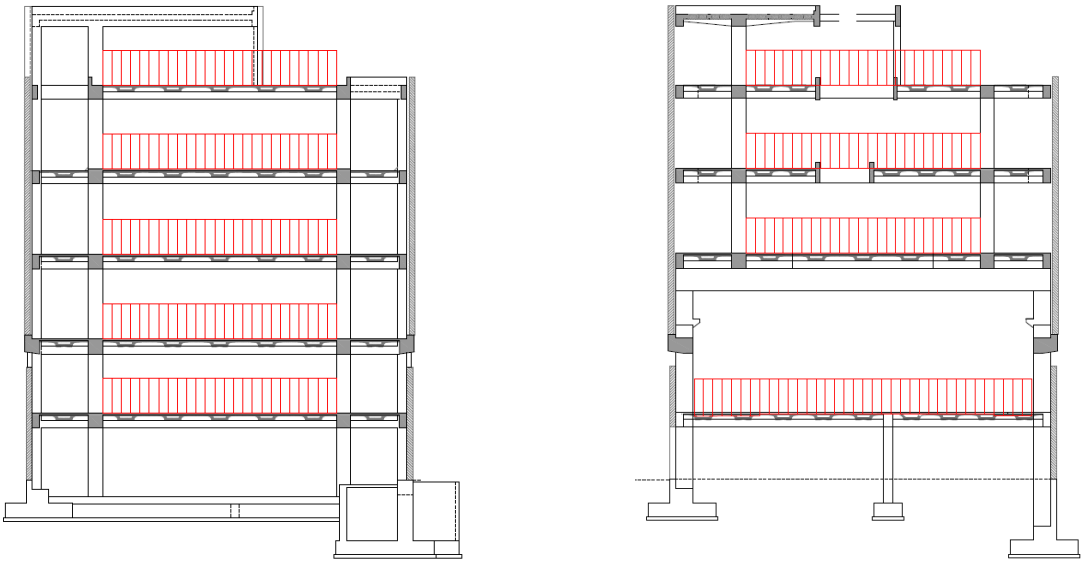
Schema di carico **qt**:



Lo schema di carico massimizza:

- momento flettente negativo e taglio nella sezione in appoggio della trave
- momento flettente positivo nella sezione in campata della trave centrale (area deposito)
- momento flettente e taglio nella sezione di fondazione
- sforzo normale di compressione nelle sezioni di tutti i pilastri e carico in fondazione

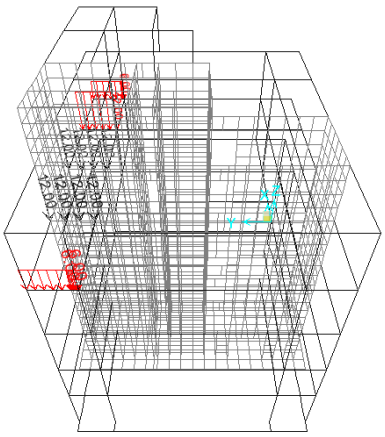
Schema di carico **qc**:



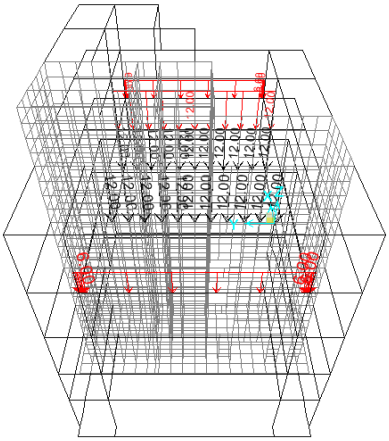
Lo schema di carico massimizza il taglio nei pilastri tra i vari piani.

La scelta delle configurazioni di carico variabile che massimizzano le varie sollecitazioni nei diversi elementi strutturali principali è stata fatta sulla base dei già noti principi della scienza delle costruzioni per gli schemi a telaio multipiano. Non si ritiene necessario riportare i diagrammi delle singole e numerose configurazioni con il correlato inviluppo di tutte le combinazioni di carico possibile.
Tali configurazioni scelte vengono utilizzate distintamente nelle combinazioni agli stati limite a seconda che si voglia massimizzare una data sollecitazione per la verifica della sezione via via in esame. Le diverse configurazioni, denominate "qt", "qp",… sono difatti specificate ogni qualvolta intervengano nella verifica strutturale di una data sezione.
Ulteriori inviluppi esplicativi sono stati omessi per brevità, dal momento che l'individuazione delle sollecitazioni massime è stata svolta osservando singolarmente e confrontando i numerosi diagrammi prodotti dal modello; la ricomposizione degli inviluppi sarebbe divenuta molto articolata e dispersiva in termini di voluminosità degli elaborati da produrre, perdendo quindi di immediatezza e di facilità di consultazione

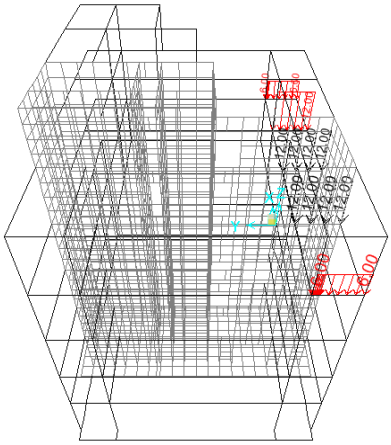
Nel seguito sono indicati i carichi elementari q1, …, q12, definiti singolarmente per poi poterne creare a piacimento le combinazioni più significative per il calcolo.
Si chiarisce il procedimento seguito con degli esempi:
la combinazione "qt" applica contemporaneamente tutti i carichi da q1 a q12, invece "qp" applica contemporaneamente solo gli schemi di carico con numero pari, mentre "qc" applica solo i carichi centrali (q2, q5, q8, q11), e così via.



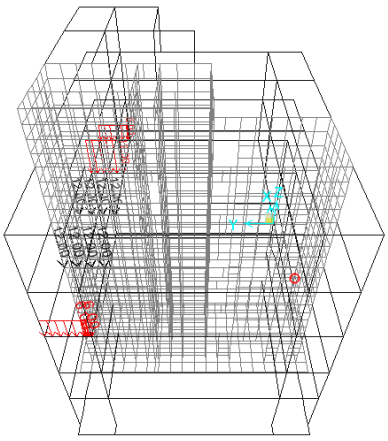
q1



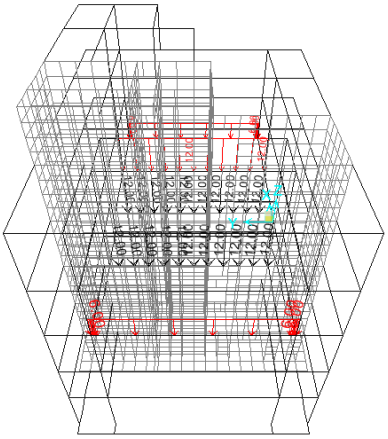
q2



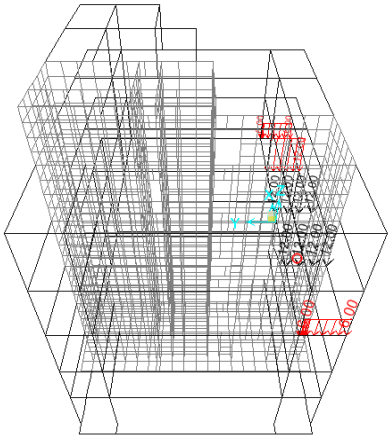
q3



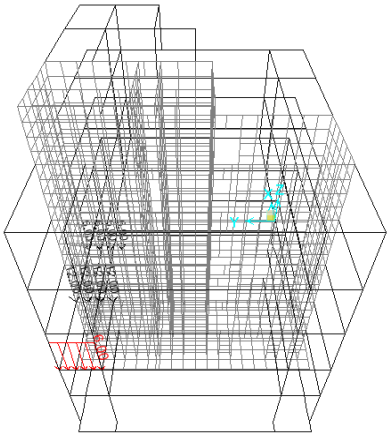
q4



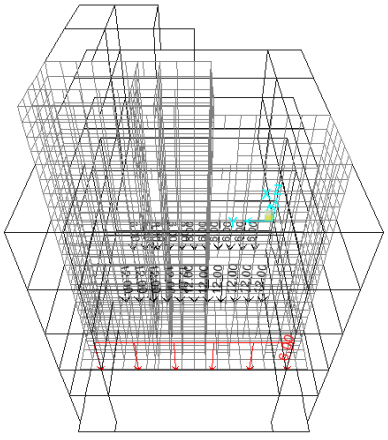
q5



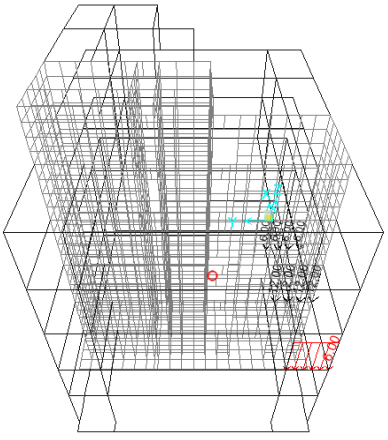
q6



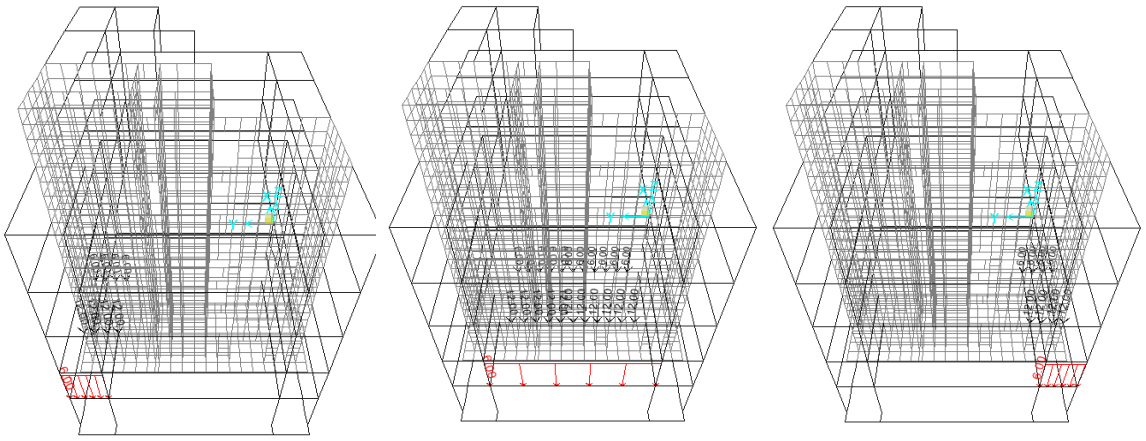
q7



q8



q9



q10 q11 q12

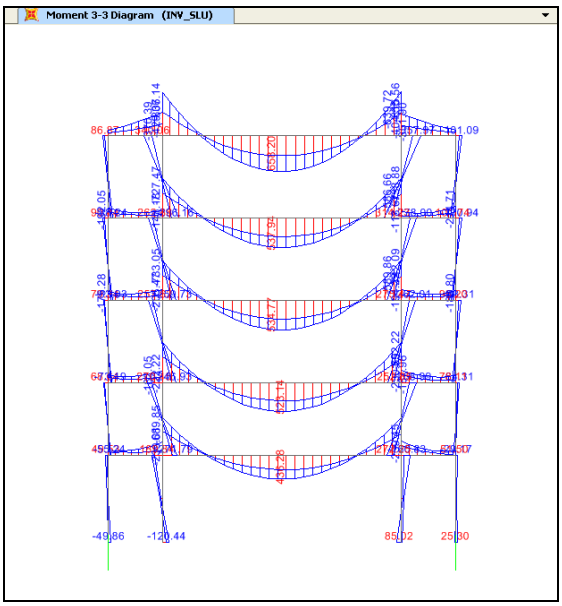
11.3. Verifiche agli stati limite ultimi

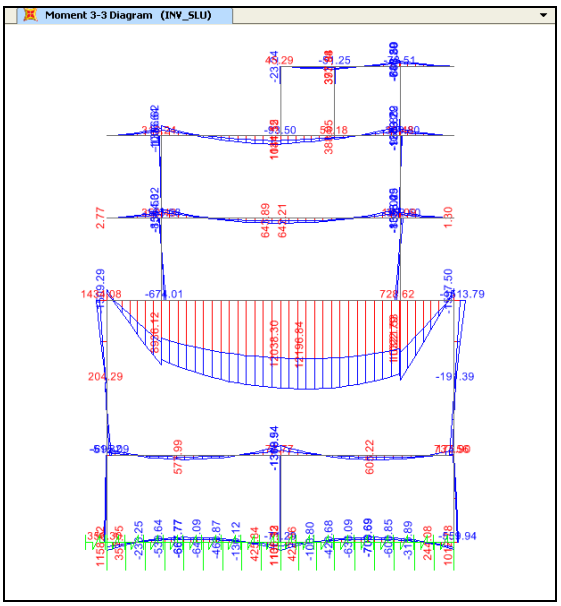
Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

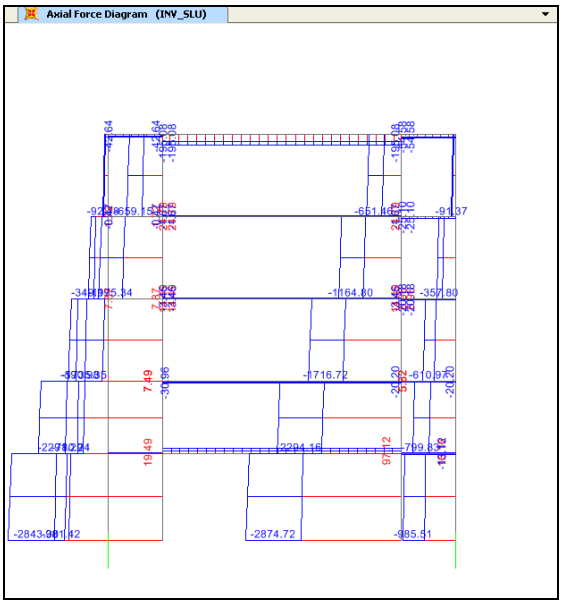
TABELLA 11-2 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLU

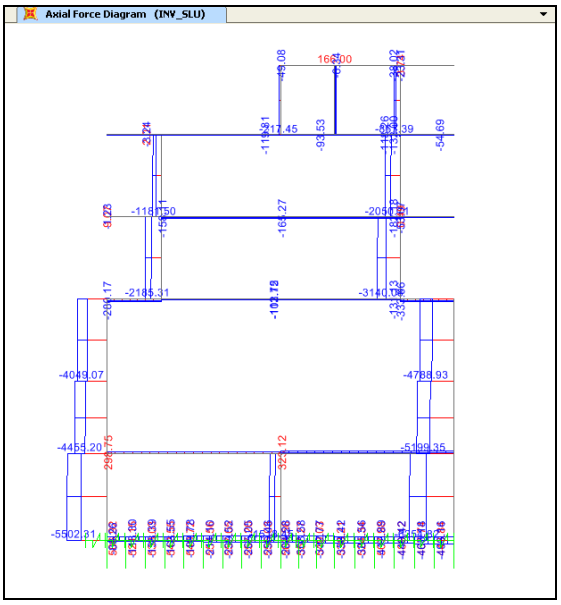
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q1 - qp	Q1 - qc	Q2	Q3	Q4Y	Q5
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici			Neve	Termica	Vento y	Depositi
SLU 1	1.3	1.5	1.5	0	0	0.75	0.9	0	1.5
SLU-2	1.3	1.5	1.5	0	0	0.75	0.9	0.9	1.5
SLU-2_qp	1.3	1.5	0	1.5	0	0.75	0.9	0.9	1.5
SLU-2_qc	1.3	1.5	0	0	1.5	0.75	0.9	0.9	1.5
SLU-3	1.3	1.5	1.05	0	0	1.5	0.9	0.9	1.5
SLU-3_qp	1.3	1.5	0	1.05	0	1.5	0.9	0.9	1.5
SLU-3_qc	1.3	1.5	0	0	1.05	1.5	0.9	0.9	1.5
SLU-4	1.3	1.5	1.05	0	0	0.75	1.5	0.9	1.5
SLU-4_qp	1.3	1.5	0	1.05	0	0.75	1.5	0.9	1.5
SLU-4_qc	1.3	1.5	0	0	1.05	0.75	1.5	0.9	1.5
SLU-5	1.3	1.5	1.05	0	0	0.75	0.9	1.5	1.5
SLU-5_qp	1.3	1.5	0	1.05	0	0.75	0.9	1.5	1.5
SLU-5_qc	1.3	1.5	0	0	1.05	0.75	0.9	1.5	1.5
SLU-6	1	1	0	0	0	0	0	1.5	0

Si riporta una selezione dei diagrammi risultanti per due dei telai piani tipo che compongono la struttura del corpo di fabbrica in esame.


Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)


Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)


Axial Force Diagram (INV_SLU)


Axial Force Diagram (INV_SLU)

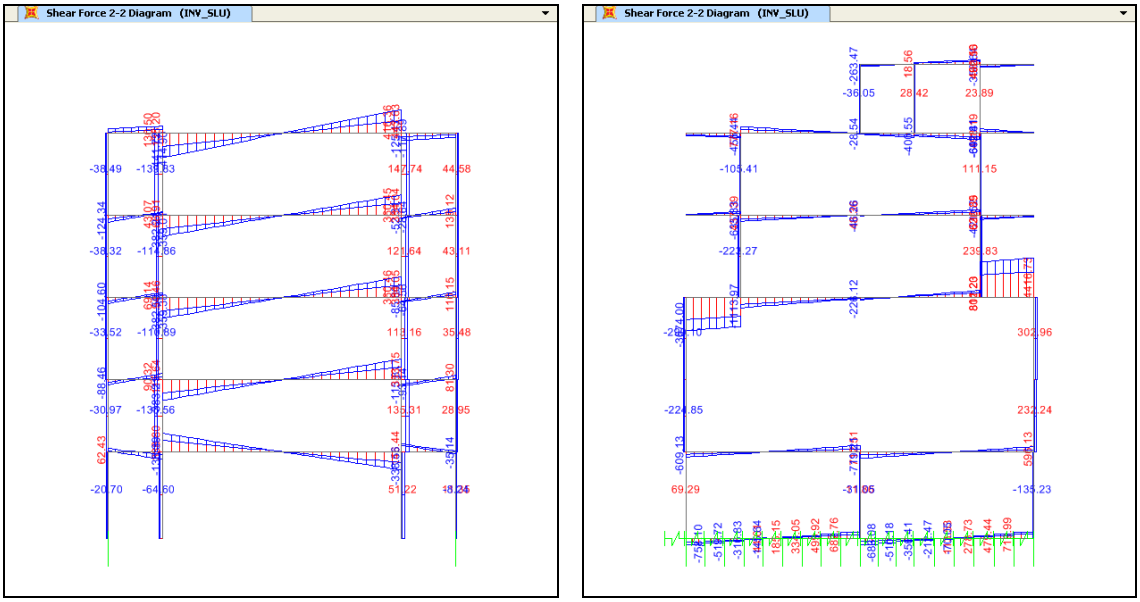
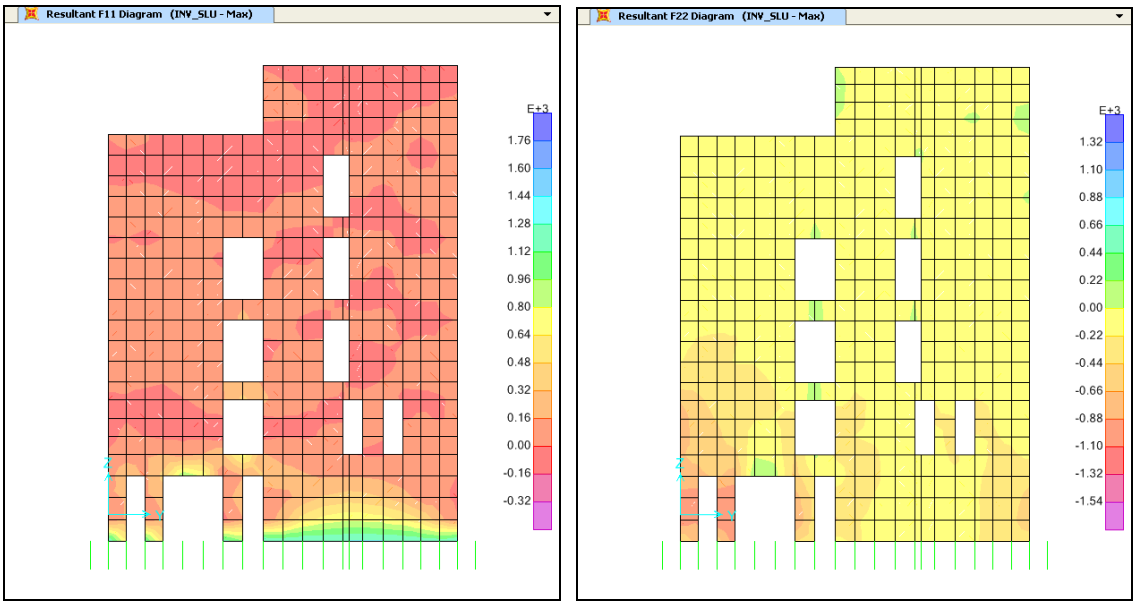
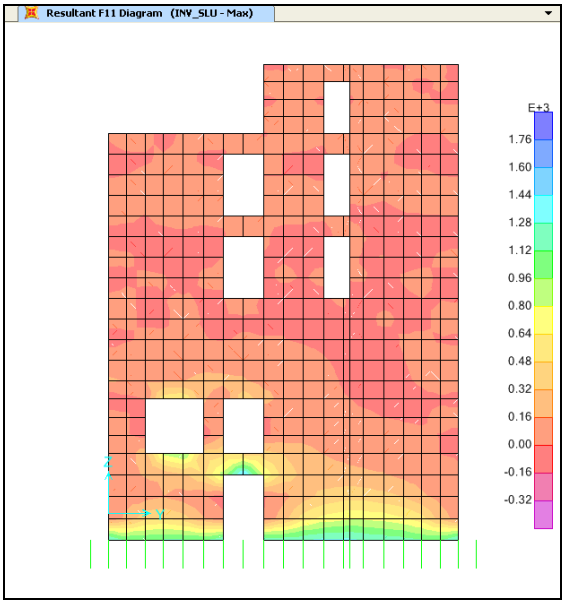
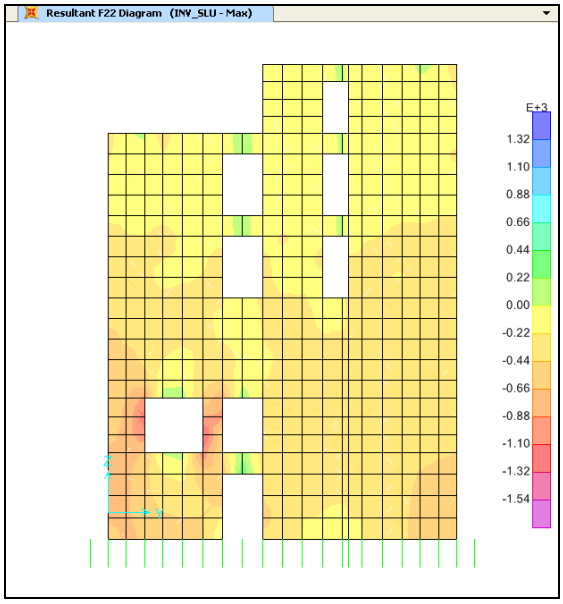
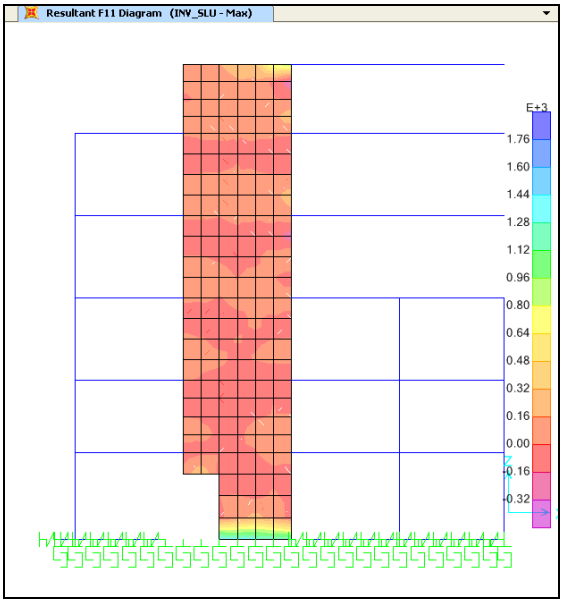


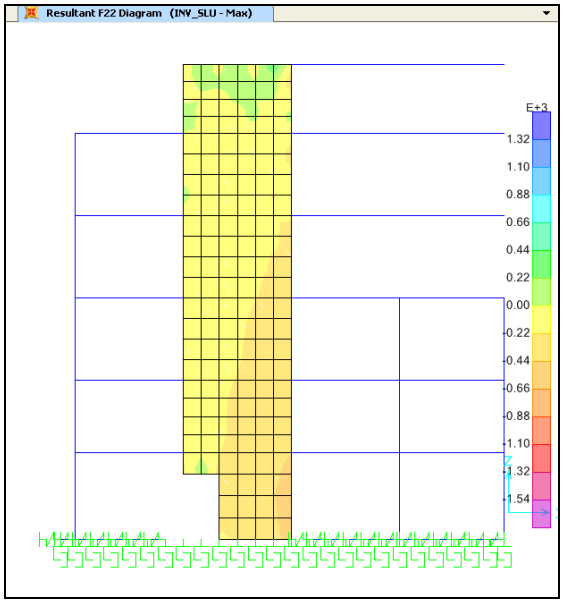
FIGURA 11.2 - TELAI TIPO CORPO "B": INVILUPPO DELL COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO, SFORZO ASSIALE E TAGLIO NEGLI ELEMENTI




Resultant F11 Diagram (INV_SLU - Max)
E+3
1.76
1.60
1.44
1.28
1.12
0.96
0.80
0.64
0.48
0.32
0.16
0.00
-0.16
-0.32


Resultant F22 Diagram (INV_SLU - Max)
E+3
1.32
1.10
0.88
0.66
0.44
0.22
0.00
-0.22
-0.44
-0.66
-0.88
-1.10
-1.32
-1.54


Resultant F11 Diagram (INV_SLU - Max)
E+3
1.76
1.60
1.44
1.28
1.12
0.96
0.80
0.64
0.48
0.32
0.16
0.00
-0.16
-0.32


Resultant F22 Diagram (INV_SLU - Max)
E+3
1.32
1.10
0.88
0.66
0.44
0.22
0.00
-0.22
-0.44
-0.66
-0.88
-1.10
-1.32
-1.54

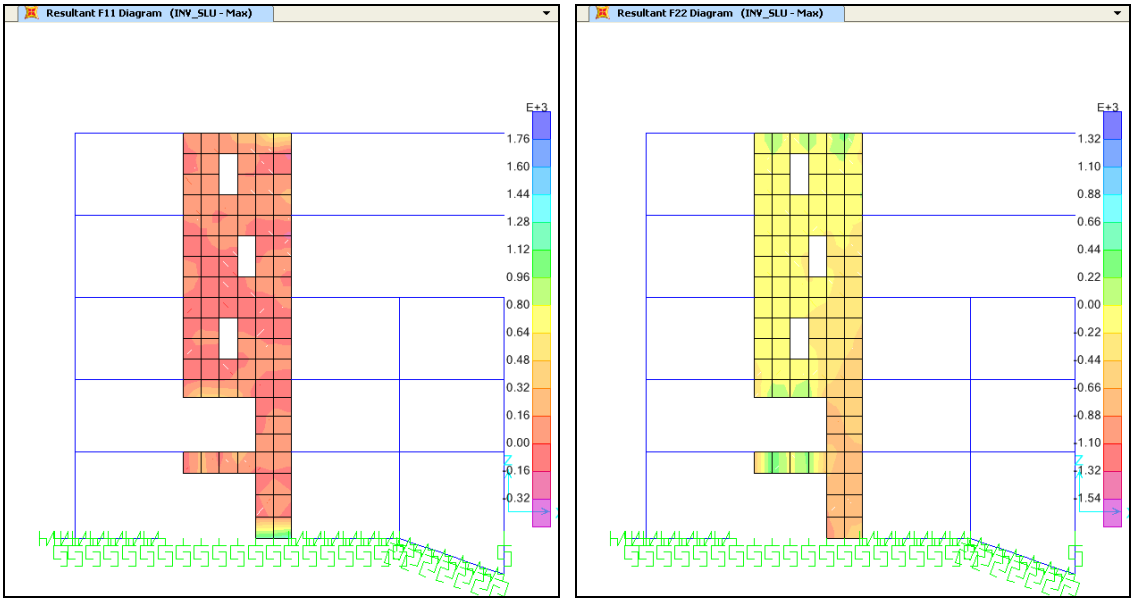
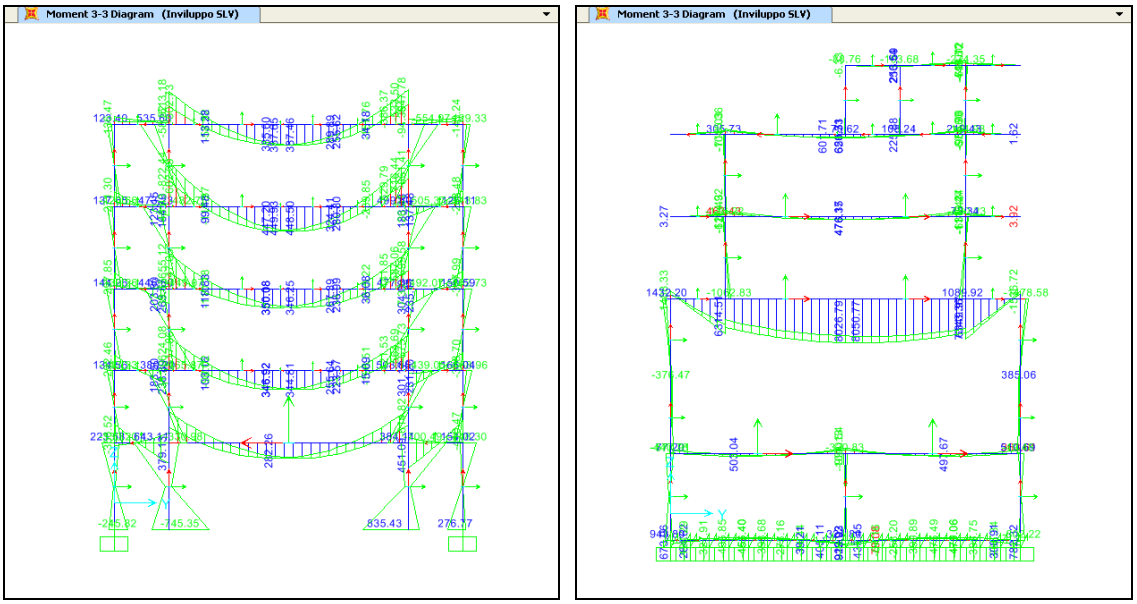


FIGURA 11.3 - PARETI NUCLEO C.A. CORPO "B": INVILUPPO DELL COMBINAZIONI AGLI SLU: RISULTANTI FORZE F_{11} E F_{22}



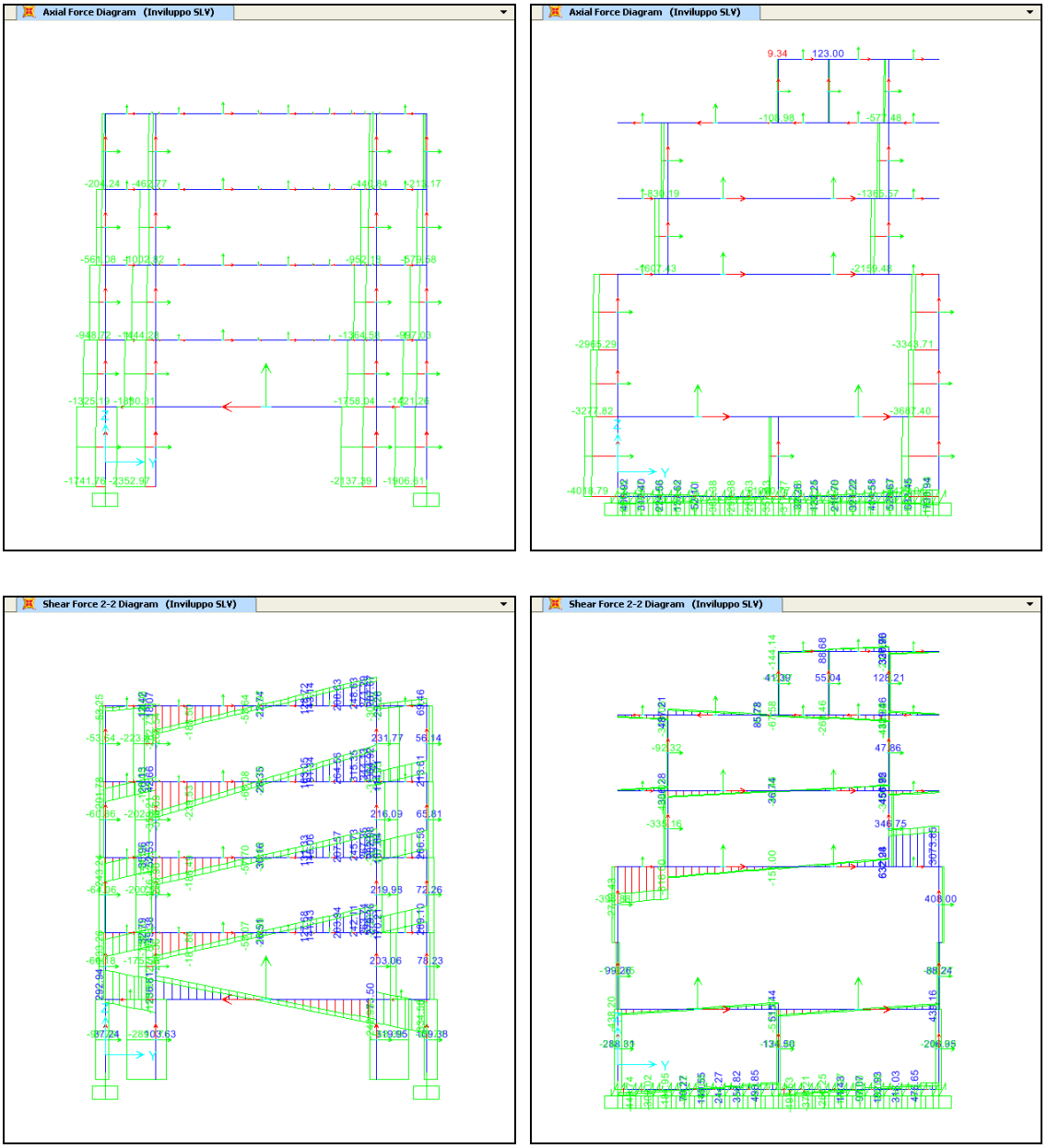
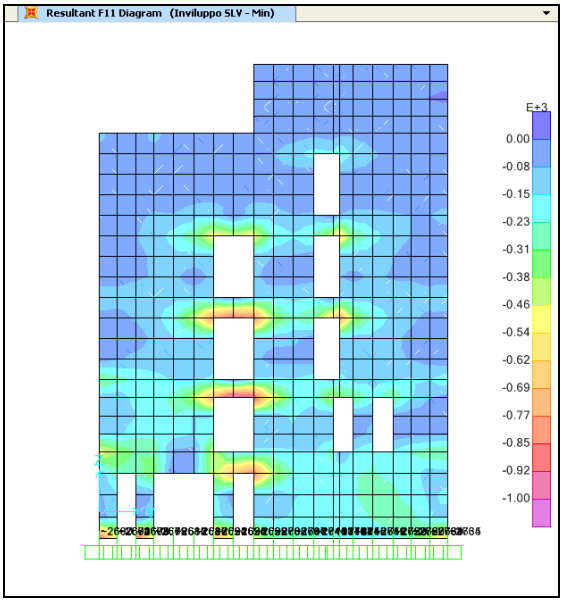
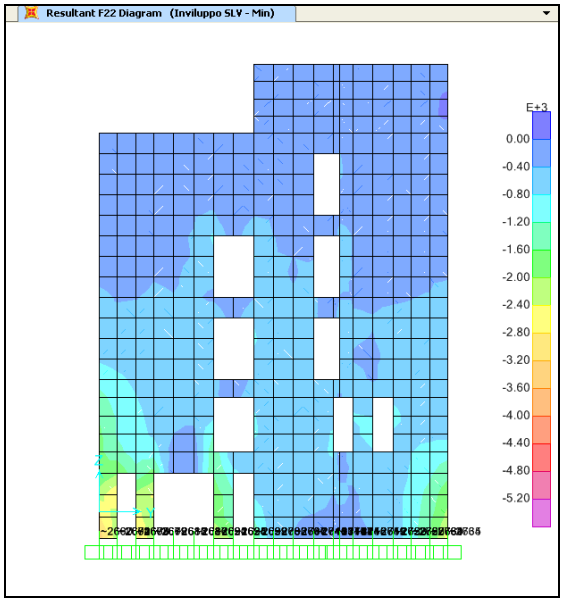
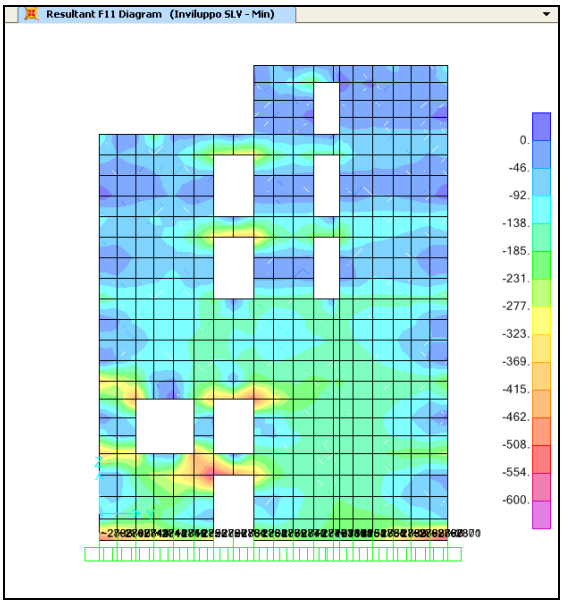
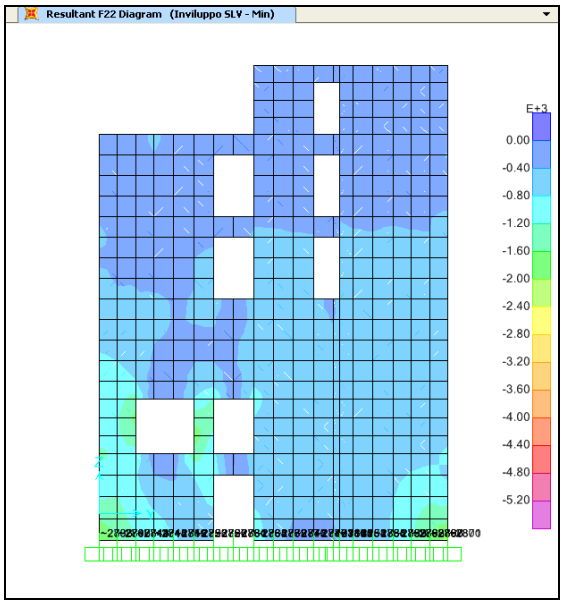


FIGURA 11.4 - TELAI TIPO CORPO "B": INVILUPPO DELL COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO, SFORZO ASSIALE E TAGLIO NEGLI ELEMENTI


Resultant F11 Diagram (Inviluppo SLV - Min)
E+3
0.00
-0.08
-0.15
-0.23
-0.31
-0.38
-0.46
-0.54
-0.62
-0.69
-0.77
-0.85
-0.92
-1.00


Resultant F22 Diagram (Inviluppo SLV - Min)
E+3
0.00
-0.40
-0.80
-1.20
-1.60
-2.00
-2.40
-2.80
-3.20
-3.60
-4.00
-4.40
-4.80
-5.20


Resultant F11 Diagram (Inviluppo SLV - Min)
0.
-46.
-92.
-138.
-185.
-231.
-277.
-323.
-369.
-415.
-462.
-508.
-554.
-600.


Resultant F22 Diagram (Inviluppo SLV - Min)
E+3
0.00
-0.40
-0.80
-1.20
-1.60
-2.00
-2.40
-2.80
-3.20
-3.60
-4.00
-4.40
-4.80
-5.20

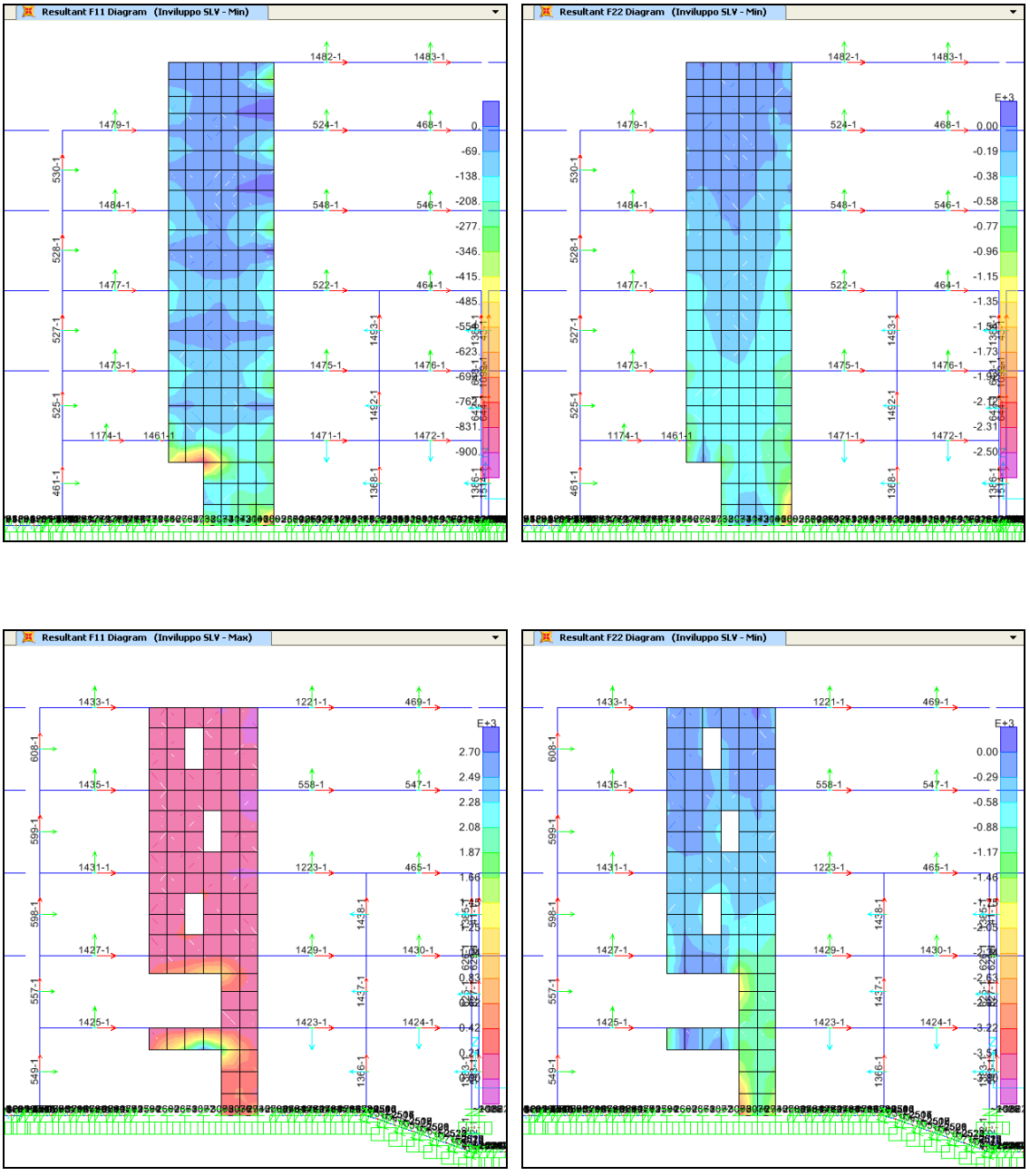
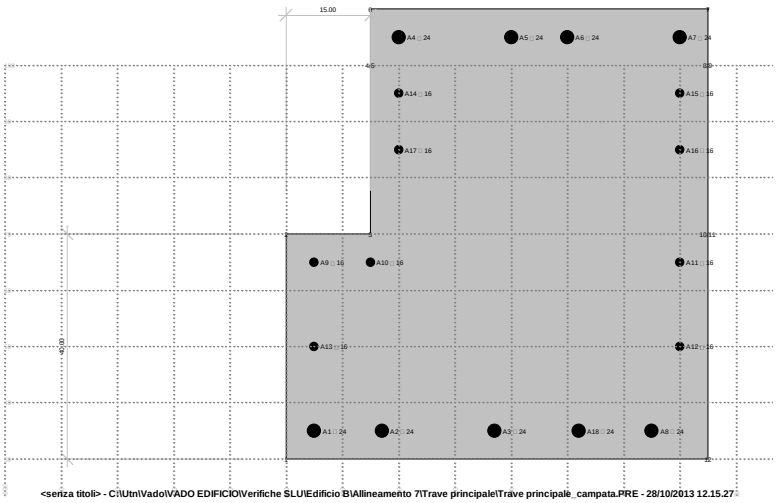


FIGURA 11.5 - PARETI NUCLEO C.A. CORPO "B": INVILUPPO DELL COMBINAZIONI AGLI SLV: RISULTANTI FORZE F_{11} E F_{22}

Si riporteranno nel seguito le verifiche degli elementi strutturali principali e delle fondazioni.

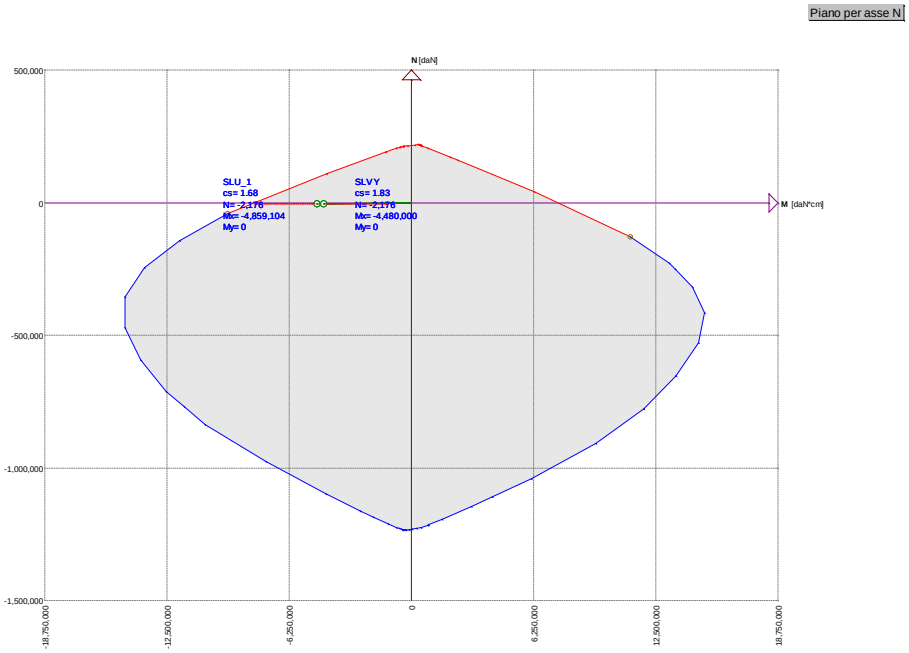
11.3.1. Trave trasversale piano primo÷quarto allineamento 7

11.3.1.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = 486 kNm

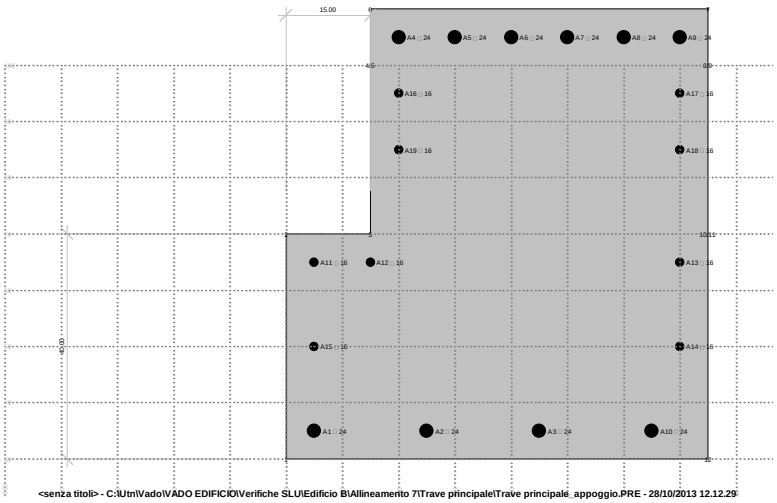
M_y = 4 kNm

N_{traz} = -21 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.68. La sezione è pertanto verificata.

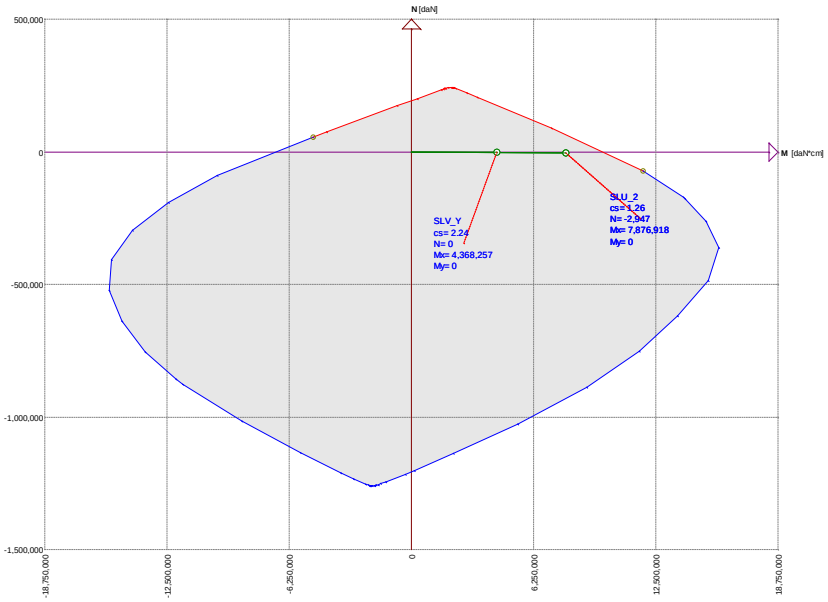
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.83.

11.3.1.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 6ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2, sono pari a:

M_x = -787 kNm

M_y = 3 kNm

N_{traz} = -30 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.26. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.24.

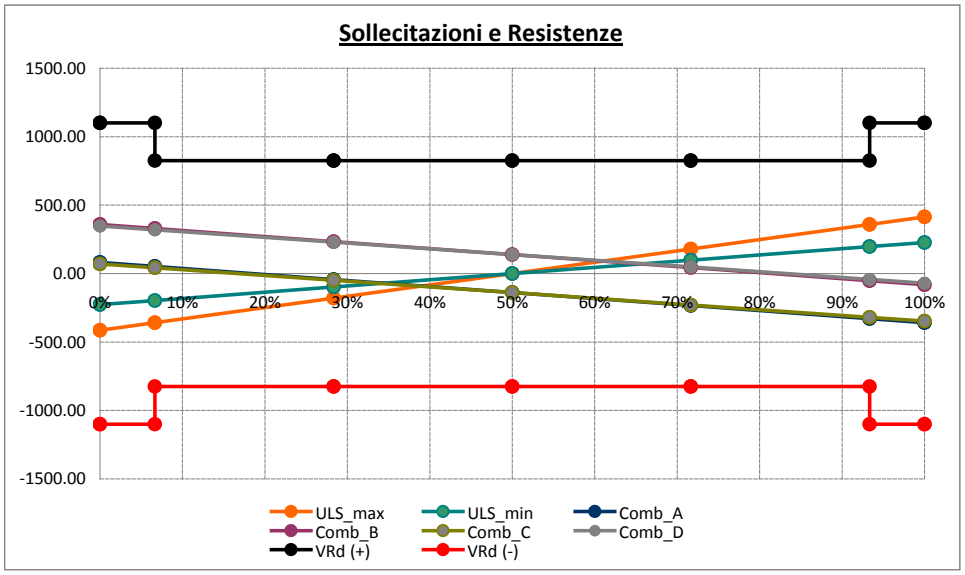
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2, è:

V_{sd} = 414 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 50 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**80.85 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-358.35 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**358.35 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-80.85 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**70.05 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-347.55 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**347.55 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-70.05 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	10.00	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	4.00	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	150.00	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	90.00	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	26.00	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1100.94	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1457.01	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**1100.94**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2714 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-123 kN	σcp	-0.308 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 177 kN
VRd min = 121 kN

Se VEd > 177 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0042	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1738 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	22.63 °		
cot(TETA)	2.40	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**1327 kN**	**(VRsd max**	**1327 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**553 kN**	**(VRsd max**	**1868 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1383 kN**	**(VRsd max**	**1288 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRsd = 1327 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRcd = 1087 kN

VRd = 1087 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.81 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

11.3.2. Pilastro 50x75 cm allineamento 7

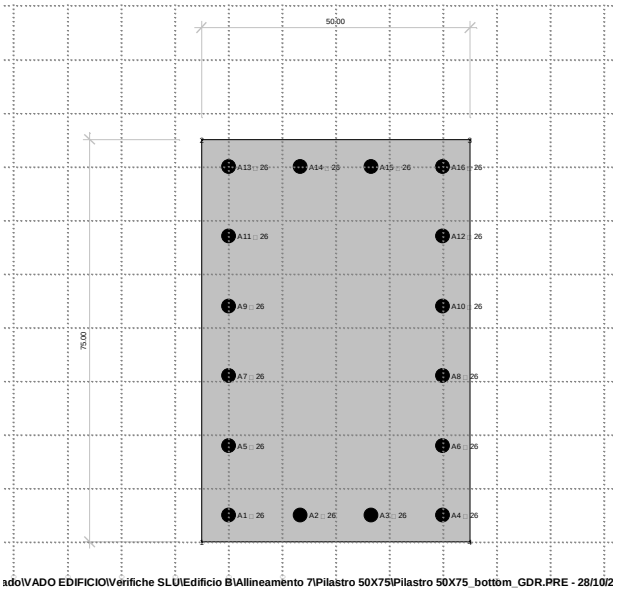
11.3.2.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ26/13cm sul lato corto e ϕ26/13cm sul lato lungo.

As = 16 * 5.31 = 84.96 cm^2

Ac = 75 * 50 = 3750 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.2% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione sismica SLV Y-ECCX-.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

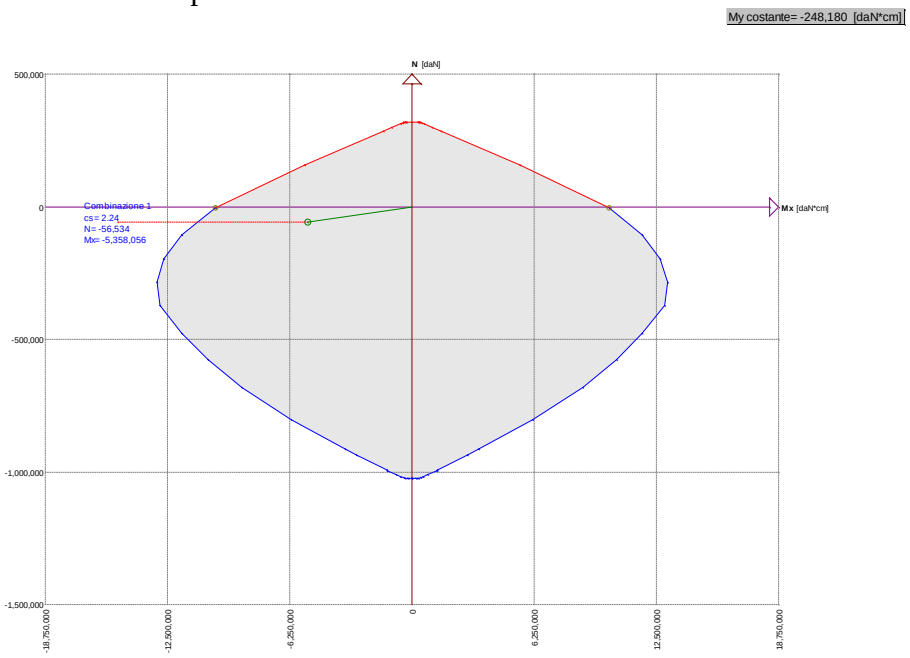
M_x = 846 kNm

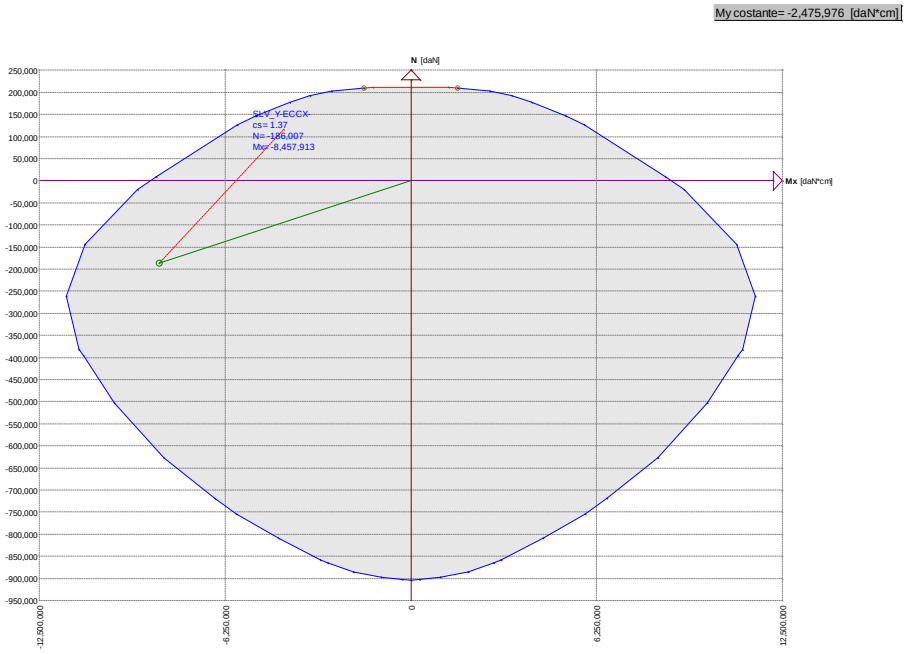
M_y = 247 kNm

N = -1860 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.37. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.24.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

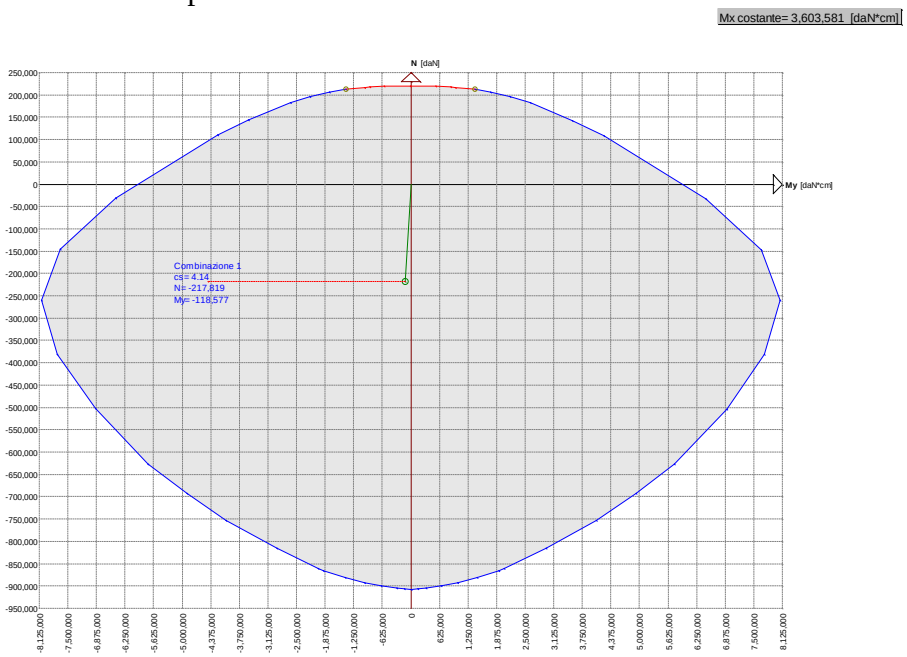
M_x = 518 kNm

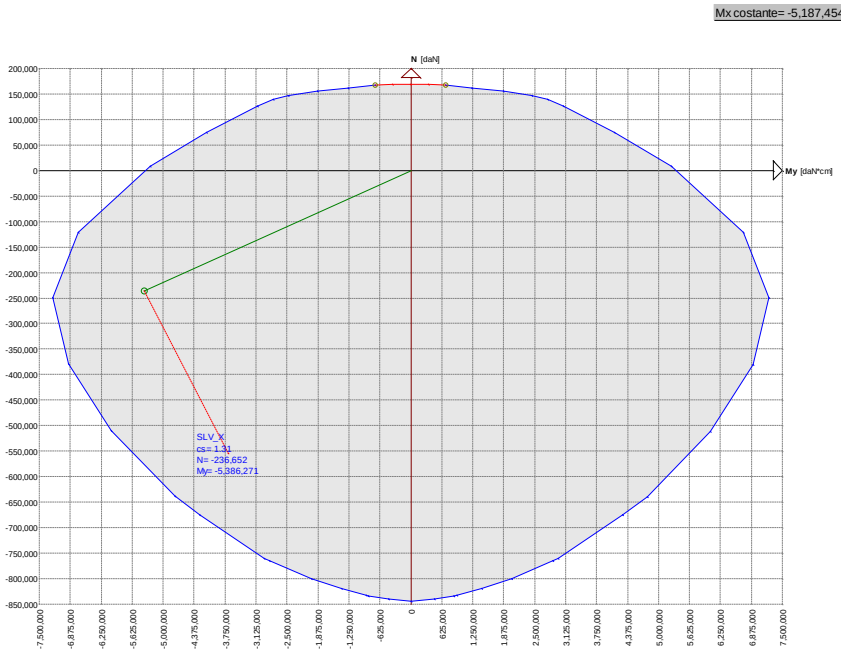
M_y = 538 kNm

N = -2366 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.31. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.14.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 180 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2129 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y, risulta pari a V_{sd} = 326 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1815 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1250 + 1250}{4.55} = 604kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1815 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2124 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1815 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
vmin	0.376				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 364 kN
VRd min = 322 kN

Se VEd > 364 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	560 mm =
ρw	0.0063	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**630 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1159 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **28.12** °
cot(TETA) **1.87** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1449 kN (VRsd max 1449 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 774 kN (VRsd max 1743 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1936 kN (VRsd max 1202 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRsd = 1449 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRcd = 1425 kN

VRd = 1425 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.59 m

11.3.3. Pilastro 50x50 cm allineamento 7

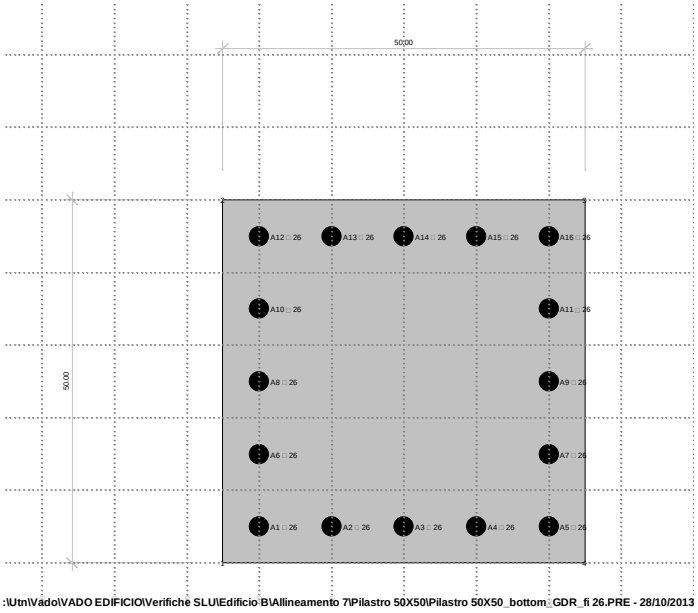
11.3.3.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ26/10cm sul lato corto e ϕ26/10cm sul lato lungo.

As = 16 * 5.31 = 84.96 cm^2

Ac = 50 * 50 = 2500 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.4% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione sismica SLV Y-ECCX-.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

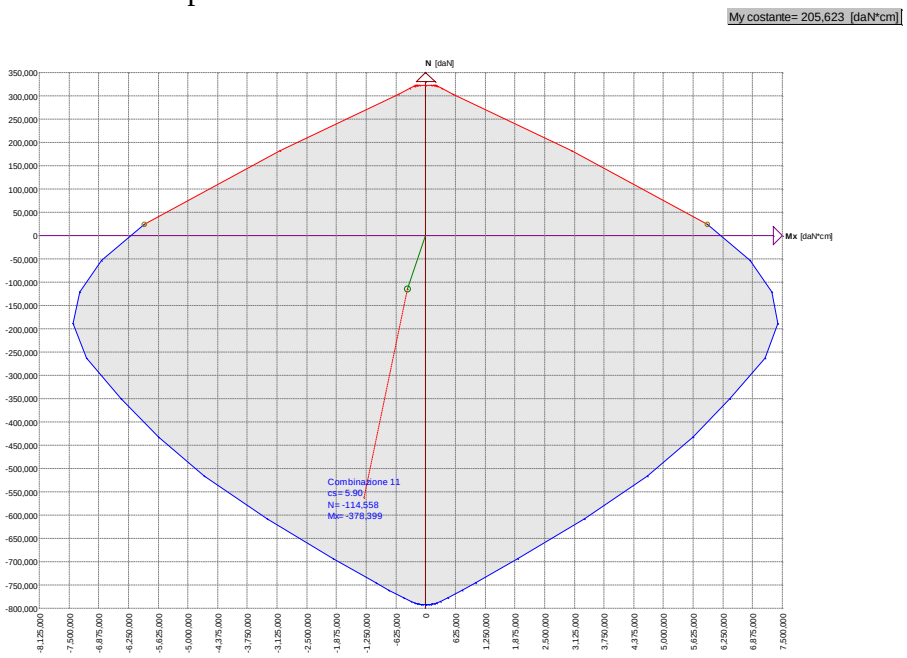
M_x = 278 kNm

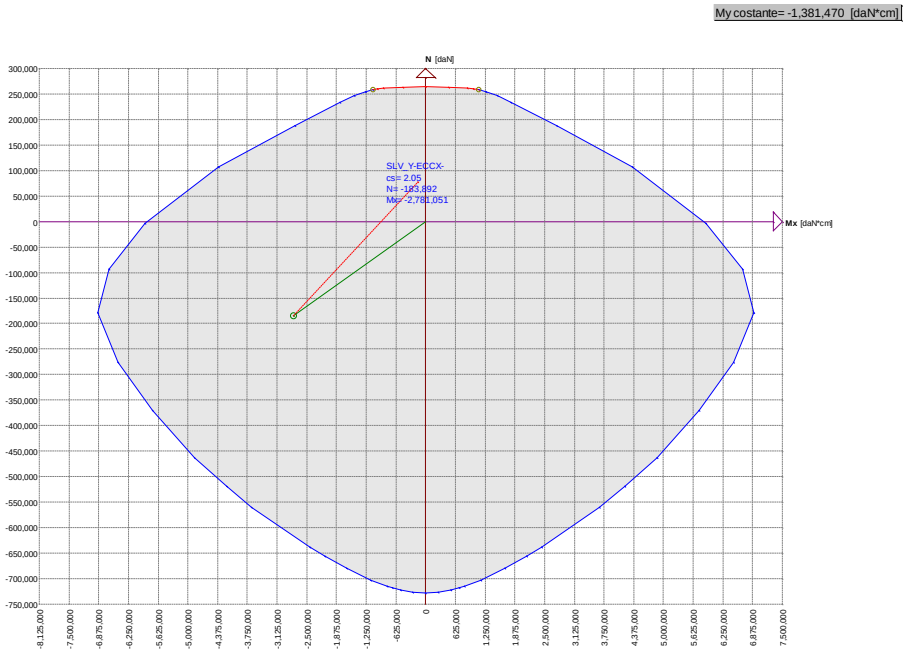
M_y = 138 kNm

N = -1838 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.05. La sezione è pertanto verificata.

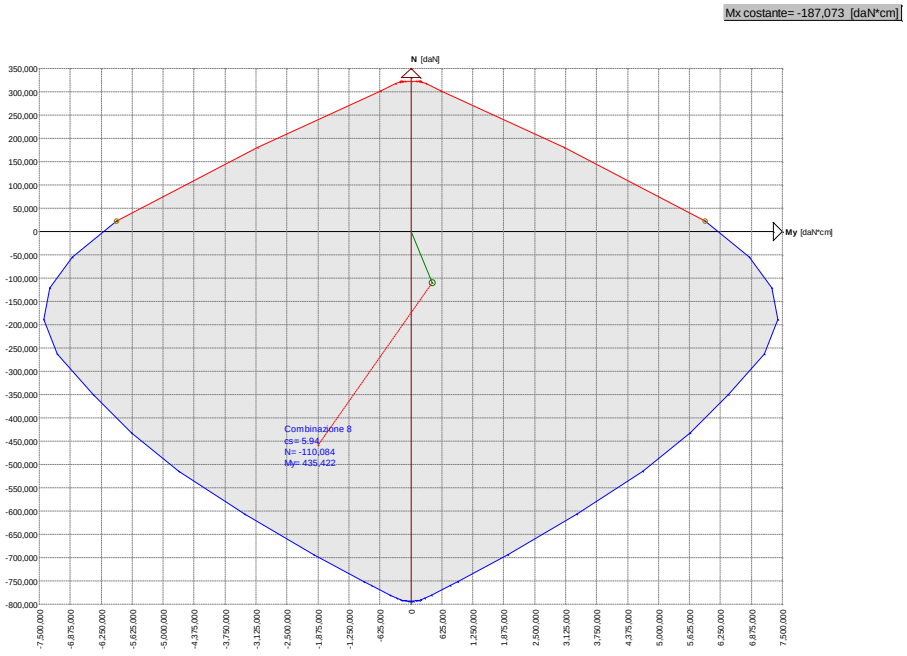
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.90.

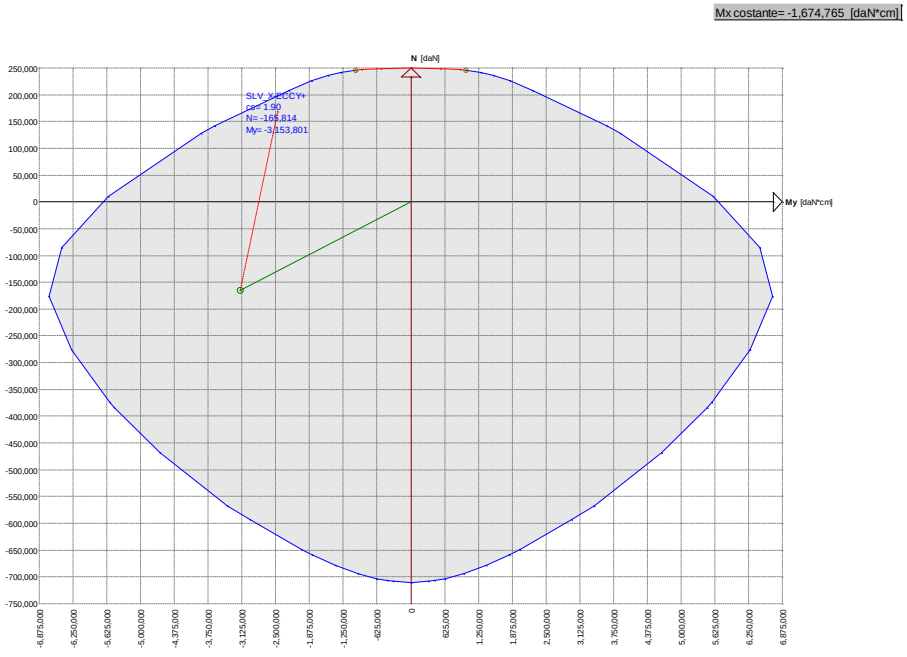




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione sismica SLV X-ECCY+.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 167 kNm
M_y = 316 kNm
N = -1658 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.90. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 4 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.94.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 18 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -828 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X-ECCY+, risulta pari a V_{sd} = 111 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1658 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{740 + 740}{4.55} = 358kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1658 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2655 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1840 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.667				
vmin	0.426				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 273 kN
VRd min = 218 kN

Se VEd > 273 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	360 mm =
ρw	0.0063	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**405 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1159 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	28.12 °		
cot(TETA)	1.87	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**932 kN**	**(VRsd max**	**932 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**498 kN**	**(VRsd max**	**1121 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1245 kN**	**(VRsd max**	**773 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRsd = 932 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRcd = 916 kN

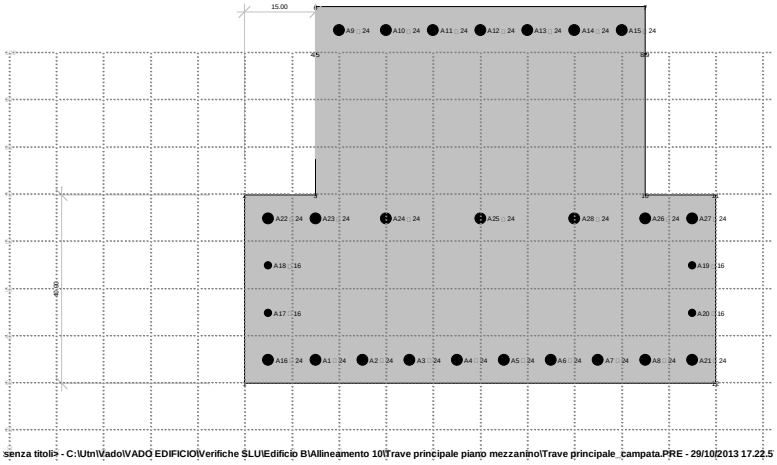
VRd = 916 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.38 m

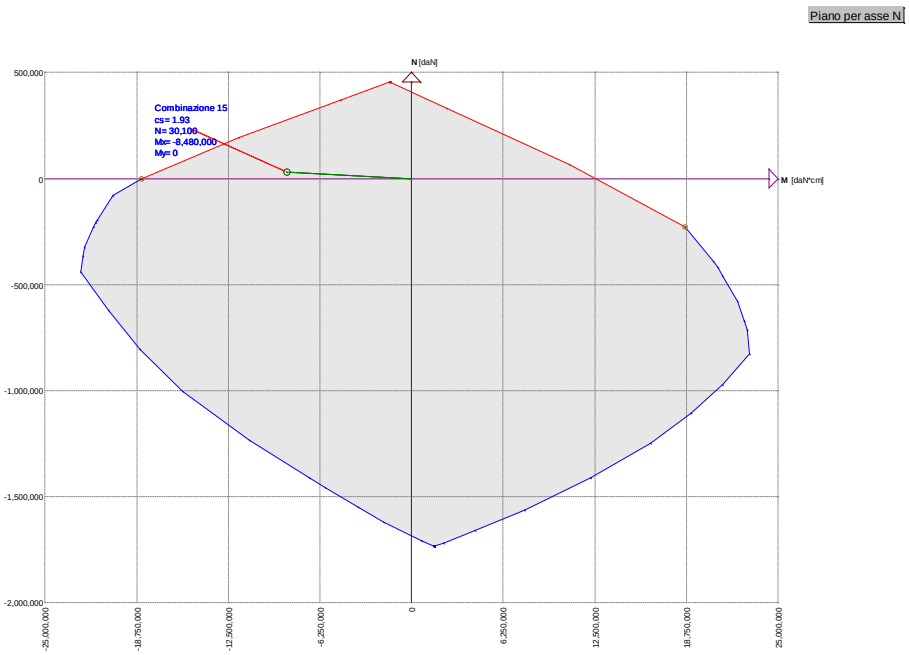
11.3.4. Trave trasversale piano mezzanino allineamento 10

11.3.4.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



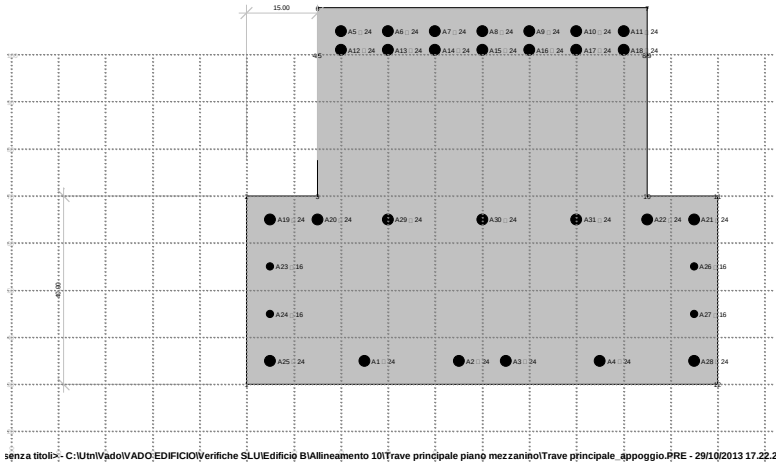
Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = 848 kNm

N_{traz} = 301 kN

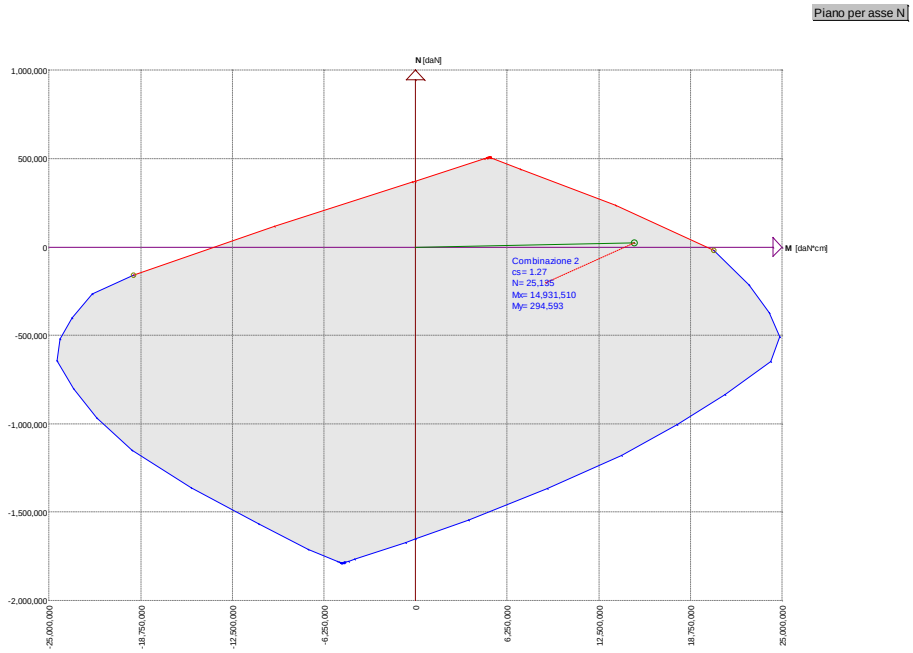
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.93. La sezione è pertanto verificata.

11.3.4.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 14ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2, sono pari a:

M_x = -1507 kNm

N_{traz} = 251 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.27. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5, è:

V_{sd} = 836 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3616 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-122 kN	σcp	-0.218 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.007	<	0.02		
VRd =	**251 kN**				
VRd min =	**177 kN**				
Se VEd >	**251 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0030	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	2433 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	**18.98** °		
cot(TETA)	**2.91**	ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**1608 kN**	**(VRsd max**	**1608 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**553 kN**	**(VRsd max**	**2615 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1383 kN**	**(VRsd max**	**1803 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:

Per cot(TETA) =	**2.5**	**VRsd =**	**1383 kN**

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:

Per cot(TETA) =	**2.5**	**VRcd =**	**1477 kN**

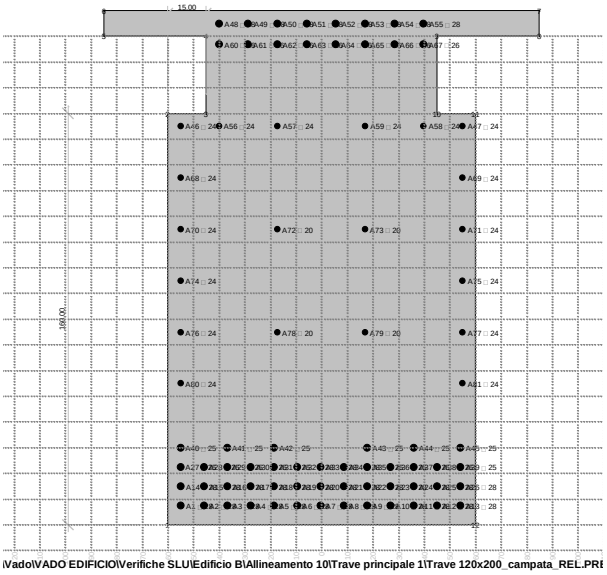
VRd = 1383 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

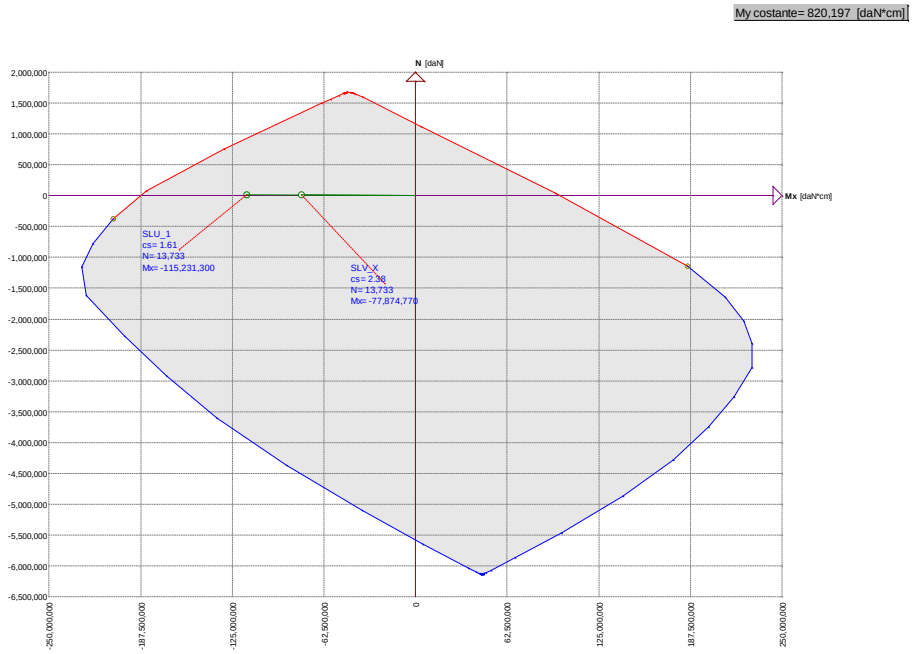
11.3.5. Trave trasversale piano secondo allineamento 10

11.3.5.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 48ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 + 8ϕ26 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = 11500 kNm

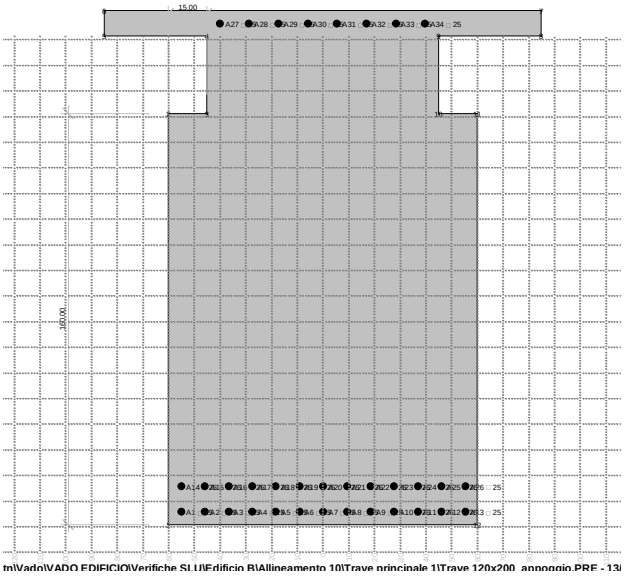
M_y = 82 kNm

N_{traz} = 137 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.60. La sezione è pertanto verificata.

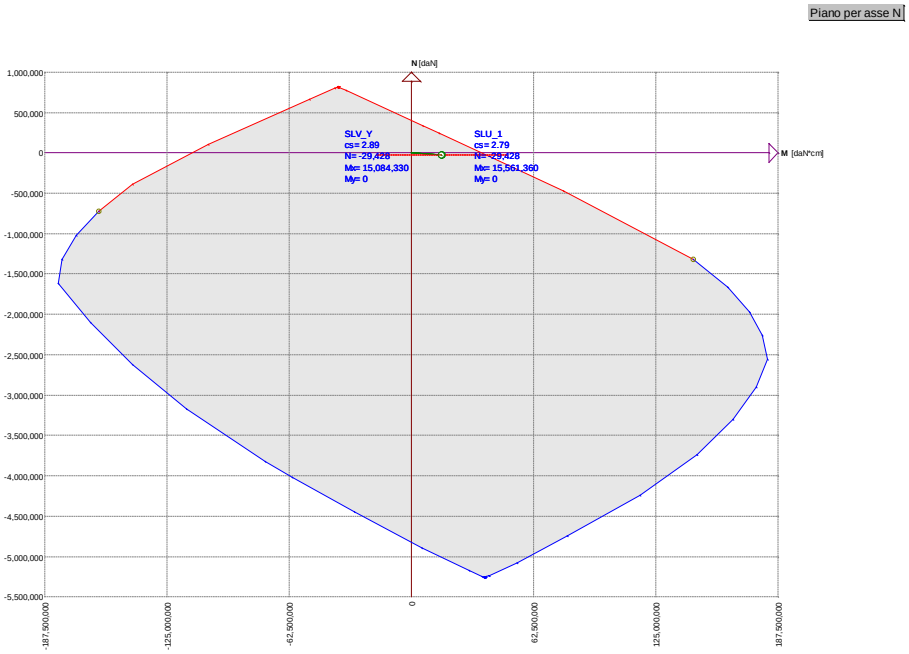
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.38.

11.3.5.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 26ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = -1550 kNm

M_y = 26 kNm

N_{traz} = -294 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.79. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.89.

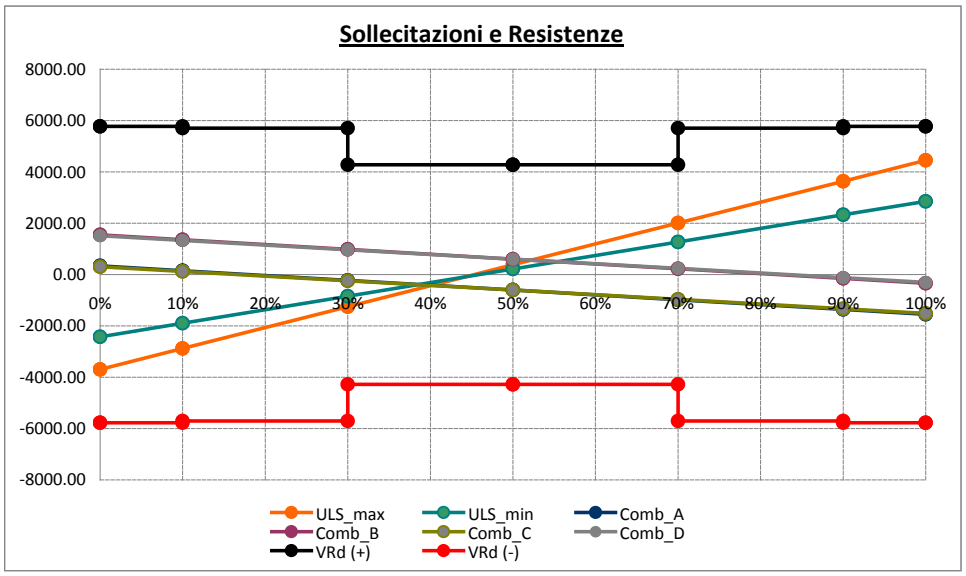
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

V_{sd} = 4453 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 90 cm, h = 200 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/12.5 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**338.40 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-1545.60 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**1545.75 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-338.25 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**302.40 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-1509.60 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**1509.75 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-302.25 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**14.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	1923.50	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	480.88	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	200.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	336.00	[mm]
	s_{min}	=	200.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**125.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	615.75	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	6841.69	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	5774.51	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**5774.51**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	900 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2000 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1950 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-206 kN	σcp	-0.114 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.320				
vmin	0.300				
ρl	0.004	<	0.02		

VRd = 598 kN
VRd min = 497 kN

Se VEd > 598 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	616 mm²				
s	125 mm	passo delle staffe		(s max =	1560 mm =
ρw	0.0055	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1755 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **26.10** °
cot(TETA) **2.04** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 6906 kN (VRsd max 6906 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 3383 kN (VRsd max 8741 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 8457 kN (VRsd max 6029 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0415726 VRsd = 6906 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0415726 VRcd = 5657 kN

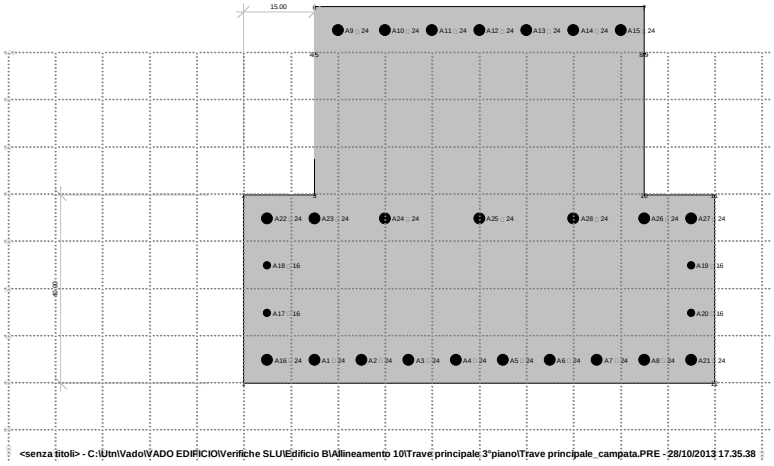
VRd = 5657 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.79 m

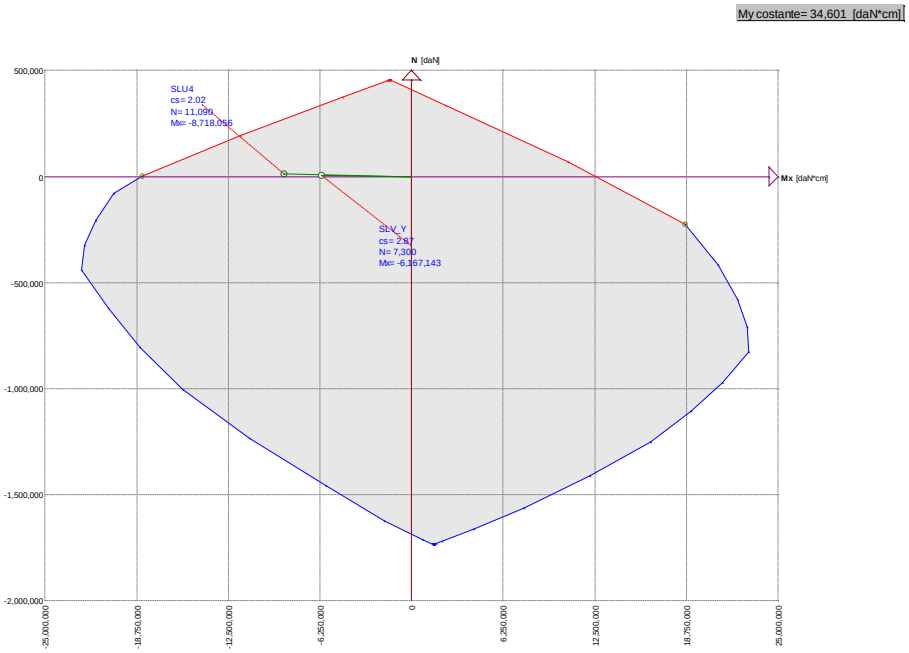
11.3.6. Trave trasversale piano terzo allineamento 10

11.3.6.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-4, sono pari a:

M_x = 872 kNm

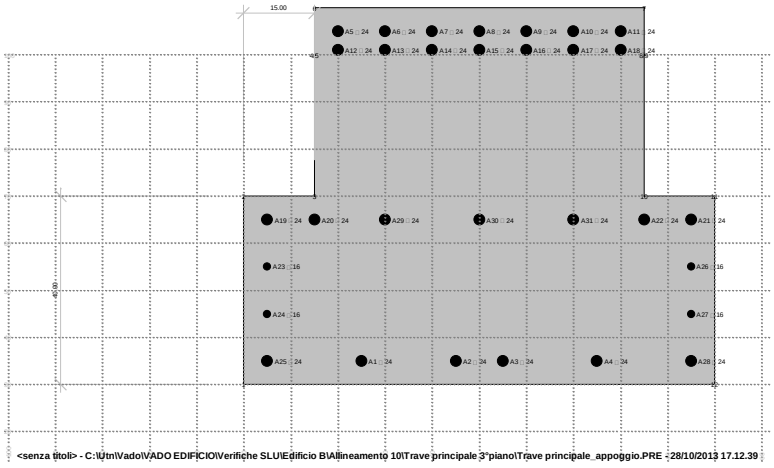
M_y = 4 kNm

N_{traz} = 111 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.02. La sezione è pertanto verificata.

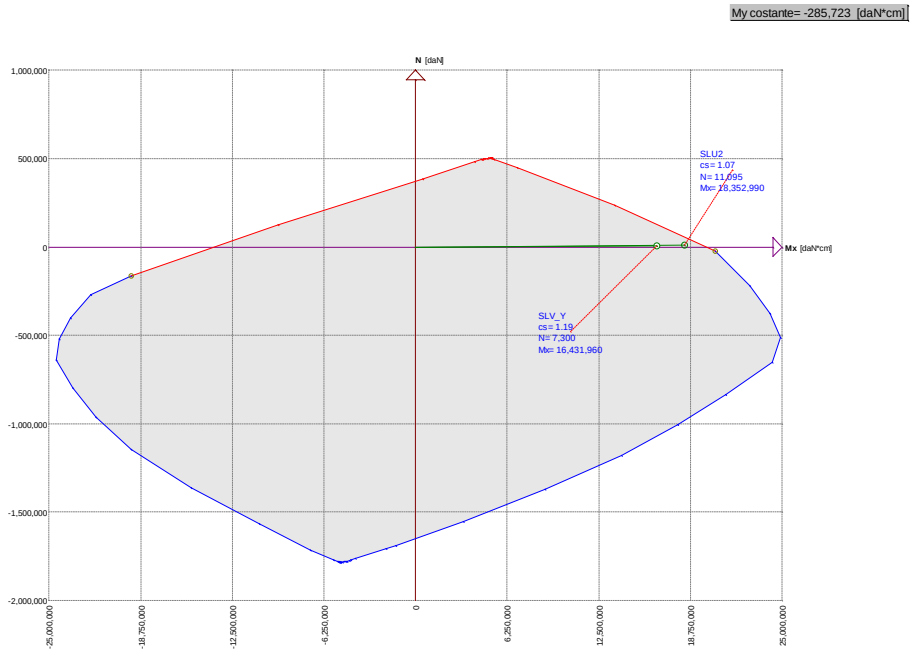
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.87.

11.3.6.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 14ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2, sono pari a:

M_x = -1835 kNm

M_y = 29 kNm

N_{traz} = 110 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.07. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.19.

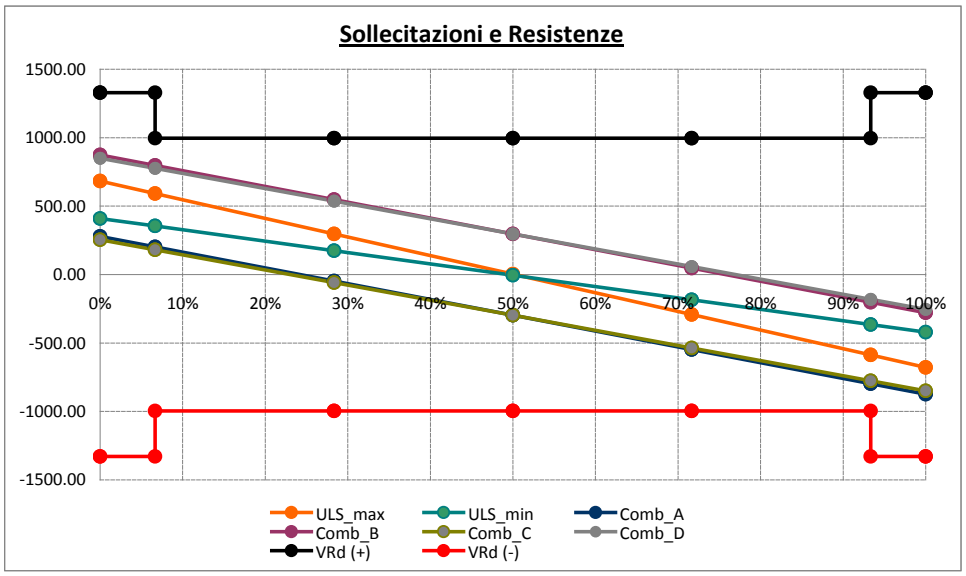
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2, è:

V_{sd} = 683 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	**=**	**279.16 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	**=**	**-874.16 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	**=**	**874.16 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	**=**	**-279.16 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	**=**	**254.50 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	**=**	**-849.50 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	**=**	**849.50 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	**=**	**-254.50 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**22.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	22.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.48	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1329.04	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	2140.68	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	**=**	**1329.04**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-122 kN	σcp	-0.218 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 306 kN
VRd min = 177 kN

Se VEd > 306 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0030	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2433 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRd max

TETA **18.98** °
cot(TETA) **2.91** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1608 kN (VRsd max 1608 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 553 kN (VRsd max 2615 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1383 kN (VRsd max 1803 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1383 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1477 kN

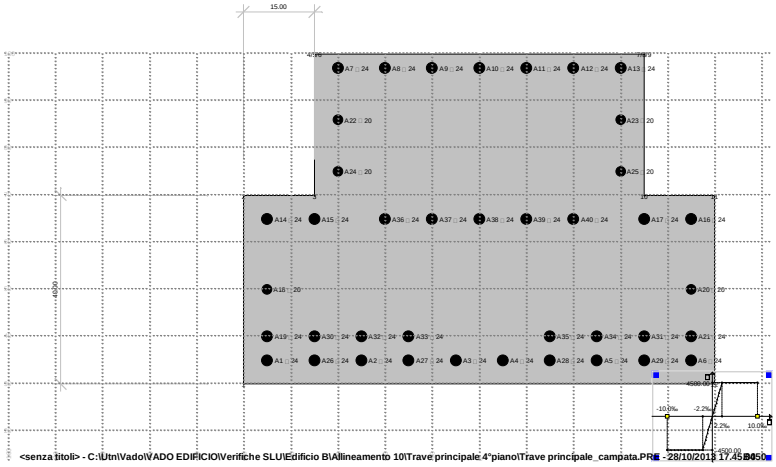
VRd = 1383 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

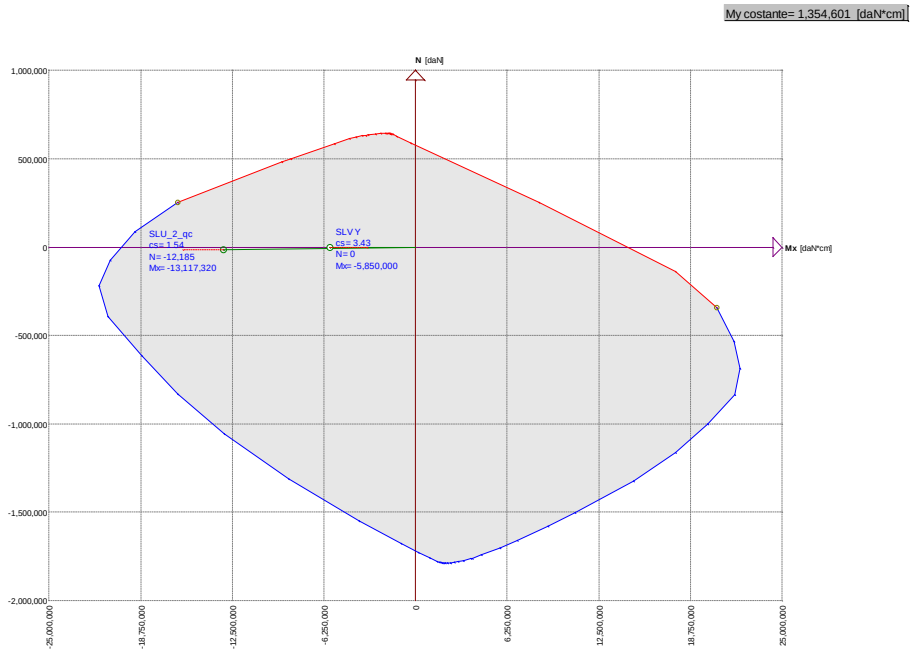
11.3.7. Trave trasversale piano quarto allineamento 10

11.3.7.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 18ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2_qc, sono pari a:

M_x = 1081 kNm

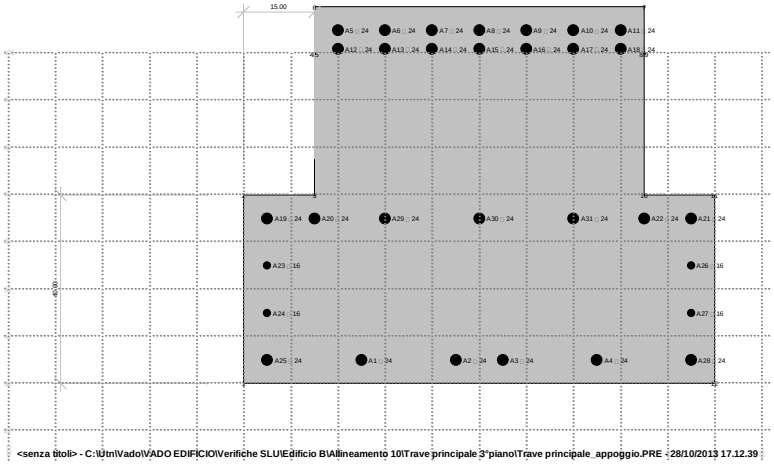
M_y = 76 kNm

N_{traz} = -107 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.53. La sezione è pertanto verificata.

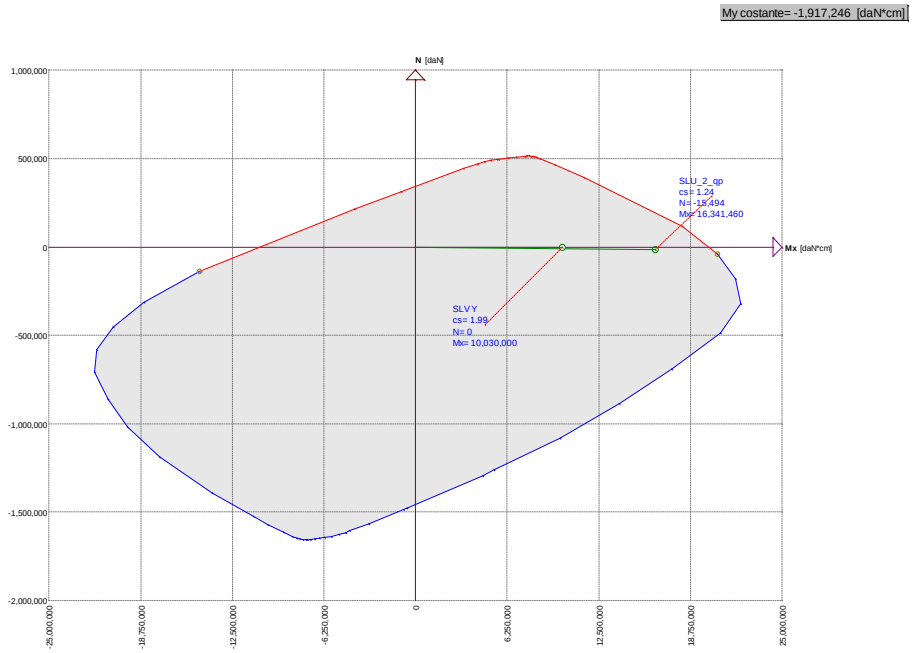
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.43.

11.3.7.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 14ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2qp, sono pari a:

M_x = -1494 kNm

M_y = 120 kNm

N_{traz} = -138 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.24. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.99.

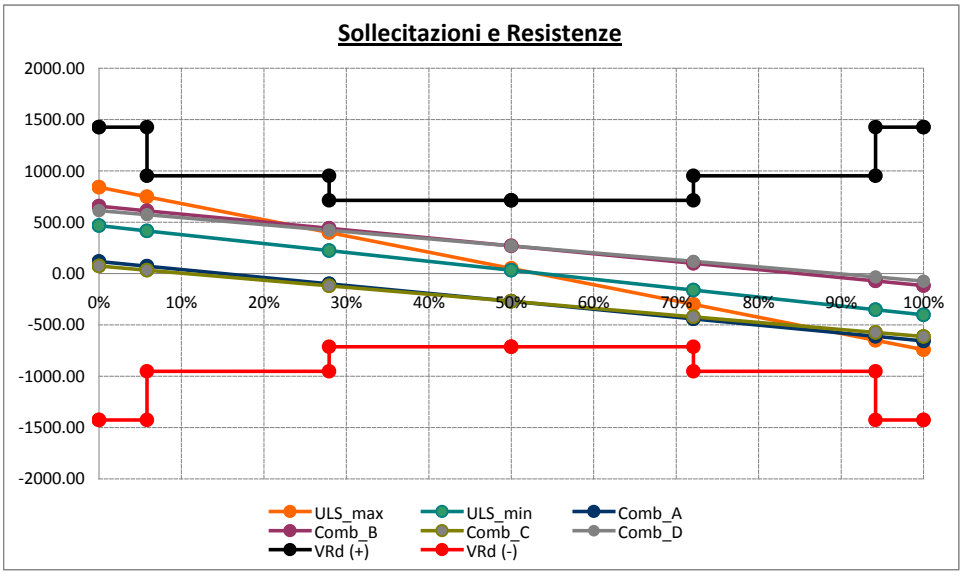
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2qp, è:

V_{sd} = 841 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**116.45 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-656.95 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**656.95 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-116.45 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**73.25 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-613.75 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**613.75 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-73.25 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	628.91	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.23	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	160.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	157.23	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1426.64	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1468.47	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**1426.64**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	265 kN	σcp	0.541 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.014	<	0.02		
VRd =	**338 kN**				
VRd min =	**212 kN**				
Se VEd >	**338 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1622 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	23.47 °		
cot(TETA)	2.30	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**1656 kN**	**(VRsd max**	**1656 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**719 kN**	**(VRsd max**	**2266 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1798 kN**	**(VRsd max**	**1563 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 1656 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.030
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 1397 kN

VRd = 1397 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.67 m

11.3.8. Pilastro 80x90 cm allineamento 10

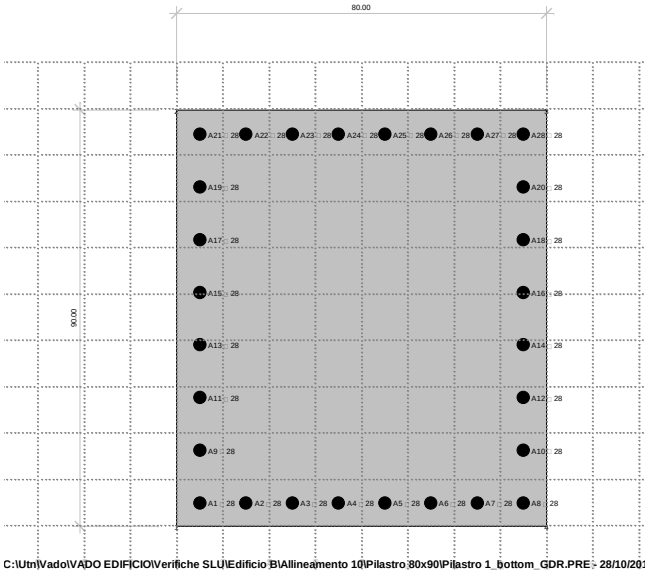
11.3.8.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/10cm sul lato lungo.

As = 28 * 6.16 = 172.48 cm^2

Ac = 80 * 90 = 7200 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.4% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV X-ECCY+.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

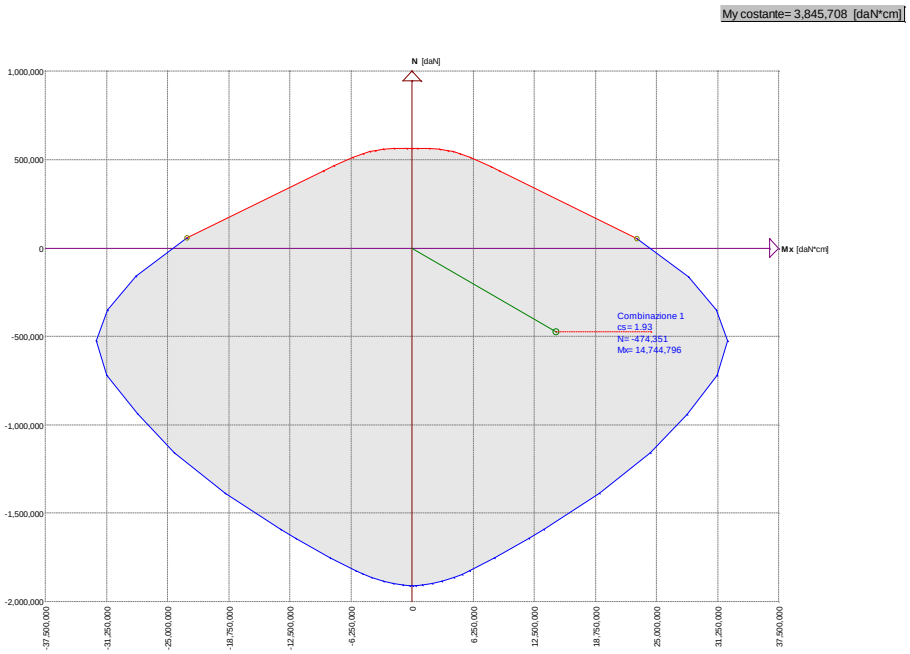
M_x = 1366 kNm

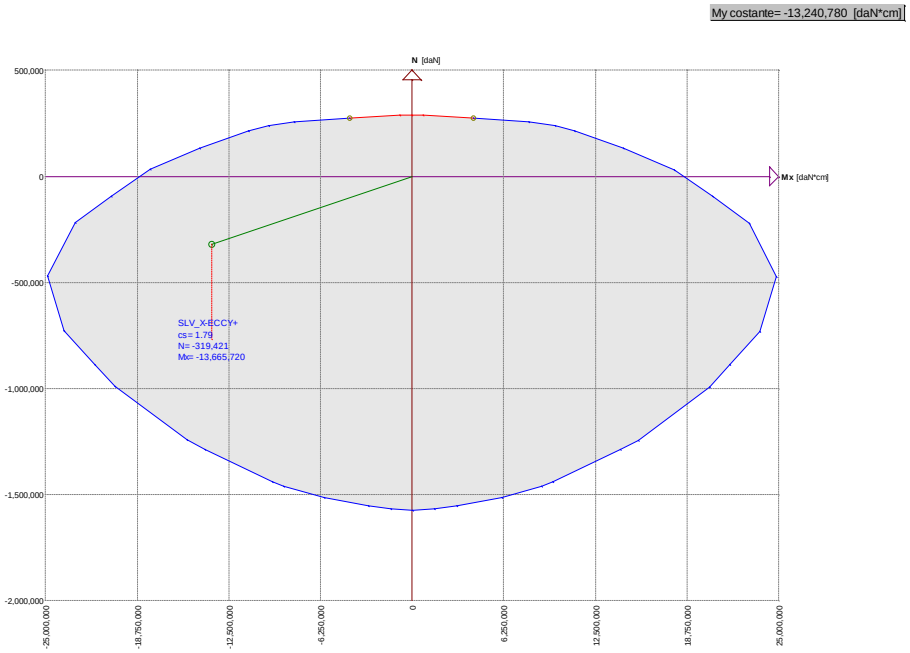
M_y = 1324 kNm

N = -3194 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.79. La sezione è pertanto verificata.

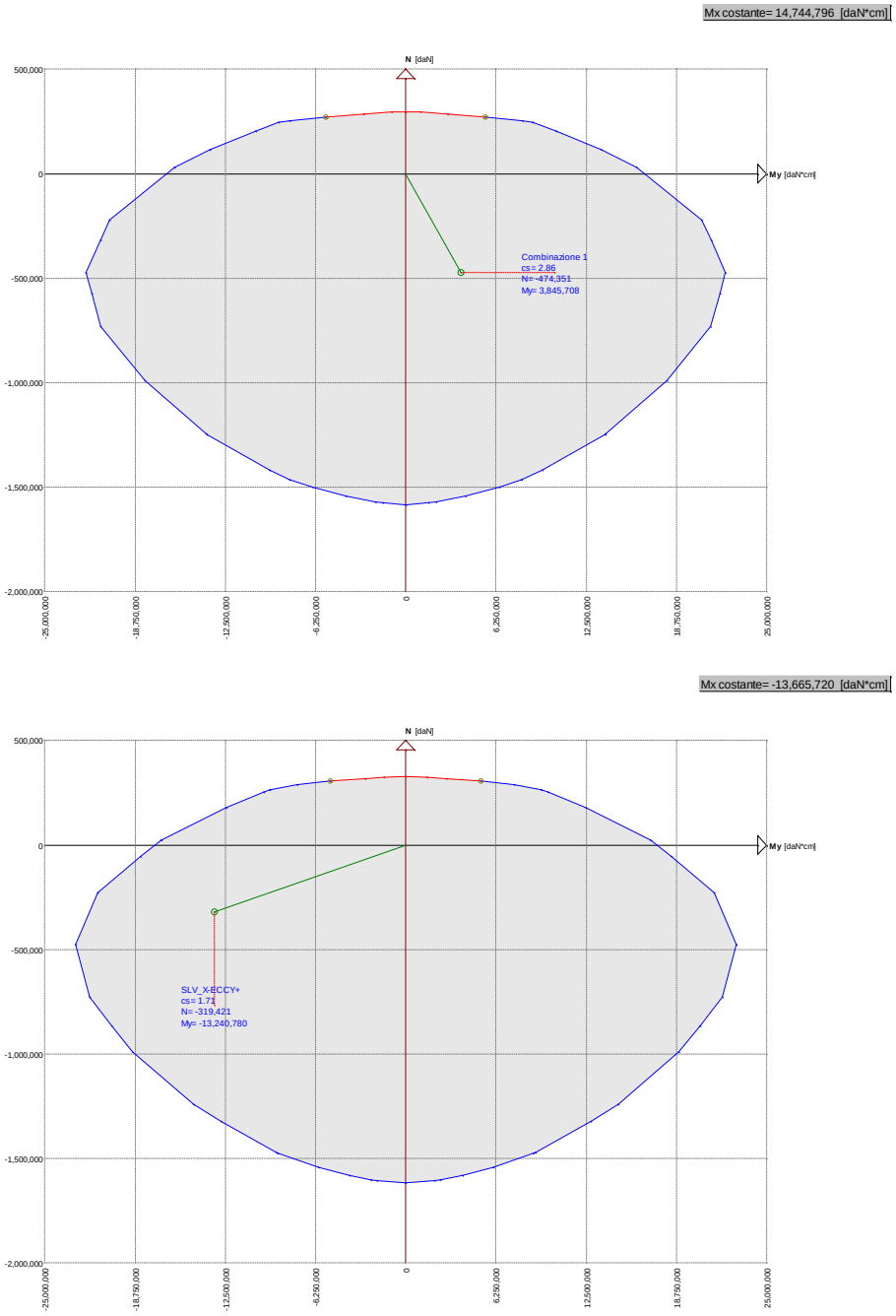
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.93.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X-ECCY+.
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.71. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.86.



La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 296 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -4743 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X-ECCY+, risulta pari a V_{sd} = 587 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3207 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{3340 + 3340}{10} = 735kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3207 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	900 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	850 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4926 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-3207 kN	σcp	-4.454 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.485				
vmin	0.358				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = -109 kN
VRd min = -211 kN

Se VEd > -109 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	5				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	565 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	680 mm =
ρw	0.0071	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**765 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1854 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **29.99** °
cot(TETA) **1.73** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2933 kN (VRsd max 2933 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1693 kN (VRsd max 3387 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 4232 kN (VRsd max 2336 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.732543 VRsd = 2933 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.732543 VRcd = 2402 kN

VRd = 2402 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.66 m

11.3.9. Pilastro 50x75 cm piani terzo, quarto e quinto allineamento 10

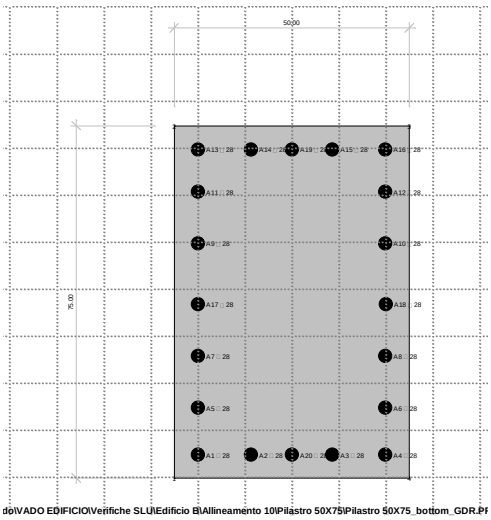
11.3.9.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/13cm sul lato corto e ϕ28/13cm sul lato lungo.

As = 20 * 6.16 = 123.2 cm^2

Ac = 75 * 50 = 3750 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.2% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-1.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

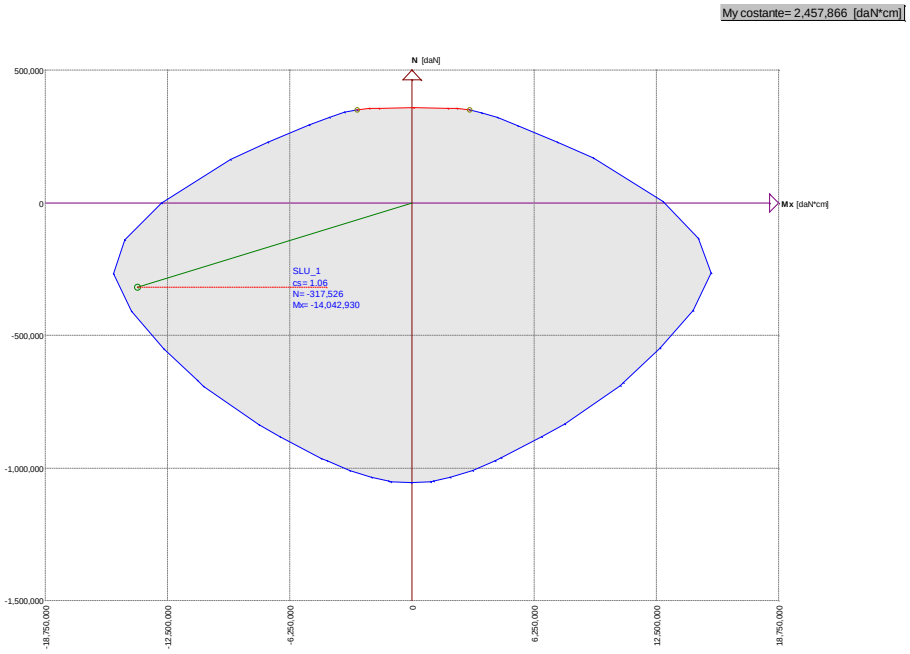
M_x = 1400 kNm

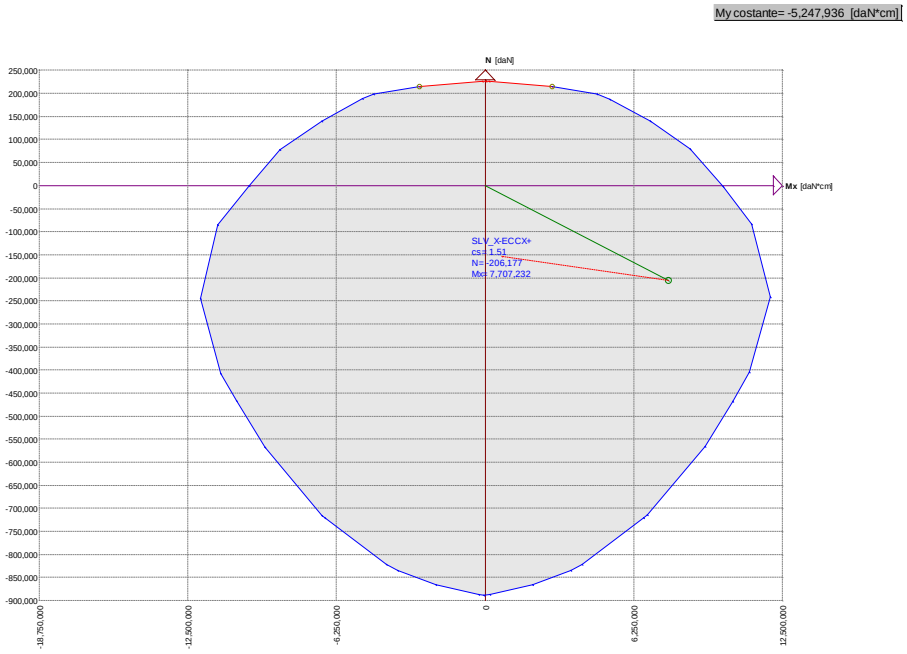
M_y = 245 kNm

N = -3175 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06. La sezione è pertanto verificata.

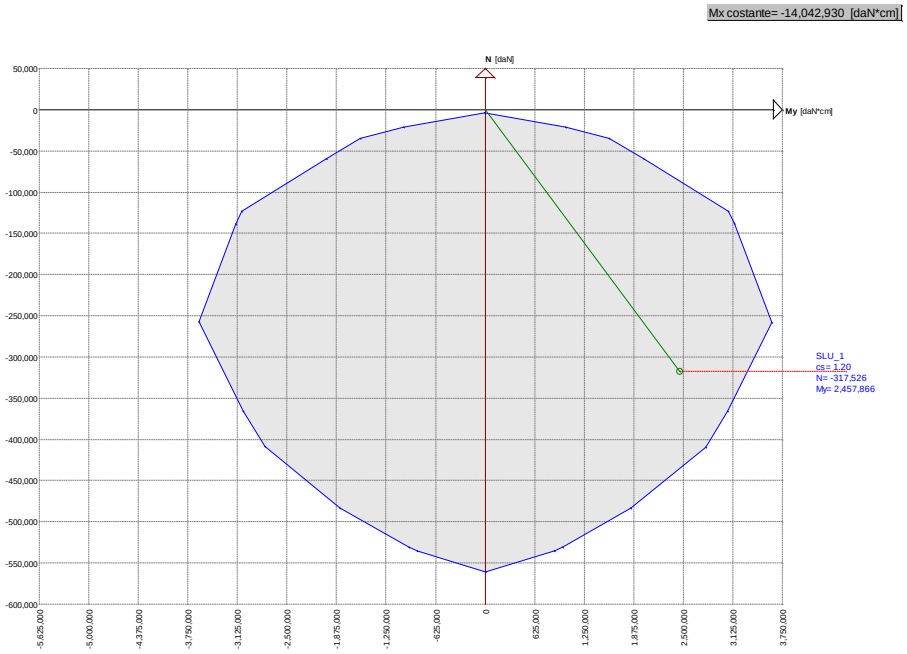
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.51.

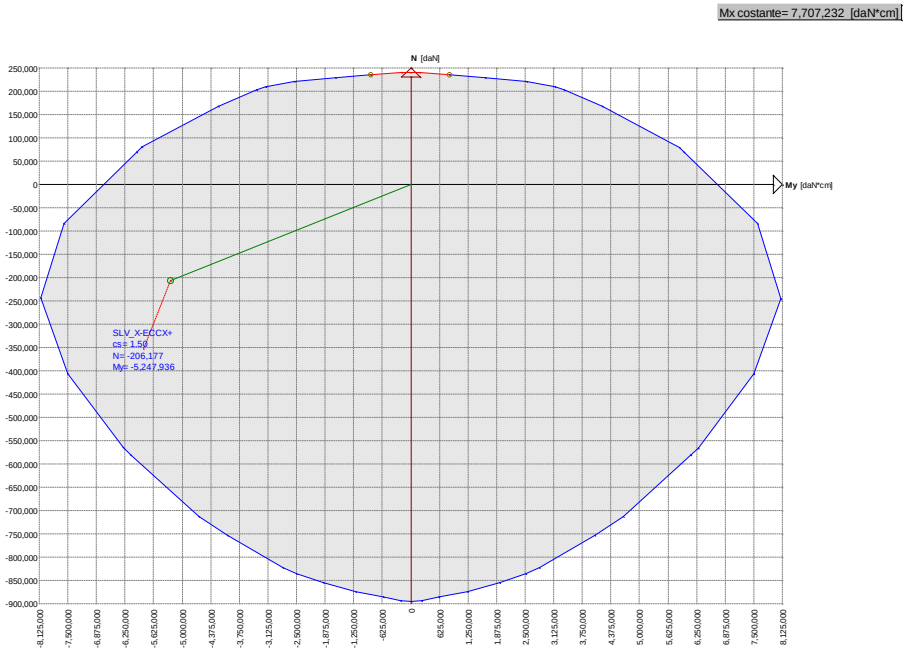




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-1.
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.20. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.50.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 425 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3175 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX-, risulta pari a V_{sd} = 336 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1694 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1675 + 1675}{4.55} = 810kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1694 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3619 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1650 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.667				
vmin	0.426				
ρl	0.011	<	0.02		

VRd = 403 kN
VRd min = 327 kN

Se VEd > 403 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	4		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	452 mm²		
s	100 mm	passo delle staffe	(s max = 360 mm =
ρw	0.0060	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**405 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1738 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 27.50 °
cot(TETA) 1.92 Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1377 kN (VRsd max 1377 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 717 kN (VRsd max 1681 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1792 kN (VRsd max 1159 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.9208067 VRsd = 1377 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.9208067 VRcd = 1354 kN

VRd = 1354 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.39 m

11.3.10. Pilastro 50x40 piano quinto allineamento 10

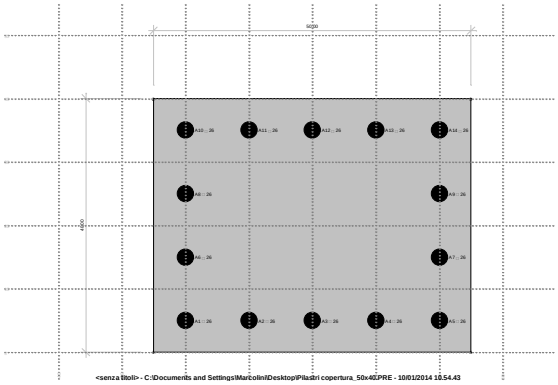
11.3.10.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ26/10cm sul lato corto e ϕ26/10cm sul lato lungo.

As = 14 * 5.31 = 74.34 cm^2

Ac = 50 * 40 = 2000 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.7% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-2y_qp.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

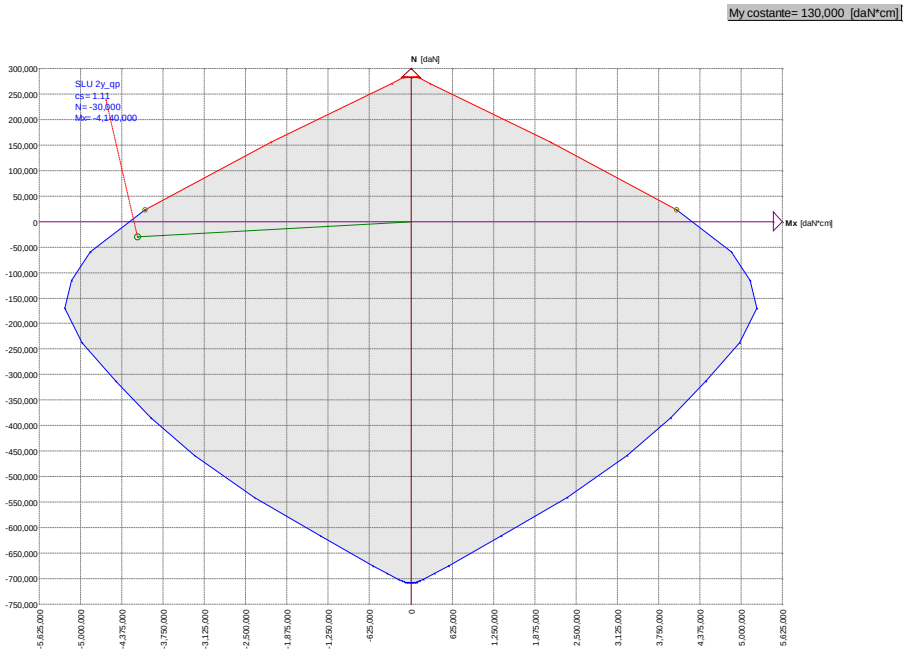
M_x = 414 kNm

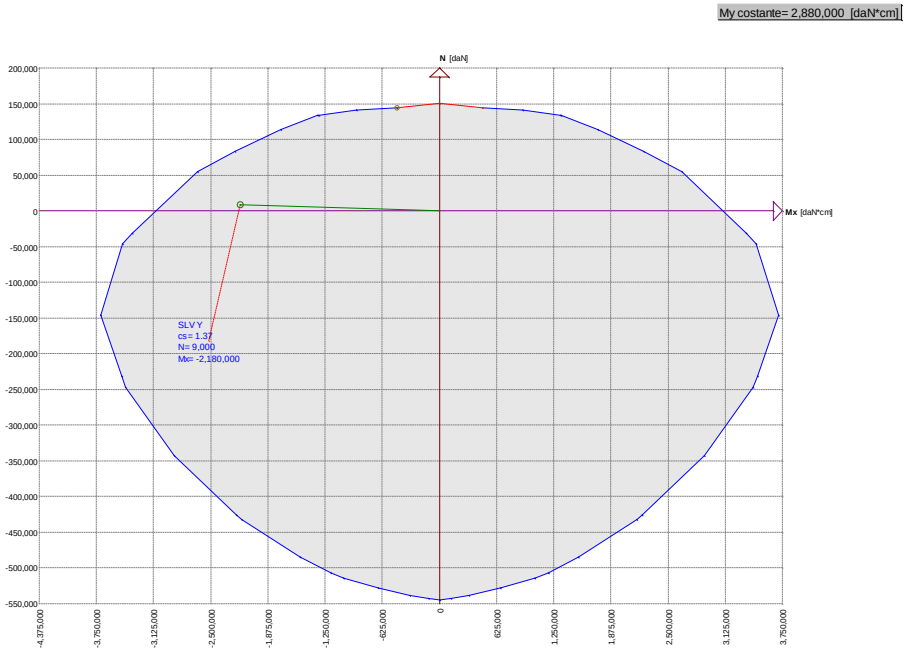
M_y = 13 kNm

N = -300 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.11. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.37.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

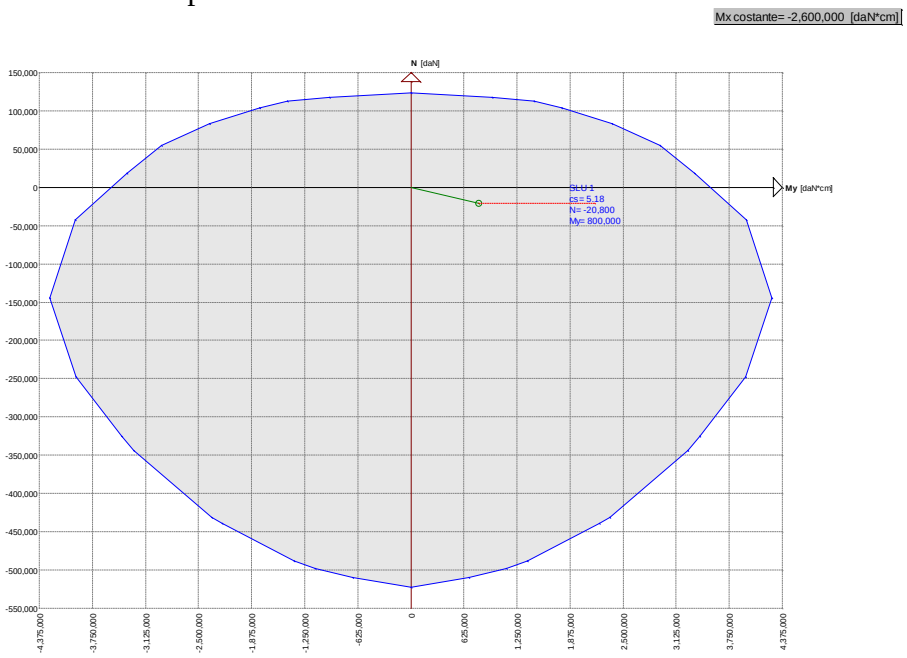
M_x = 830 kNm

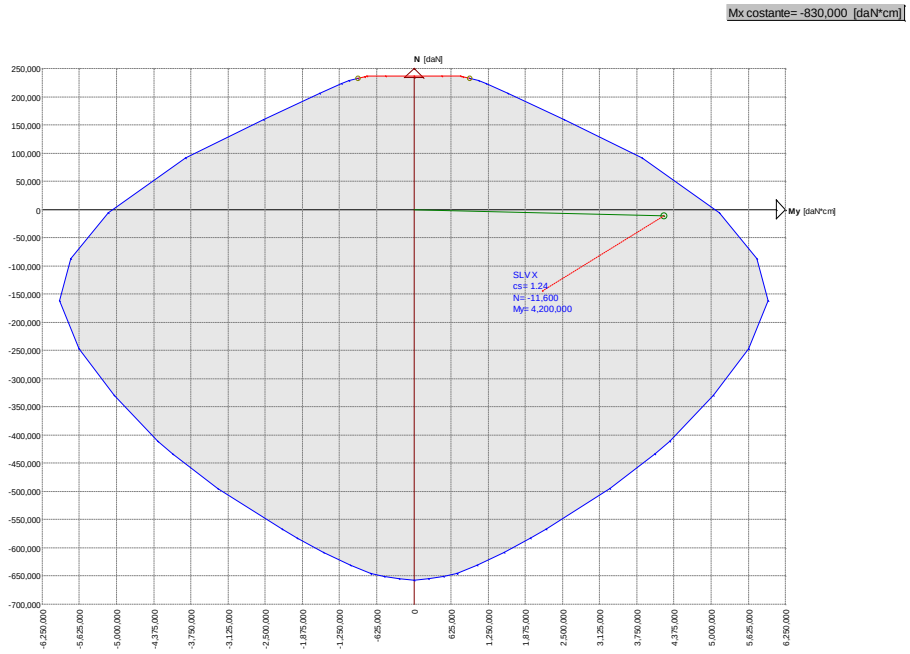
M_y = 420 kNm

N = -116 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.24. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.18.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 128 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -208 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y, risulta pari a V_{sd} = 218 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -116 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/15 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/15 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	400 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	350 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2124 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-208 kN	σcp	-1.040 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.756				
vmin	0.461				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 98 kN
VRd min = 53 kN

Se VEd > 98 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	280 mm =
ρw	0.0042	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**315 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1738 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.63** °
cot(TETA) **2.40** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 619 kN (VRsd max 619 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 258 kN (VRsd max 872 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 645 kN (VRsd max 601 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRsd = 619 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRcd = 507 kN

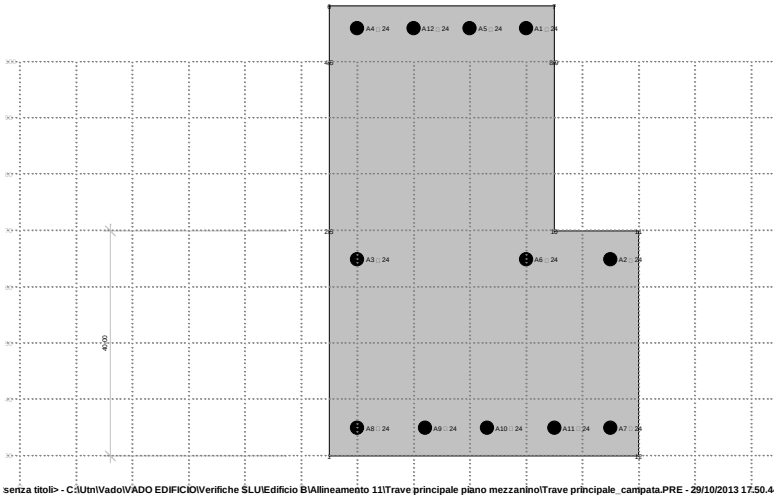
VRd = 507 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.38 m

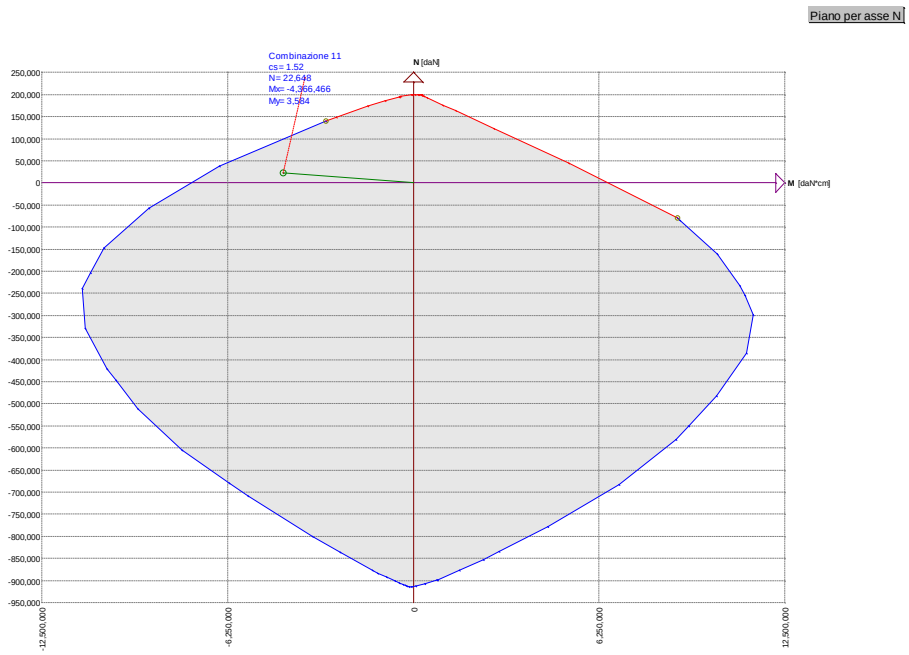
11.3.11. Trave trasversale piano mezzanino allineamento 11

11.3.11.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



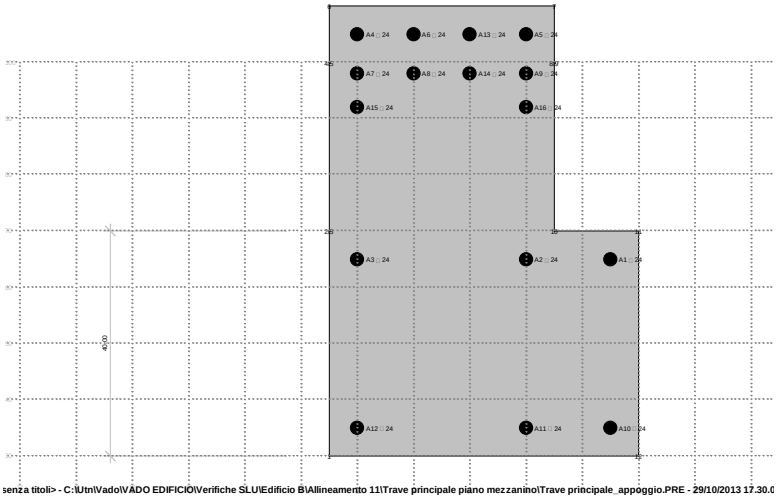
Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5, sono pari a:

M_x = 437 kNm

N_{traz} = 226 kN

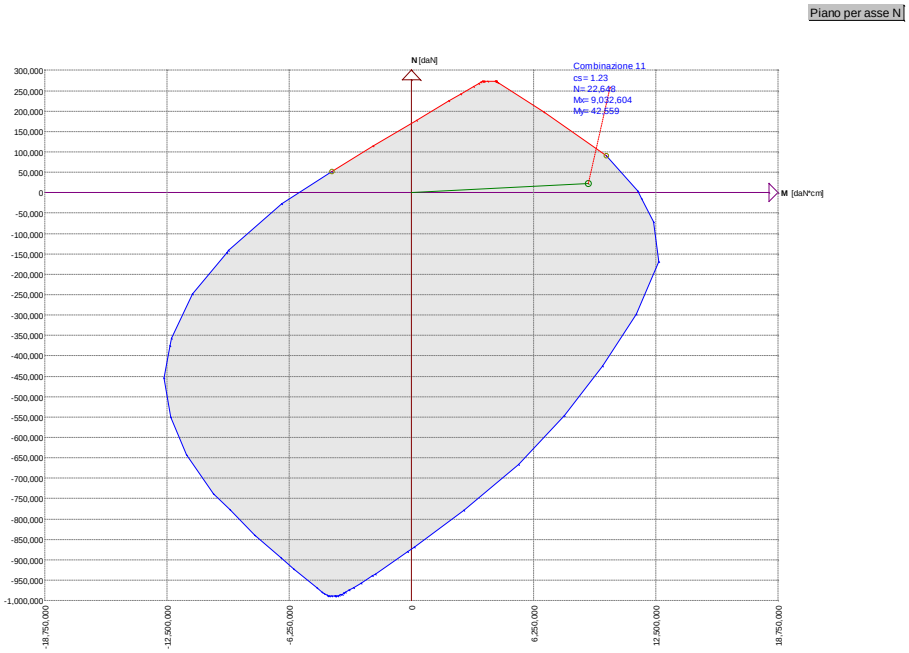
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.52. La sezione è pertanto verificata.

11.3.11.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 3ϕ24 come armatura resistente inferiore e 10ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5, sono pari a:

M_x = -903 kNm

N_{traz} = 226 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.23. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5, è:

V_{sd} = 454 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/15 a 3 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3616 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-122 kN	σcp	-0.381 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 167 kN
VRd min = 94 kN

Se VEd > 167 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	3				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	339 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0057	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **26.56** °
cot(TETA) **2.00** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1195 kN (VRsd max 1195 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 597 kN (VRsd max 1494 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1494 kN (VRsd max 1031 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0005328 VRsd = 1195 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0005328 VRcd = 979 kN

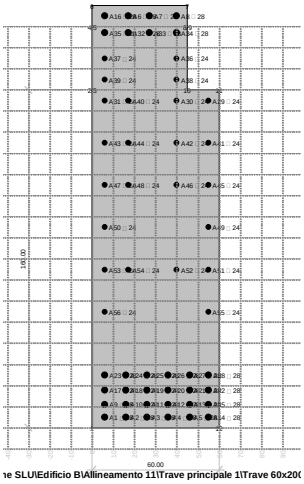
VRd = 979 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.68 m

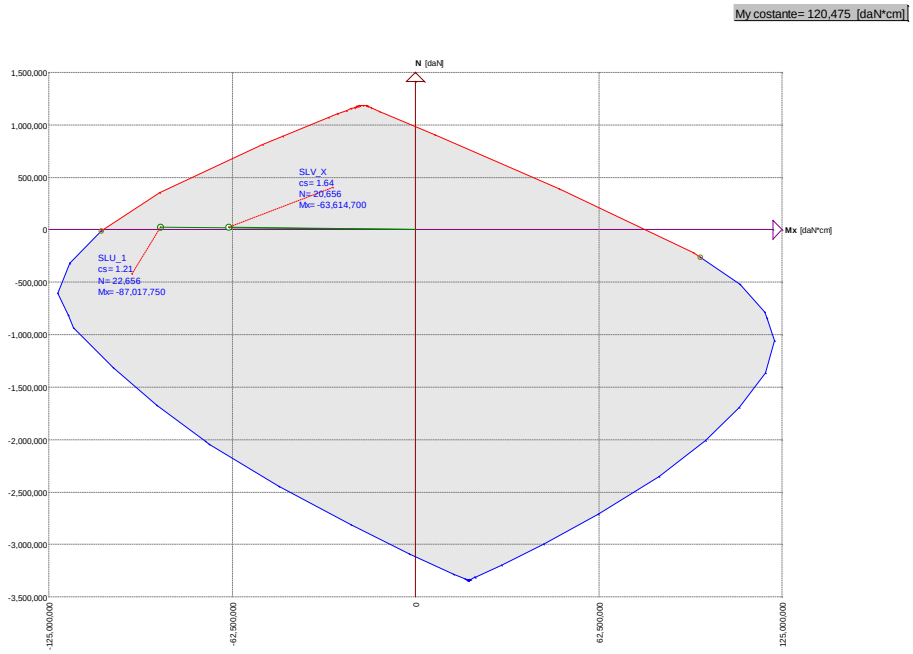
11.3.12. Trave trasversale piano secondo allineamento 11

11.3.12.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 24ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = 8700 kNm

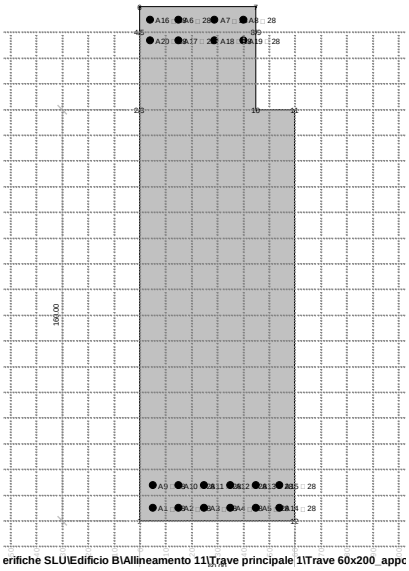
M_y = 12 kNm

N_{traz} = 226 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.21. La sezione è pertanto verificata.

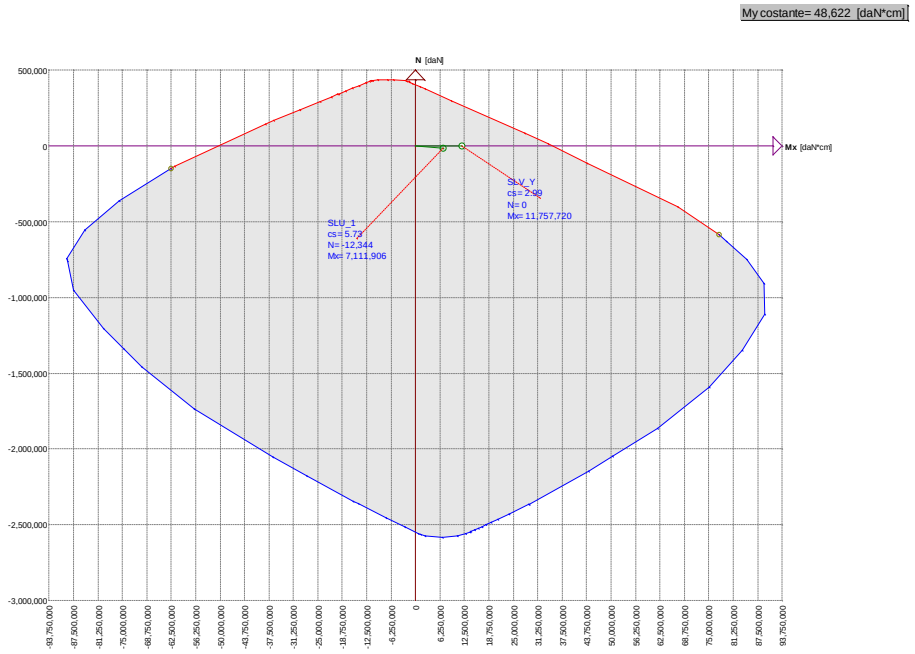
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.64.

11.3.12.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 12ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV-Y, sono pari a:

M_x = -1175 kNm

M_y = 5 kNm

N_{comp} = -123 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.99. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.7.

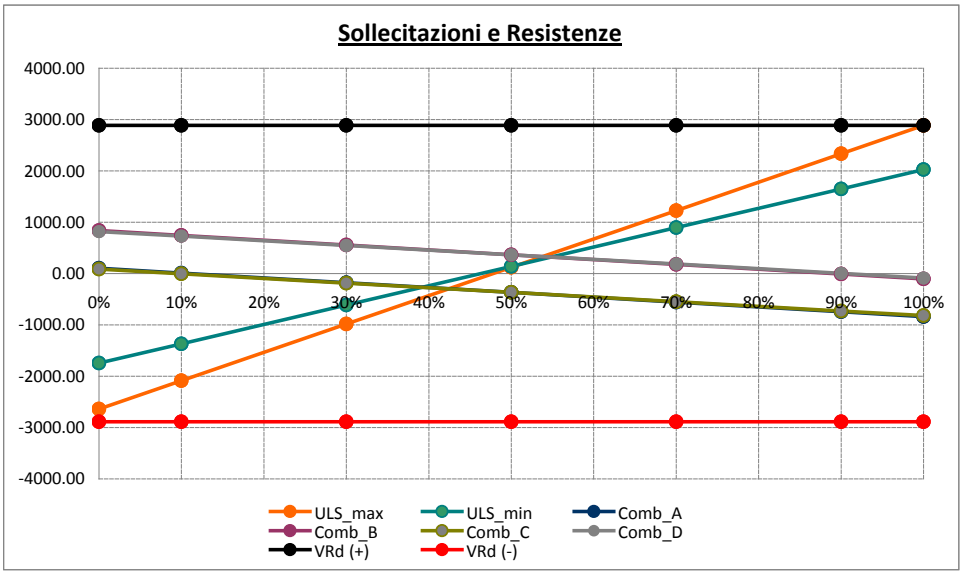
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

V_{sd} = 3149 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 45 cm, h = 200 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/12.5 a 3 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**105.00 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-837.00 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**837.00 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-105.00 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**87.00 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-819.00 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**819.00 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-87.00 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**14.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**3.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	1923.17	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	480.79	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	336.00	[mm]
	s_{min}	=	192.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**125.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	461.81	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	5130.39	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	2886.76	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**2886.76**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	450 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2000 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1950 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	5300 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-240 kN	σcp	-0.267 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.320				
vmin	0.300				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 338 kN
VRd min = 228 kN

Se VEd > 338 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	3				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	462 mm²				
s	125 mm	passo delle staffe		(s max =	1560 mm =
ρw	0.0082	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1755 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1303 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	32.60 °		
cot(TETA)	1.56	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**3968 kN**	**(VRsd max**	**3968 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**2537 kN**	**(VRsd max**	**4371 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**6343 kN**	**(VRsd max**	**3014 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5637601 VRsd = 3968 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5637601 VRcd = 3250 kN

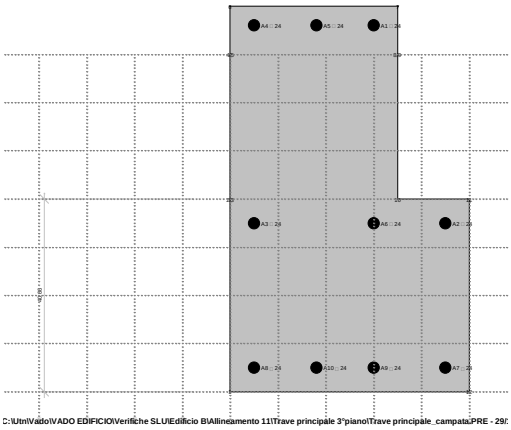
VRd = 3250 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.37 m

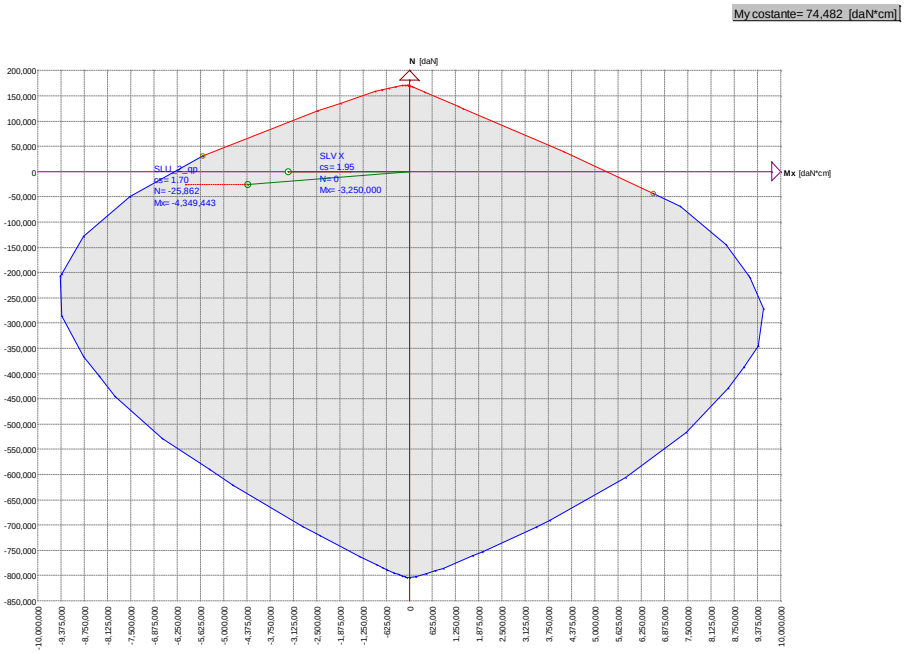
11.3.13. Trave trasversale piano terzo allineamento 11

11.3.13.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2_qp, sono pari a:

M_x = 435 kNm

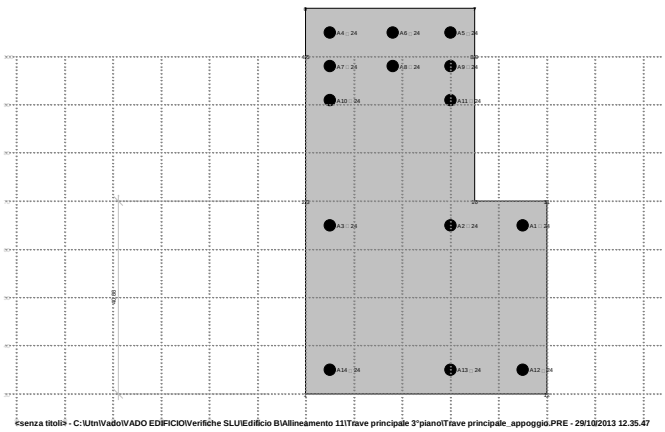
M_y = 7 kNm

N_{comp} = -258 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.71. La sezione è pertanto verificata.

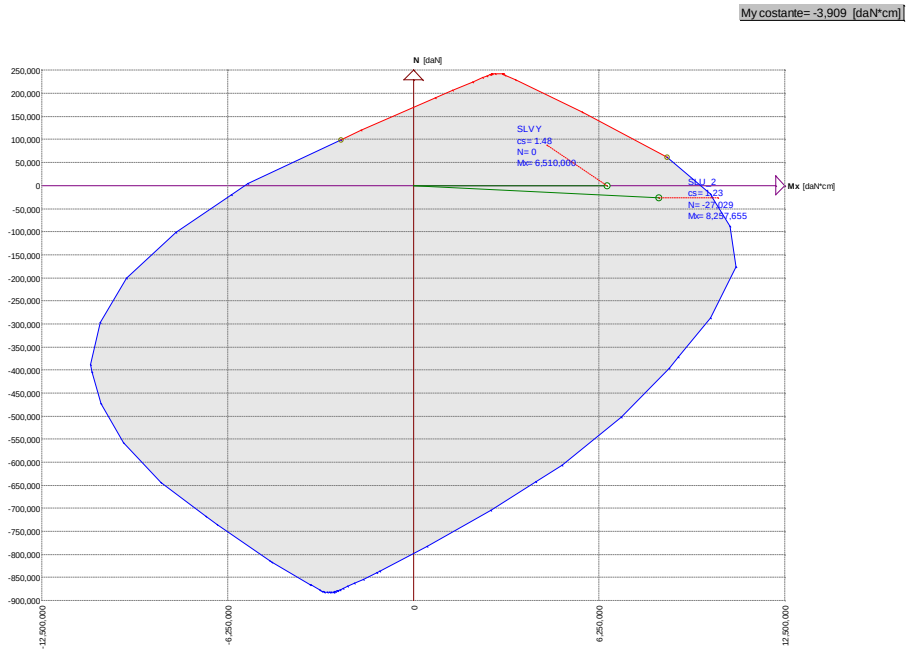
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.95.

11.3.13.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 3ϕ24 come armatura resistente inferiore e 8ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2, sono pari a:

M_x = -825 kNm

N_{comp} = -270 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.23. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.48.

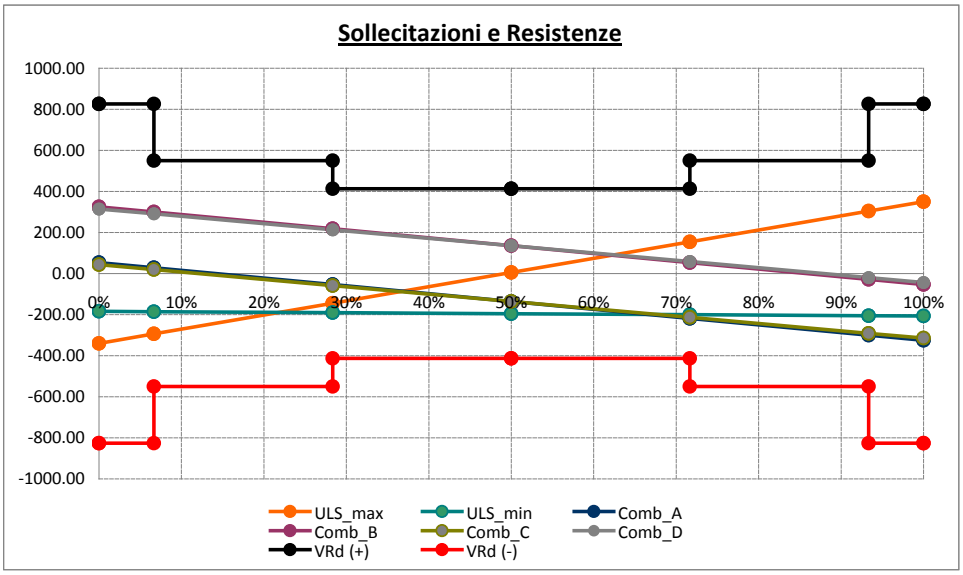
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

V_{sd} = 372 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 35 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**53.77 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-325.43 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**325.43 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-53.77 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**42.97 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-314.63 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**314.63 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-42.97 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	825.71	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	849.92	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**825.71**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	350 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3616 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-122 kN	σcp	-0.436 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.014	<	0.02		

VRd = 152 kN
VRd min = 80 kN

Se VEd > 152 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	811 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	23.47 °		
cot(TETA)	2.30	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**955 kN**	**(VRsd max**	**955 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**415 kN**	**(VRsd max**	**1307 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1037 kN**	**(VRsd max**	**902 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 955 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 783 kN

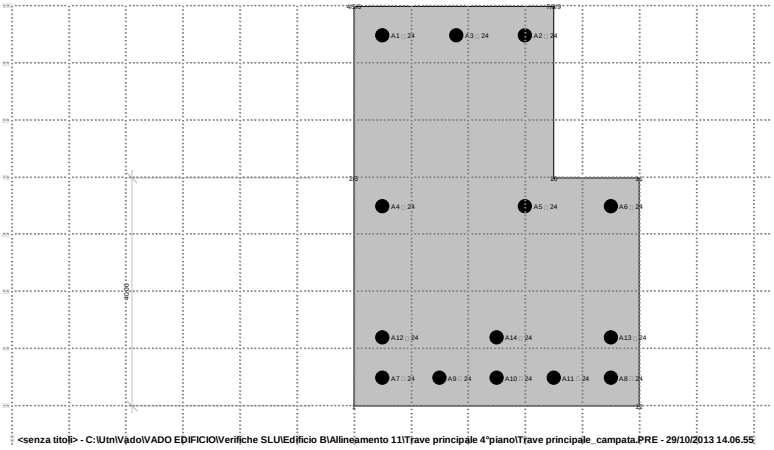
VRd = 783 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.78 m

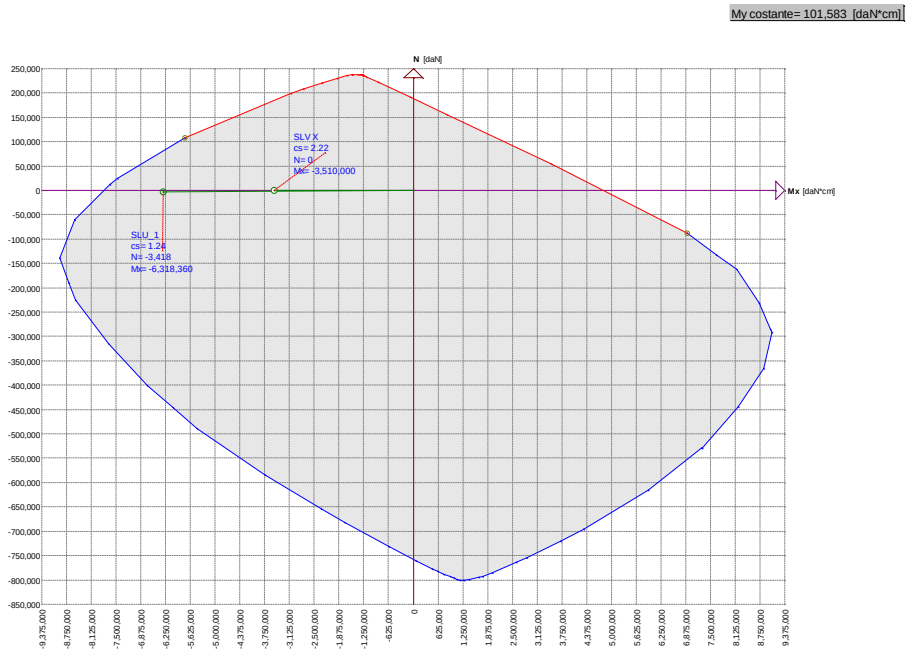
11.3.14. Trave trasversale piano quarto allineamento 11

11.3.14.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 8ϕ24 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = 632 kNm

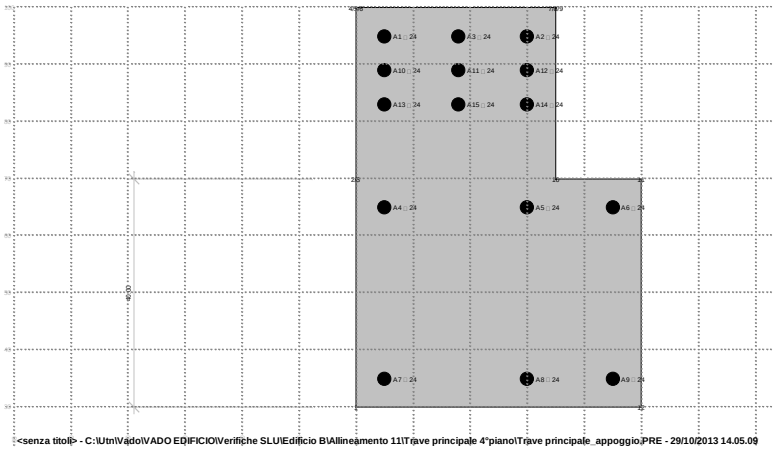
M_y = 10 kNm

N_{comp} = -34 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.24. La sezione è pertanto verificata.

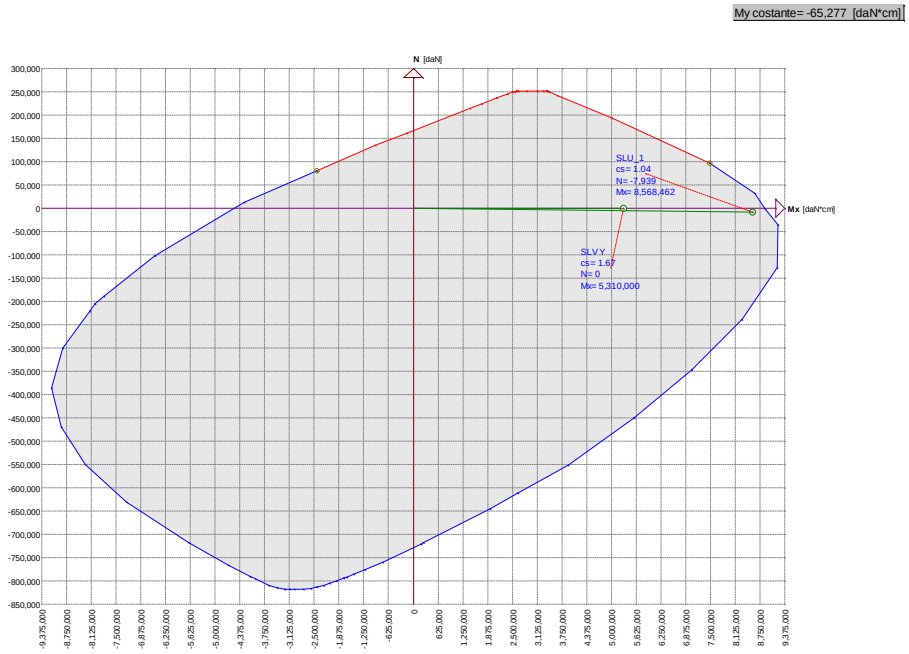
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.22.

11.3.14.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 9ϕ24 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = -857 kNm

N_{comp} = -80 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.05. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.67.

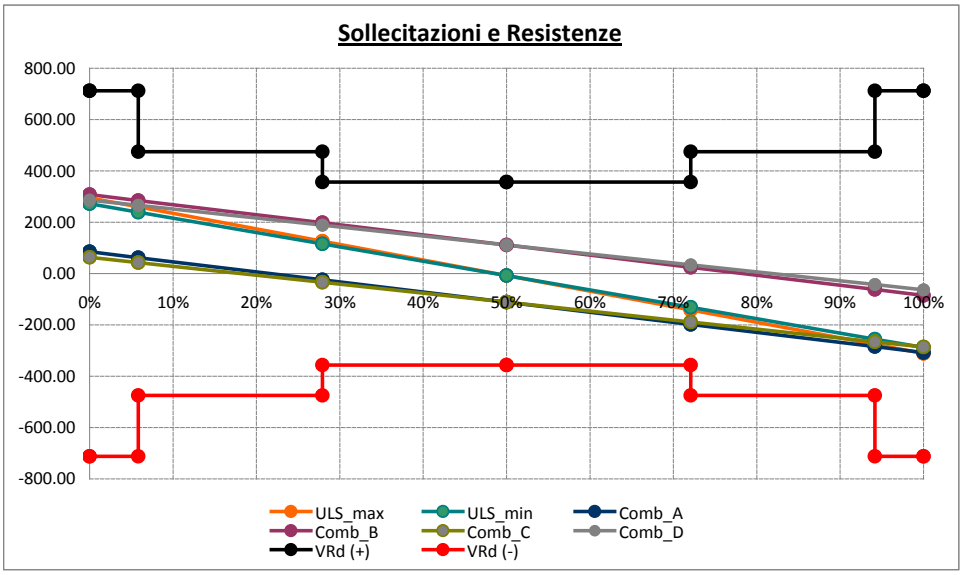
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

V_{sd} = 429 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 35 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**85.02 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-307.68 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**307.68 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-85.02 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**63.42 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-286.08 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**286.08 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-63.42 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	628.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	157.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	712.29	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	733.18	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**712.29**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	350 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	265 kN	σcp	1.082 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.020	>	0.02		
VRd =	**207 kN**				
VRd min =	**124 kN**				
Se VEd >	**207 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	811 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	**23.47** °		
cot(TETA)	**2.30**	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**828 kN**	**(VRsd max**	**828 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**360 kN**	**(VRsd max**	**1133 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**899 kN**	**(VRsd max**	**781 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 828 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.060
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 719 kN

VRd = 719 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.67 m

11.3.15. Pilastro 40x90 cm allineamento 11

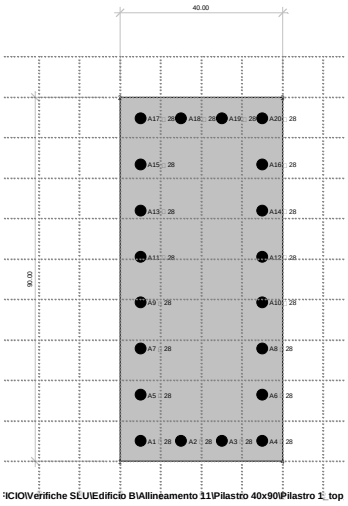
11.3.15.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/13cm sul lato lungo.

As = 20 * 6.16 = 123.2 cm^2

Ac = 40 * 90 = 3600 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.4% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV Y-ECCX-.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

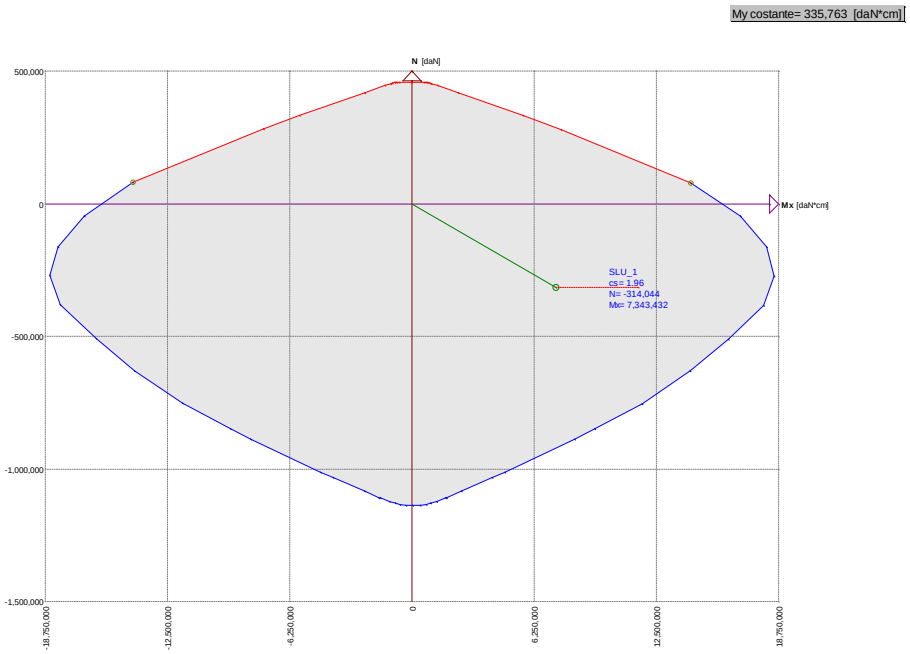
M_x = 1252 kNm

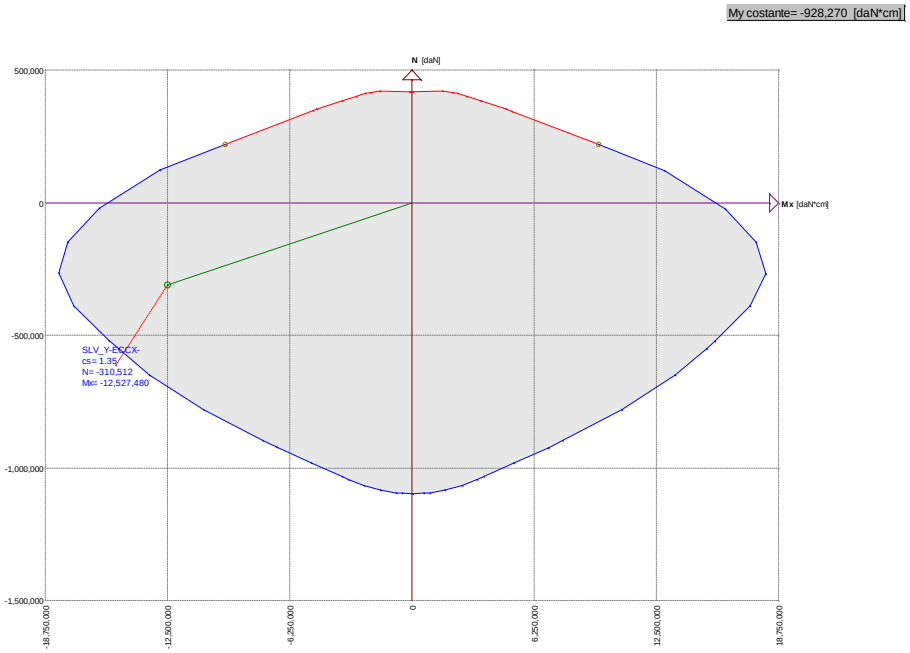
M_y = 93 kNm

N = -3100 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.35. La sezione è pertanto verificata.

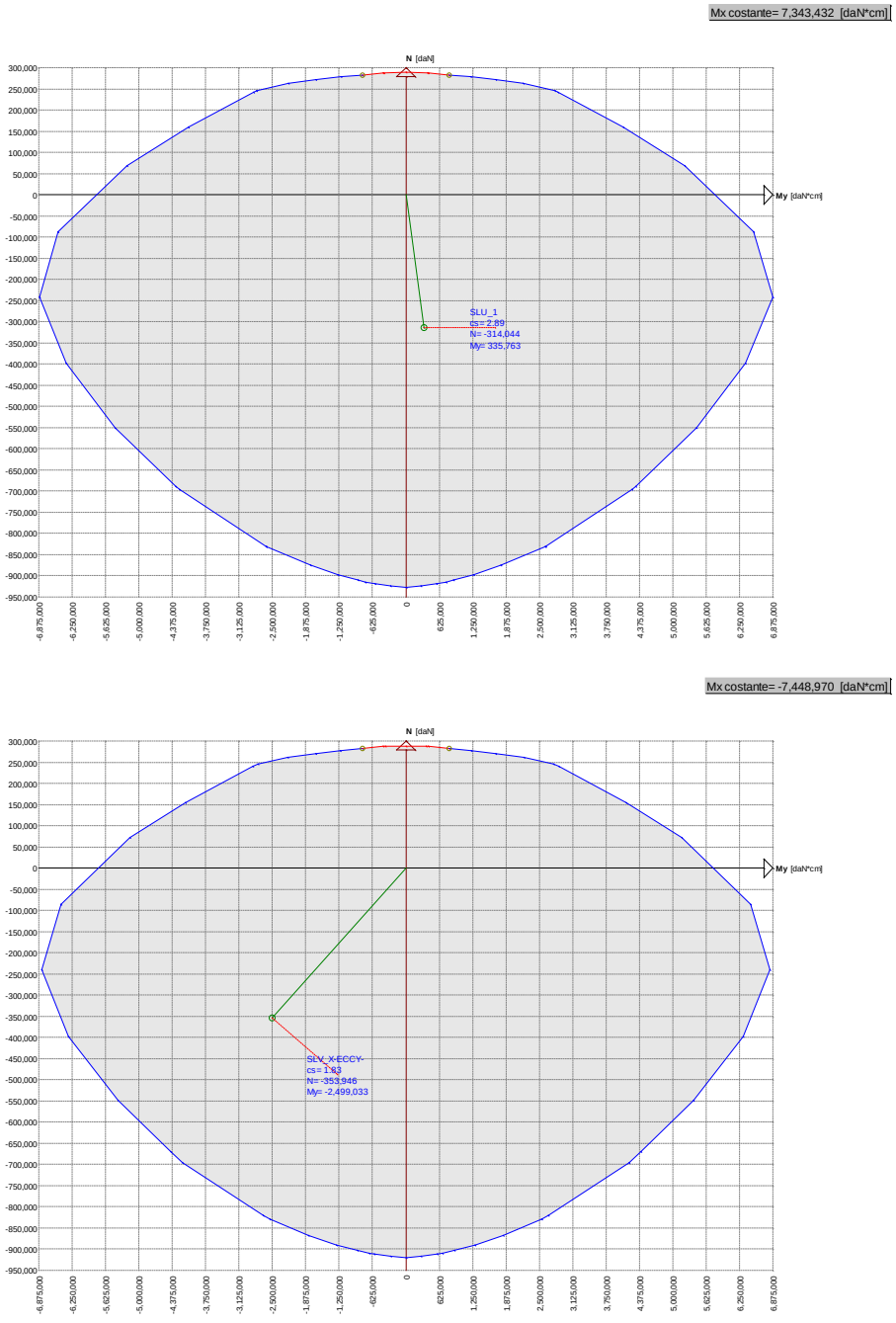
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.96.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione a Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV X-ECCY-.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 745 kNm
M_y = 250 kNm
N = -3540 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.83. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.89.



La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 215 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3140 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX-, risulta pari a V_{sd} = 431 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3100 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1870 + 1870}{10} = 411kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3100 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 2 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	900 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	850 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2463 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	1650 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
k	1.485				
νmin	0.358				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 358 kN
VRd min = 307 kN

Se VEd > 358 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	2				
φstaffa	12 mm				
Asw	226 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	680 mm =
ρw	0.0057	ρwmin			
α cw	1.00				
νl	0.61				
z	**765 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 927 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **26.56** °
cot(TETA) **2.00** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1355 kN **(VRsd max 1355 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 677 kN **(VRsd max 1693 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1693 kN **(VRsd max 1168 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0005328 VRsd = 1355 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0005328 VRcd = 1331 kN

VRd = 1331 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.77 m

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1 VRsd = 677 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1 VRcd = 1665 kN

VRd = 677 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.38 m

11.3.16. Pilastro 32x75 cm allineamento 11

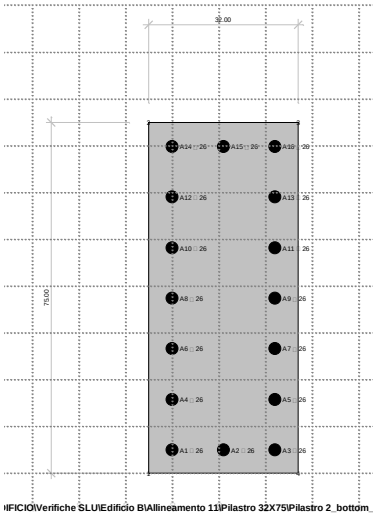
11.3.16.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ26/11cm sul lato corto e ϕ26/13cm sul lato lungo.

As = 16 * 5.31 = 84.96 cm^2

Ac = 32 * 75 = 2400 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.5% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-1.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

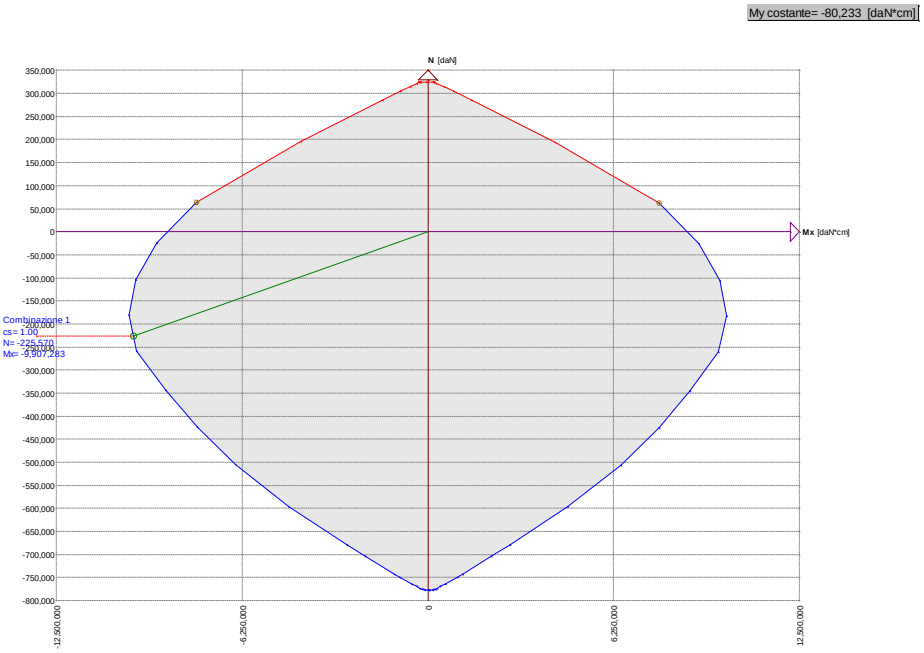
M_x = 990 kNm

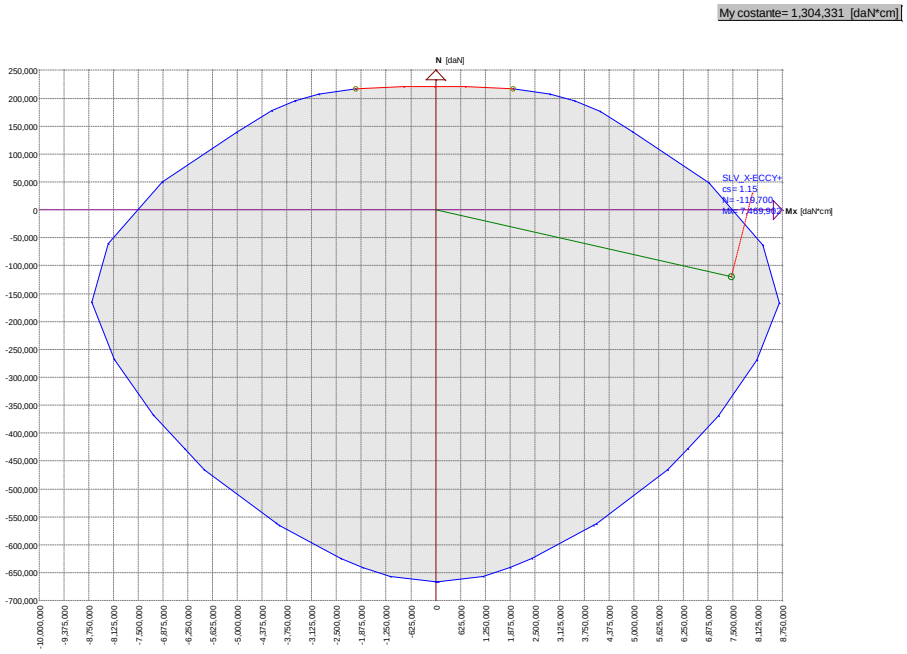
M_y = 8 kNm

N = -2255 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.00. La sezione è pertanto verificata.

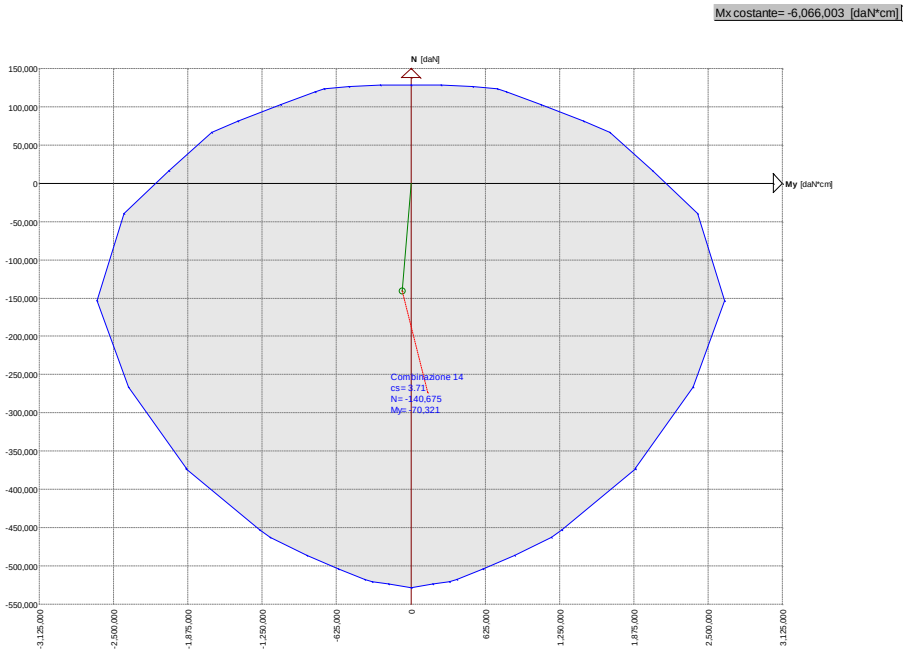
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCY+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.15.

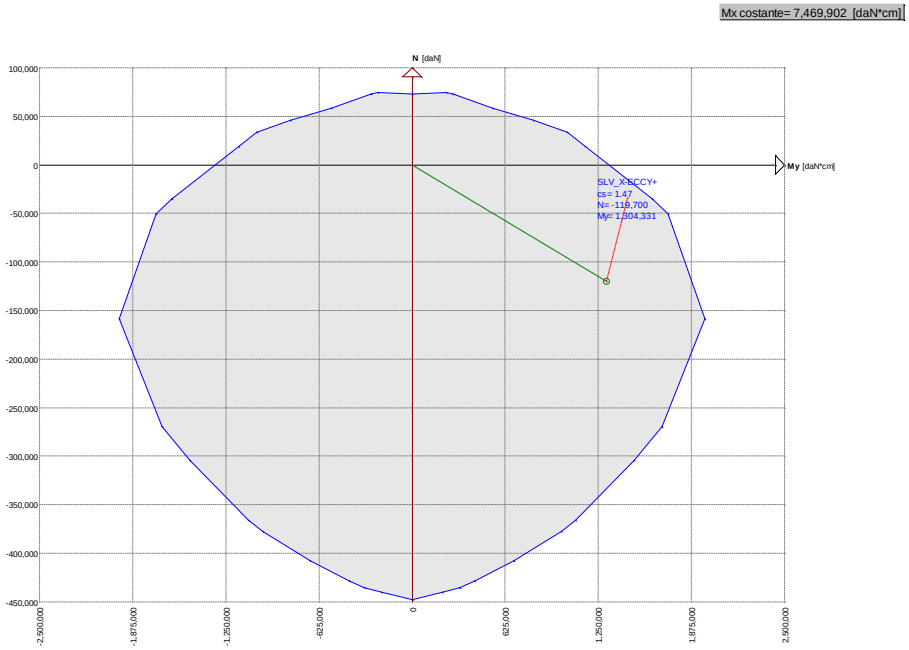




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X-ECC Y+.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 747 kNm
M_y = 130 kNm
N = -1197 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.47. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 6 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.71.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 287 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2255 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX-, risulta pari a V_{sd} = 246 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1307 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1000 + 1000}{4.55} = 483kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1307 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 2 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	320 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1593 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1307 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
vmin	0.376				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 239 kN
VRd min = 206 kN

Se VEd > 239 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	226 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	560 mm =
ρw	0.0071	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**630 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 741 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **29.99** °
cot(TETA) **1.73** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 966 kN **(VRsd max 966 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 558 kN **(VRsd max 1116 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1394 kN **(VRsd max 769 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.732543 VRsd = 966 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.732543 VRcd = 950 kN

VRd = 950 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.55 m

11.3.17. Pilastro 32x40 cm piano quinto allineamento 11

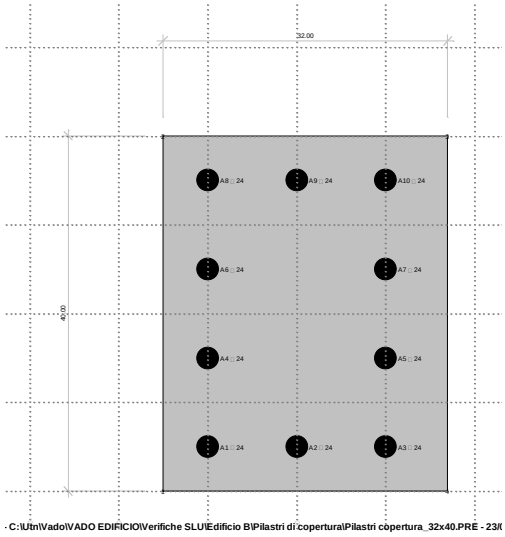
11.3.17.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ24/11cm sul lato corto e ϕ24/13cm sul lato lungo.

As = 10 * 4.52 = 45.2 cm^2

Ac = 32 * 40 = 1280 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.5% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV Y.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

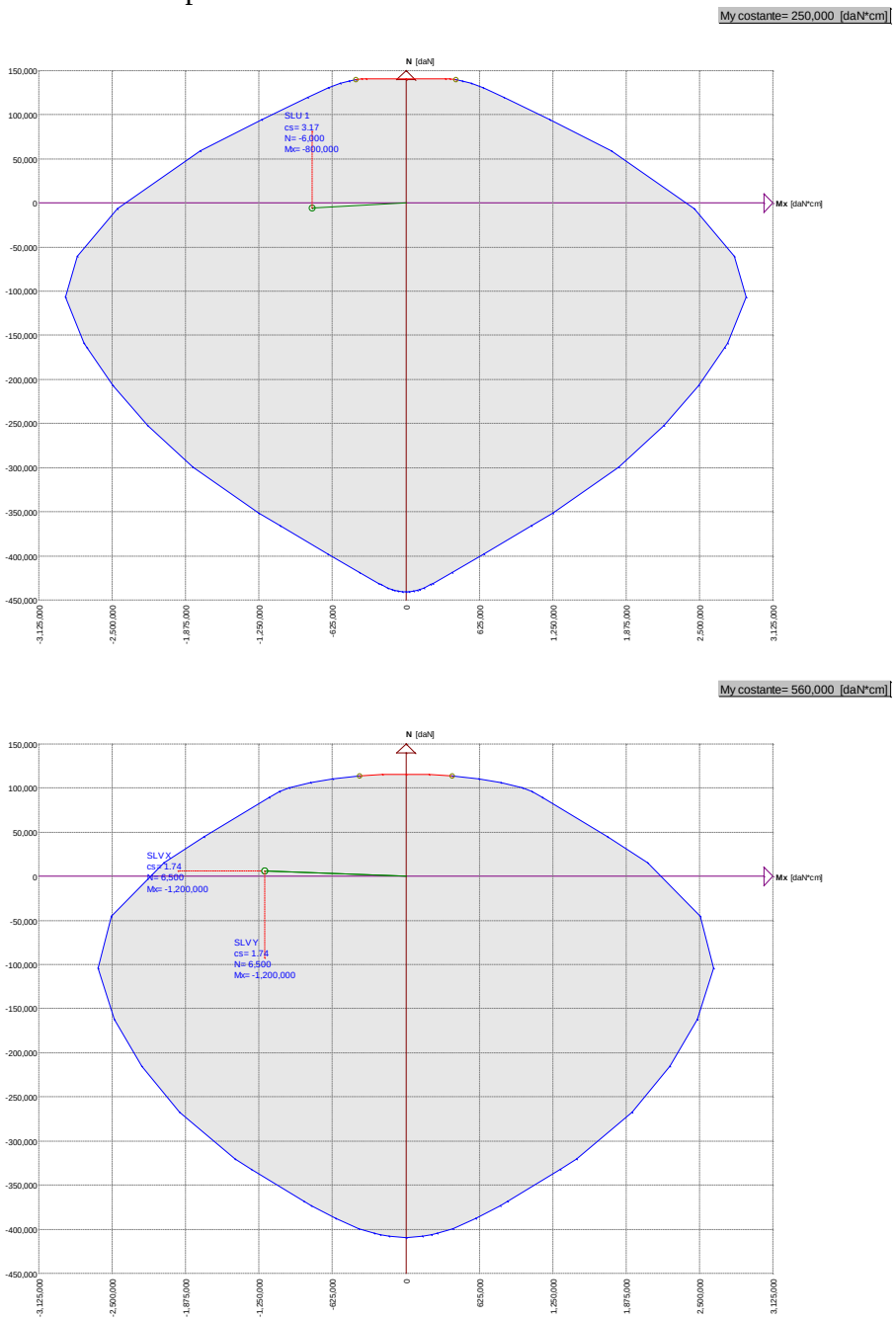
M_x = 120 kNm

M_y = 56 kNm

N = -65 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.74. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.17.



La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-2_qp.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

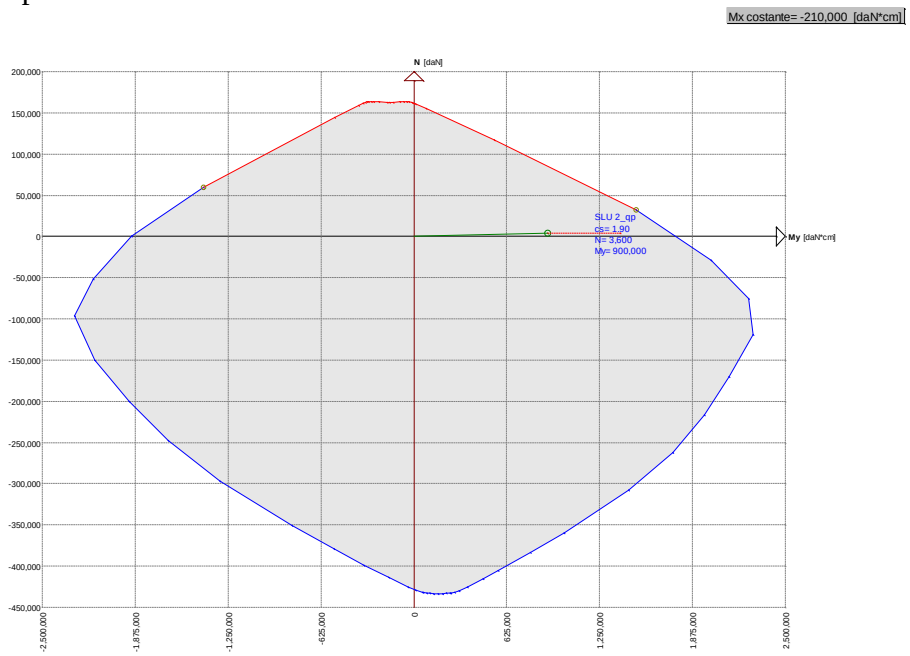
M_x = 21 kNm

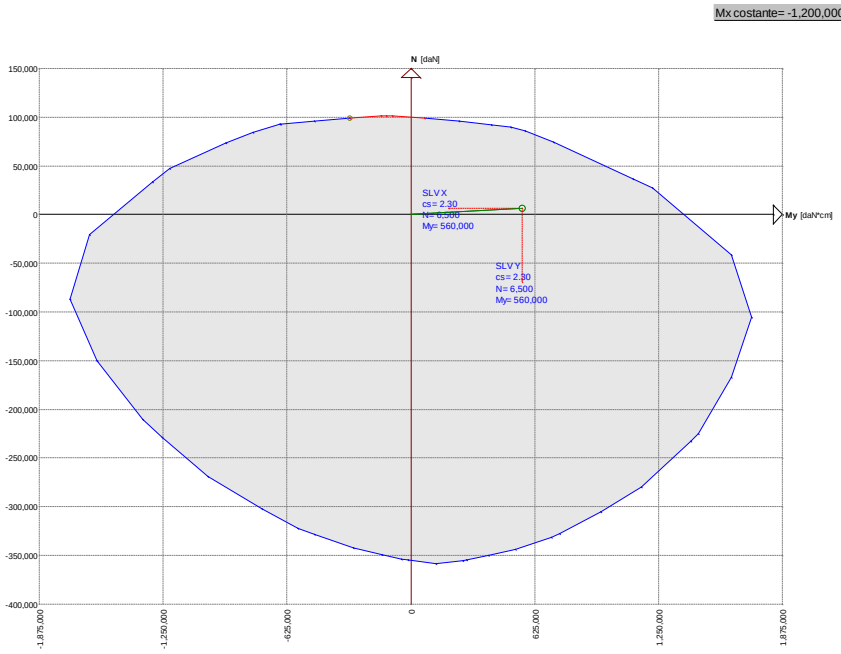
M_y = 90 kNm

N = 36 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.90. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.30.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2_qp, risulta pari a V_{sd} = 50 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -60 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y, risulta pari a V_{sd} = 60 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -63 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 2 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	400 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	350 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1594 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	60 kN	σcp	0.300 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.756				
vmin	0.461				
ρl	0.009	<	0.02		
VRd =	**121 kN**				
VRd min =	**88 kN**				
Se VEd >	**121 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	280 mm =
ρw	0.0031	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**315 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1159 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	**19.47** °		
cot(TETA)	**2.83**	ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**548 kN**	**(VRsd max**	**548 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**194 kN**	**(VRsd max**	**872 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**484 kN**	**(VRsd max**	**601 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:

Per cot(TETA) =	**2.5**	**VRsd =**	**484 kN**

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.017
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:

Per cot(TETA) =	**2.5**	**VRcd =**	**501 kN**

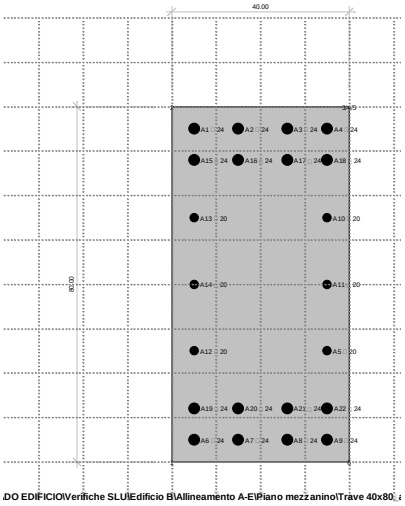
VRd = 484 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.39 m

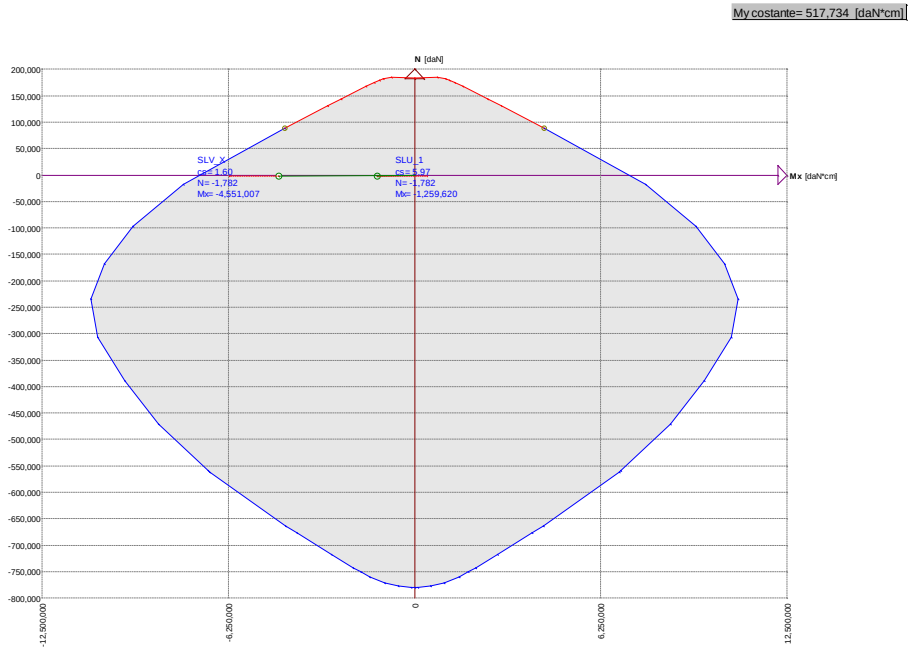
11.3.18. Trave longitudinale piano mezzanino allineamento A-E

11.3.18.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = 455 kNm

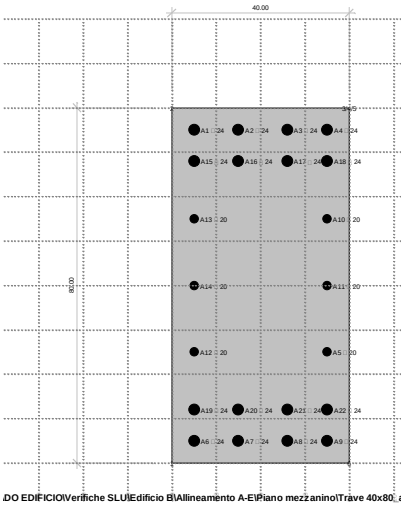
M_y = 52 kNm

N_{comp} = -18 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.6. La sezione è pertanto verificata.

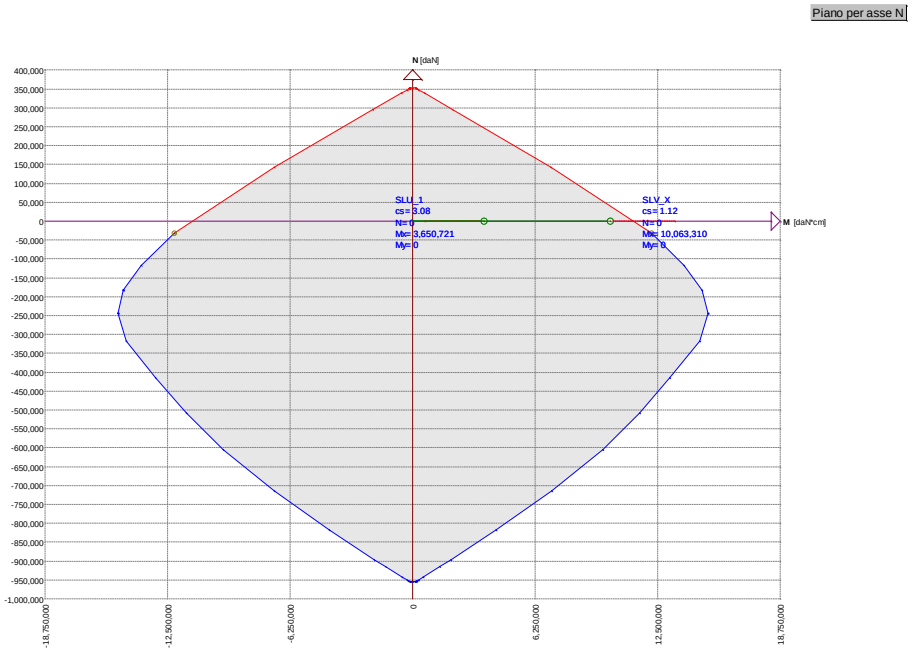
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.97.

11.3.18.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 4+4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4+4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = -1006 kNm

M_y = 0 kNm

N_{comp} = -18 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.12. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

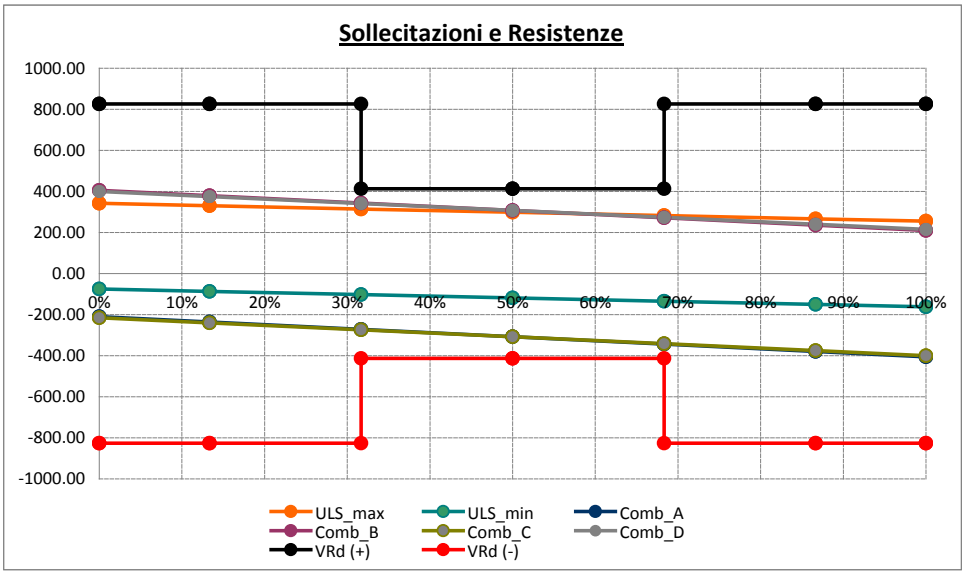
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

V_{sd} = 207 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, risulta pari a V_{sd} = 342 kN.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**-209.70 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-405.30 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**405.30 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**209.70 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**-215.10 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-399.90 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**399.90 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**215.10 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	825.71	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	971.34	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**825.71**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3619 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 184 kN
VRd min = 111 kN

Se VEd > 184 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0039	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 927 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **21.88** °
cot(TETA) **2.49** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1033 kN (VRsd max 1033 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 415 kN (VRsd max 1494 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1037 kN (VRsd max 1031 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4905962 VRsd = 1033 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4905962 VRcd = 846 kN

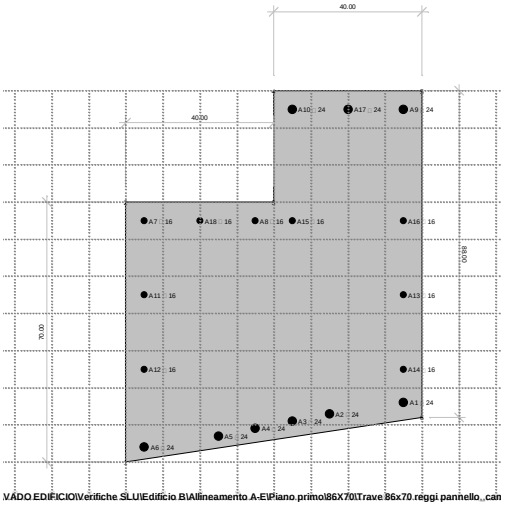
VRd = 846 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

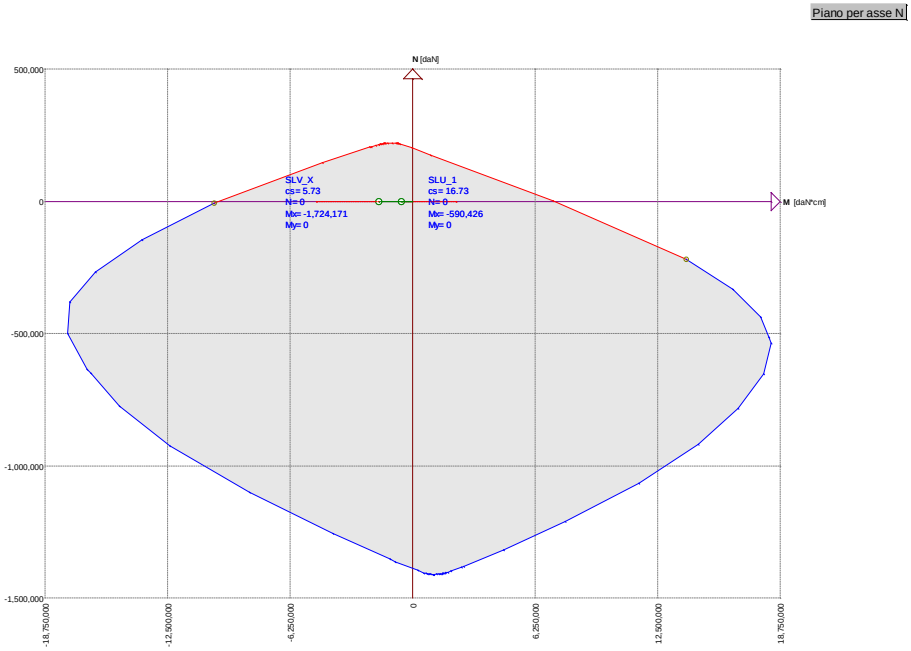
11.3.19. Trave longitudinale 40x70 cm piano primo allineamento A-E

11.3.19.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24 + 5ϕ16 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

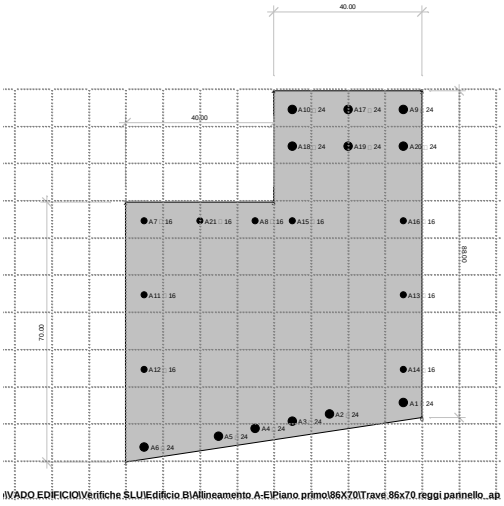
M_x = 172 kNm

N_{comp} = -11 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 5.73. La sezione è pertanto verificata.

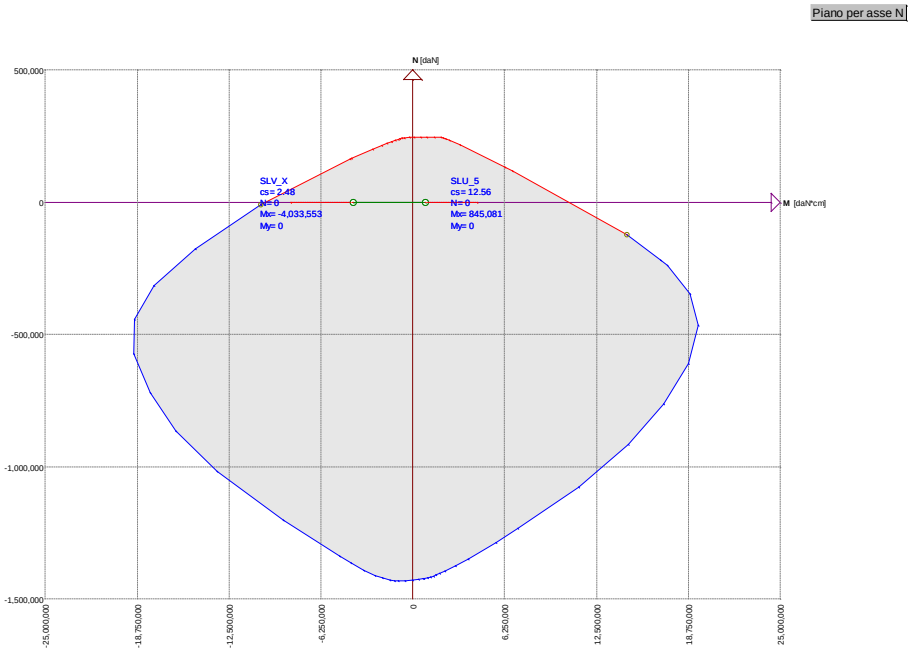
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 16.73.

11.3.19.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 6ϕ24 + 5ϕ16 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = -403 kNm

N_{comp} = -17 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.48. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 12.56.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, risulta pari a V_{sd} = 140 kN.

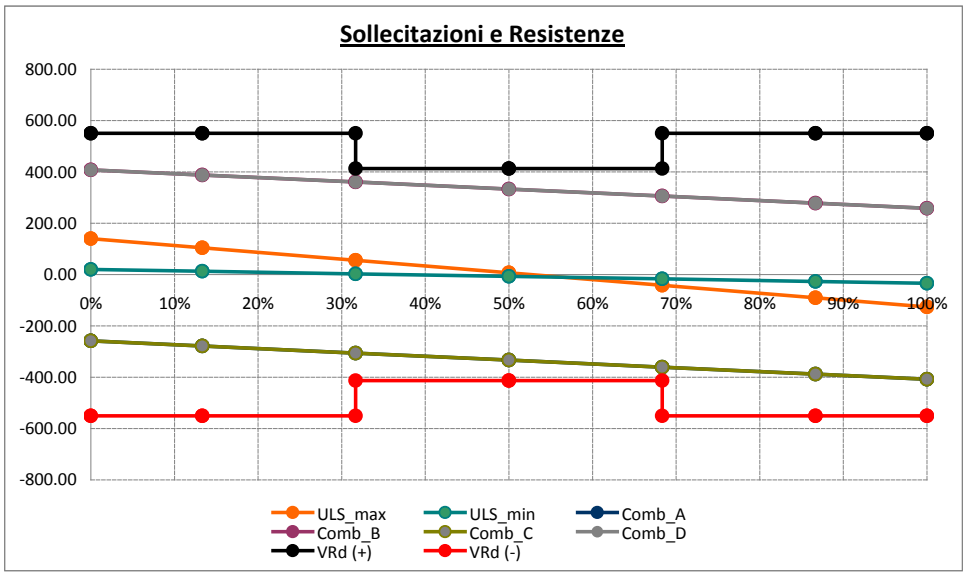
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5, è:

V_{sd} = 84 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**-258.17 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-408.17 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**408.17 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**258.17 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**-258.17 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-408.17 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**408.17 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**258.17 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	550.47	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	971.34	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**550.47**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3186 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.011	<	0.02		

VRd = 177 kN
VRd min = 111 kN

Se VEd > 177 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0026	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **17.71** °
cot(TETA) **3.13** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 866 kN (VRsd max 866 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 277 kN (VRsd max 1494 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 691 kN (VRsd max 1031 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 691 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 844 kN

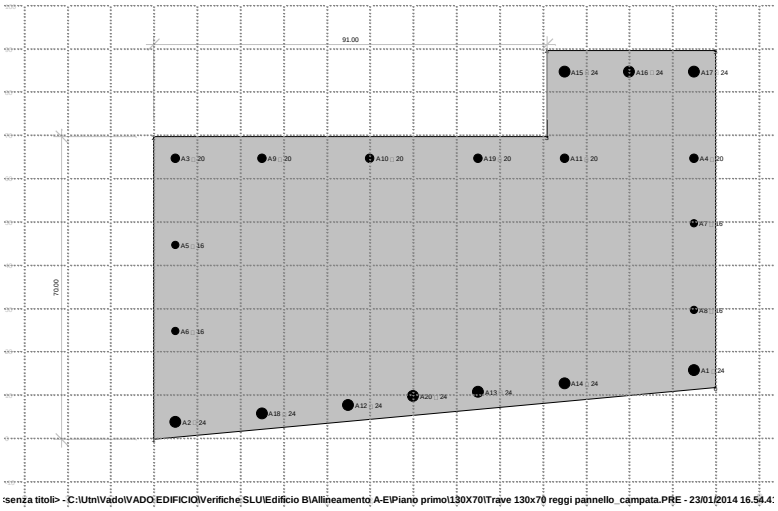
VRd = 691 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

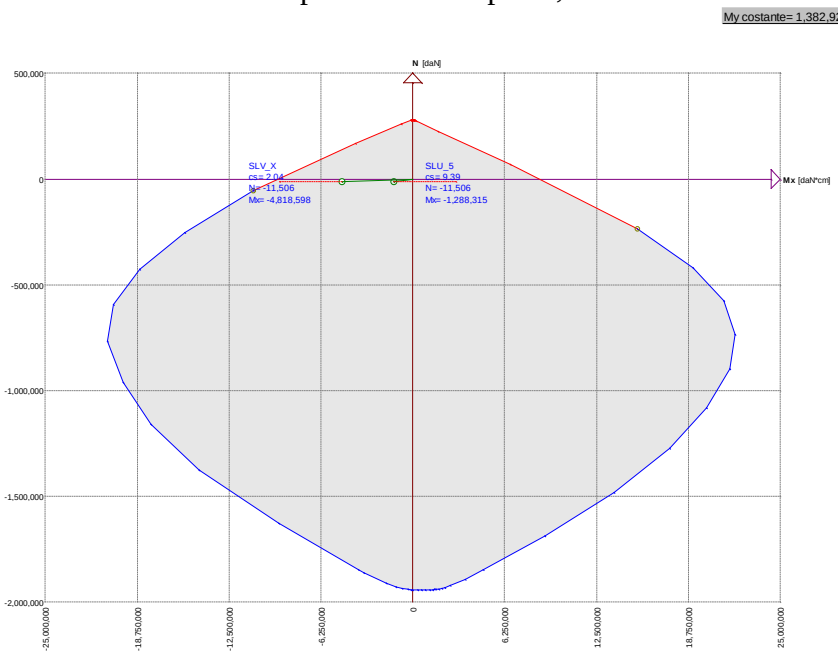
11.3.20. Trave longitudinale 130x70 cm piano primo allineamento A-E

11.3.20.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ24 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24 + 6ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = 482 kNm

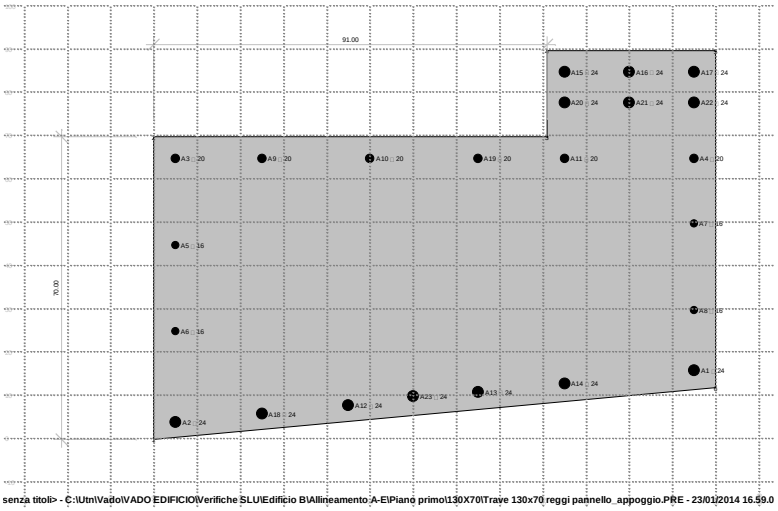
M_y = 138 kNm

N_{comp} = -115 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.04. La sezione è pertanto verificata.

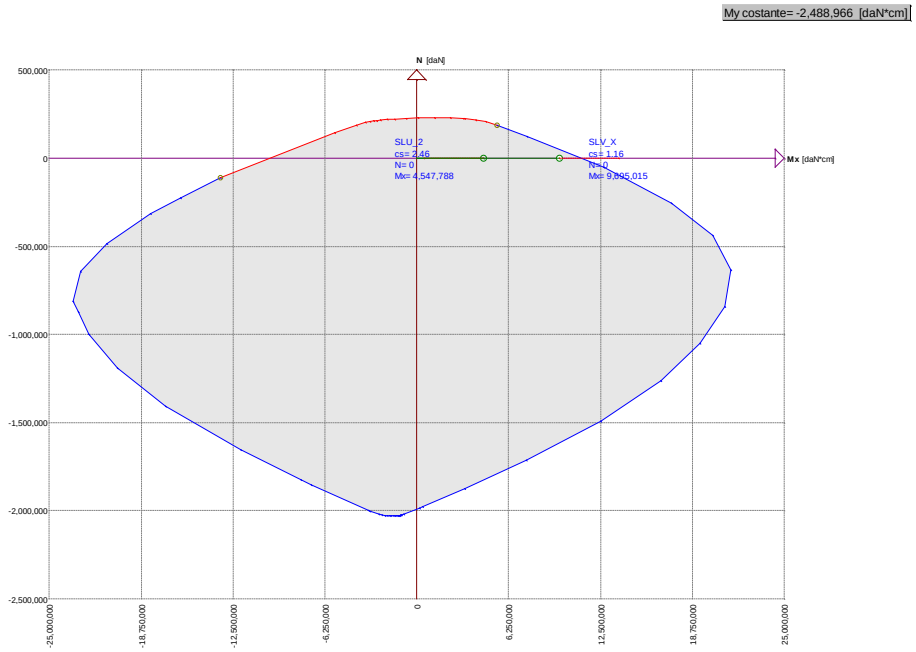
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 9.39.

11.3.20.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ24 come armatura resistente inferiore e 6ϕ24 + 6ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = -969 kNm

M_y = 248 kNm

N_{comp} = -4 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.15. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 2 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.67.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, è:

V_{sd} = 358 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 2 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2714 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.009	<	0.02		

VRd = 168 kN
VRd min = 111 kN

Se VEd > 168 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0026	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **17.71** °
cot(TETA) **3.13** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 866 kN (VRsd max 866 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 277 kN (VRsd max 1494 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 691 kN (VRsd max 1031 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 691 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 844 kN

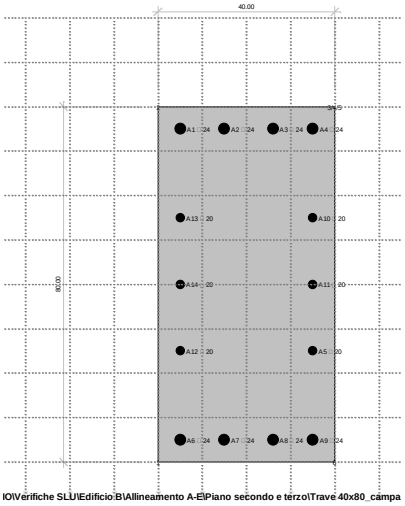
VRd = 691 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

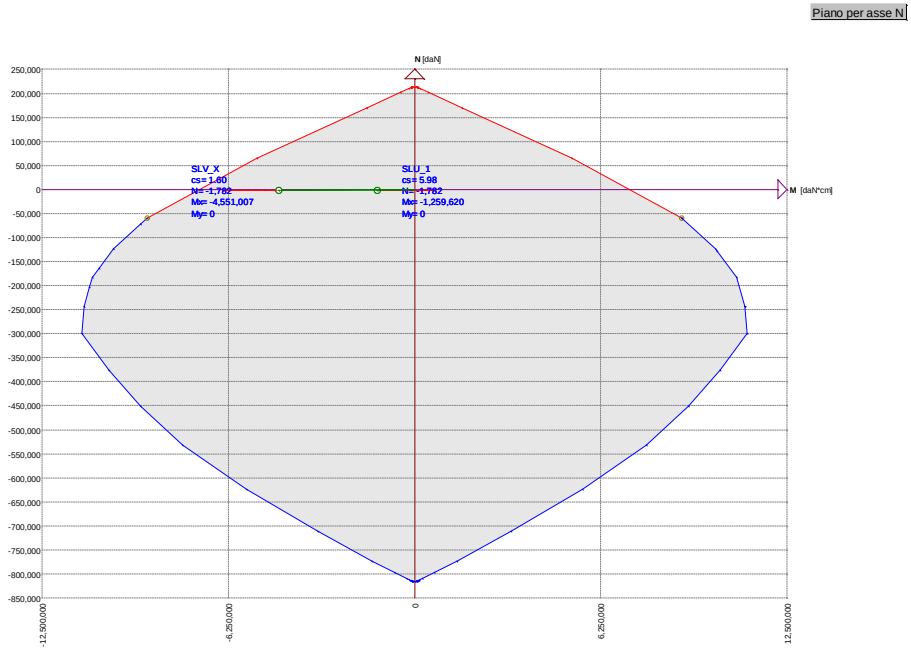
11.3.21. Trave longitudinale piano secondo e terzo allineamento A-E

11.3.21.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = 455 kNm

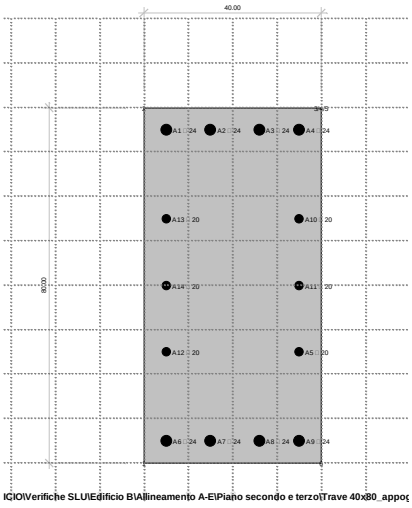
M_y = 52 kNm

N_{comp} = -17 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.60. La sezione è pertanto verificata.

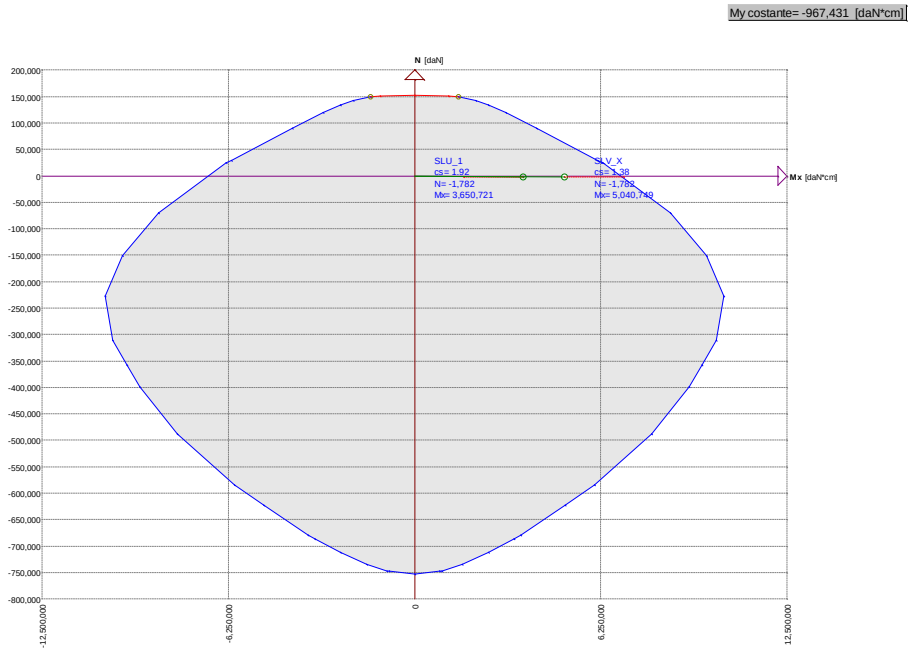
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.98.

11.3.21.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = -504 kNm

M_y = 97 kNm

N_{comp} = -17 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.38. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.92.

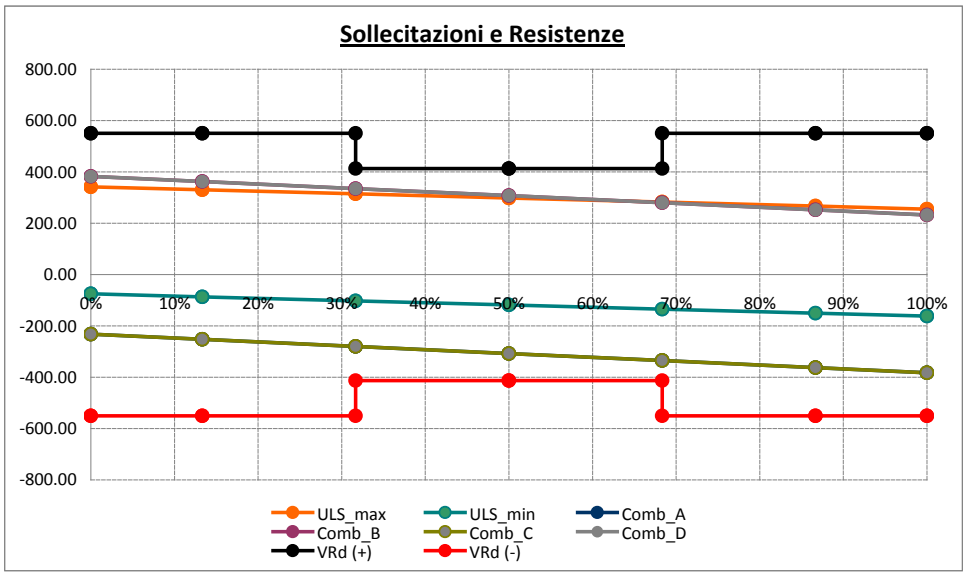
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2_qc, è:

V_{sd} = 233 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**-232.50 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-382.50 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**382.50 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**232.50 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**-232.50 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-382.50 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**382.50 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**232.50 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	550.47	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	971.34	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**550.47**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1810 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 146 kN
VRd min = 111 kN

Se VEd > 146 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0026	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **17.71** °
cot(TETA) **3.13** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 866 kN (VRsd max 866 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 277 kN (VRsd max 1494 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 691 kN (VRsd max 1031 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 691 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 844 kN

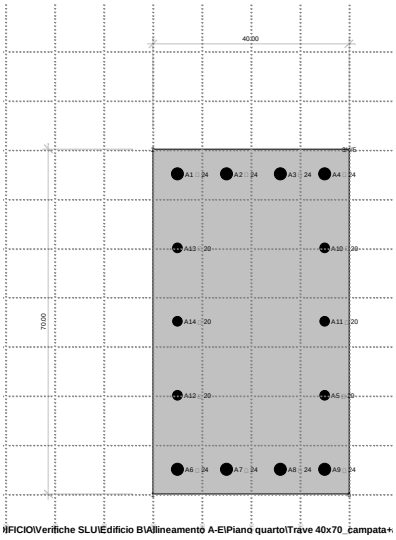
VRd = 691 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

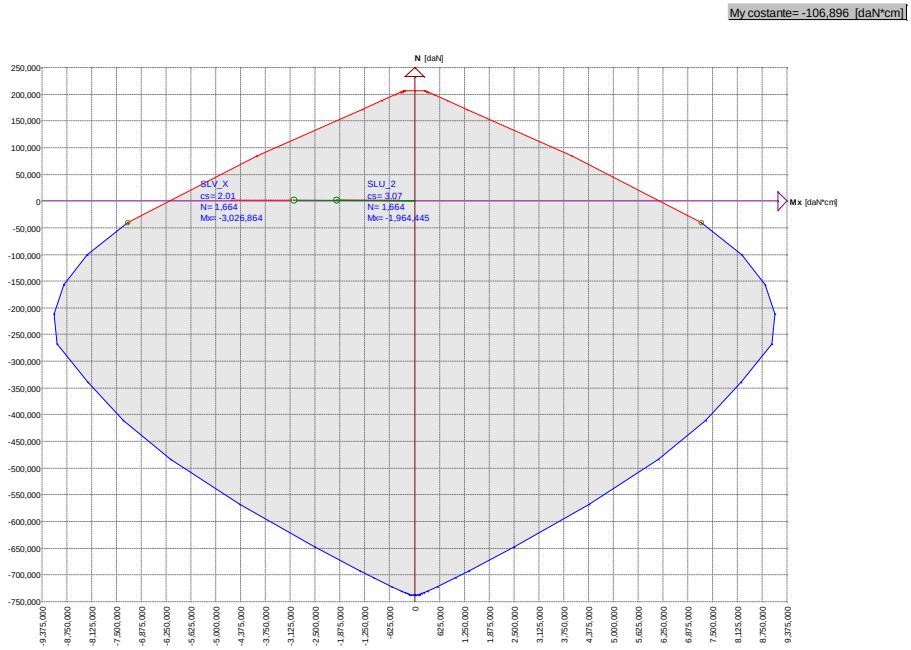
11.3.22. Trave longitudinale piano quarto allineamento A-E

11.3.22.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

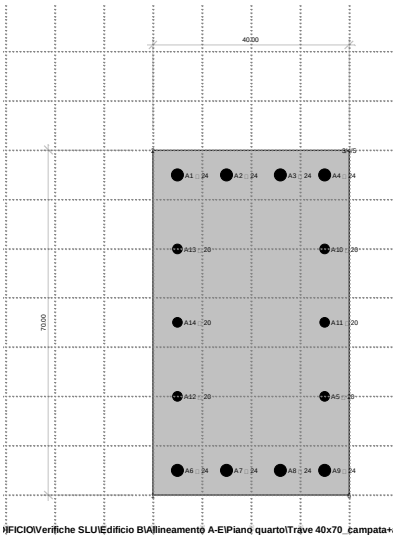
M_x = 302 kNm

M_y = 11 kNm

N_{traz} = 17 kN

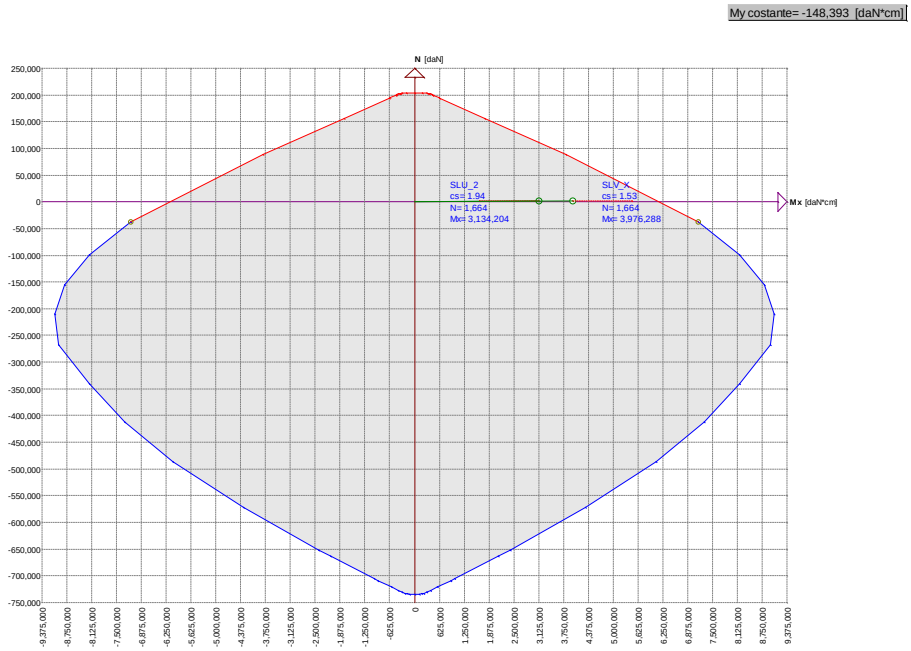
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.01. La sezione è pertanto verificata.

11.3.22.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 4ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = -397 kNm

M_y = 15 kNm

N_{comp} = -17 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.53. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, è:

V_{sd} = 397 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 2 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1810 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 136 kN
VRd min = 100 kN

Se VEd > 136 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0026	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **17.71** °
cot(TETA) **3.13** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 751 kN (VRsd max 751 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 240 kN (VRsd max 1295 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 599 kN (VRsd max 893 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 599 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 732 kN

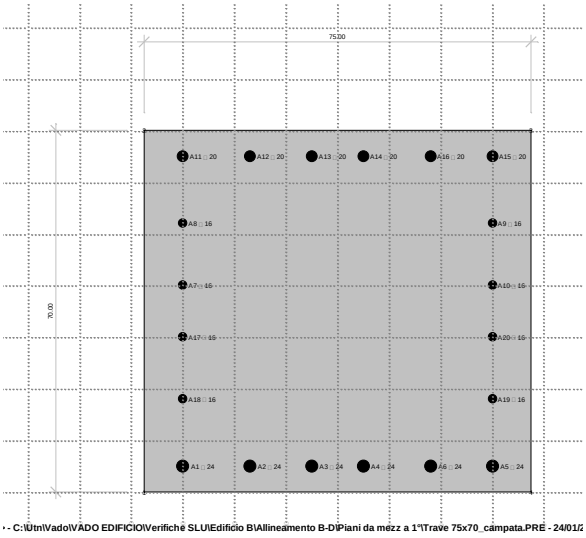
VRd = 599 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

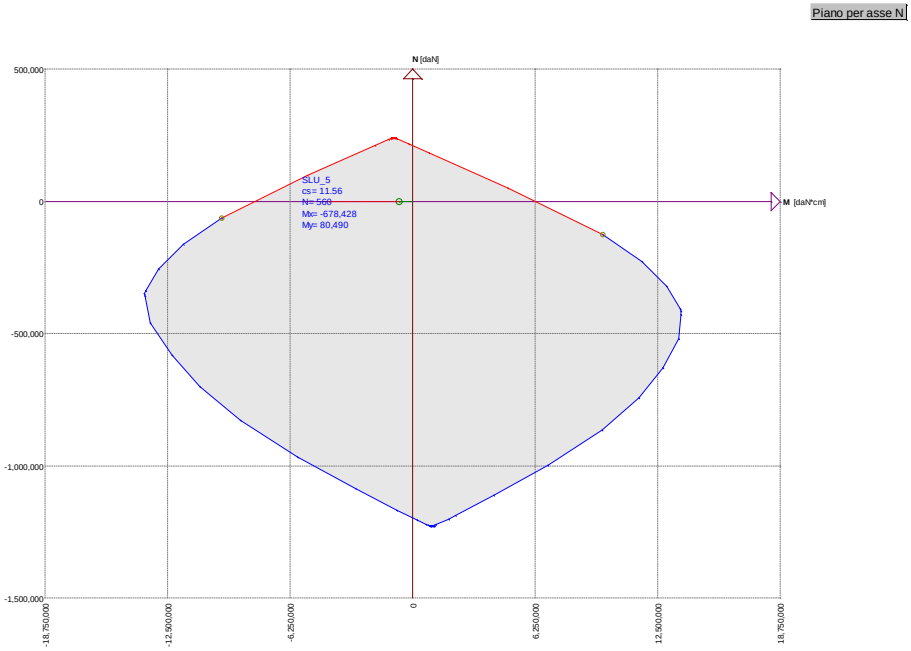
11.3.23. Trave longitudinale piano mezzanino e primo allineamento B-D

11.3.23.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 6ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5, sono pari a:

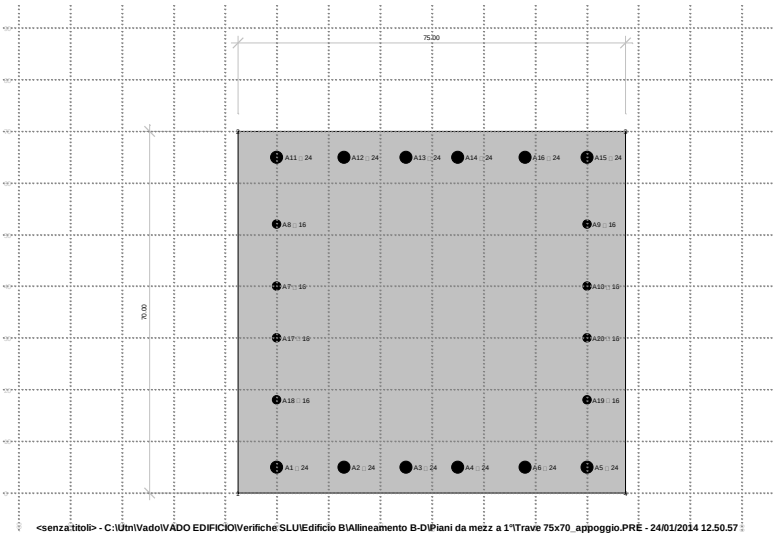
M_x = 68 kNm

M_y = 8 kNm

N_{traz} = 5 kN

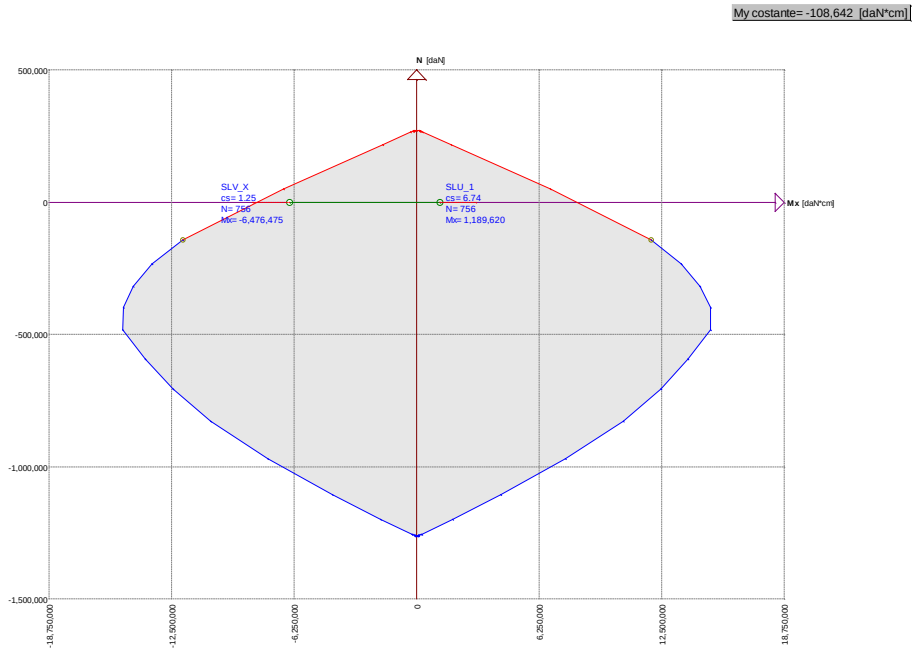
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 11.51. La sezione è pertanto verificata.

11.3.23.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 6ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = -647 kNm

M_y = 11 kNm

N_{traz} = 7 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.25. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 6.7.

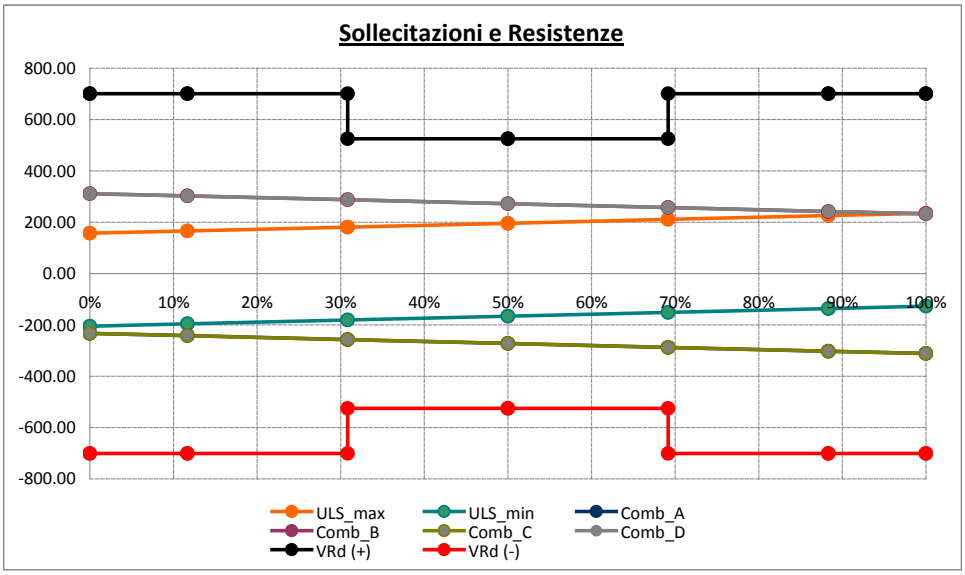
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, è:

V_{sd} = 205 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 75 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ8/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**-232.96 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-311.71 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**311.71 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**232.96 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**-232.96 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-311.71 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**311.71 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**232.96 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**8.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	630.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	192.00	[mm]
	s_{min}	=	157.50	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	201.06	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**23.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	23.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.36	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	700.62	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1438.75	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**700.62**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2714 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 238 kN
VRd min = 187 kN

Se VEd > 238 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	8 mm				
Asw	201 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0018	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 14.56 °
cot(TETA) 3.85 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1182 kN (VRsd max 1182 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 307 kN (VRsd max 2428 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 767 kN (VRsd max 1675 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 767 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1372 kN

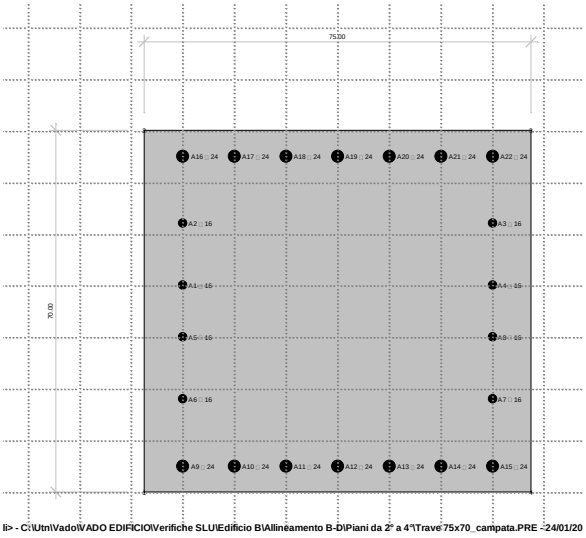
VRd = 767 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

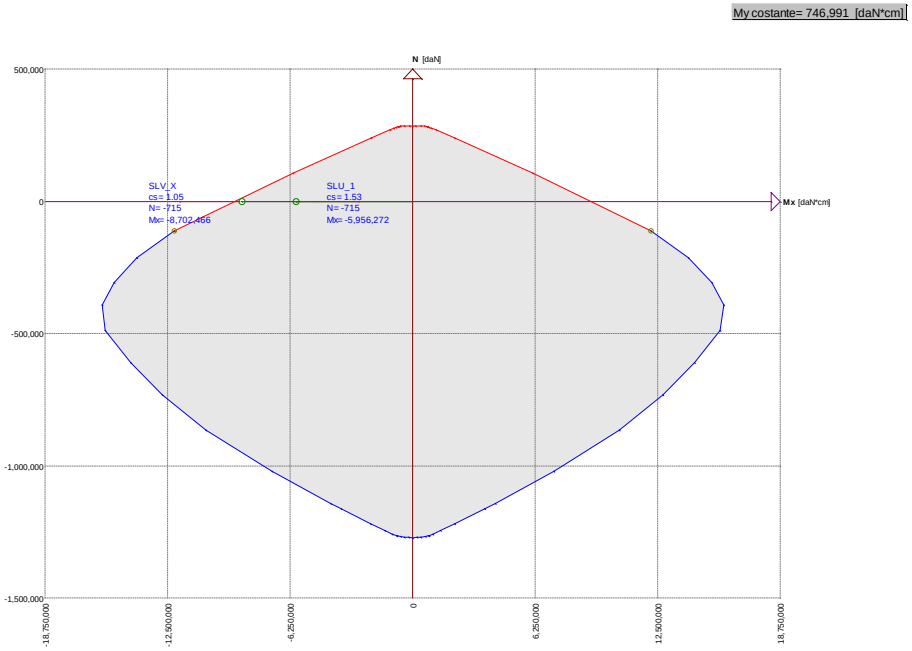
11.3.24. Trave longitudinale piani secondo, terzo e quarto allineamento B-D

11.3.24.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = 870 kNm

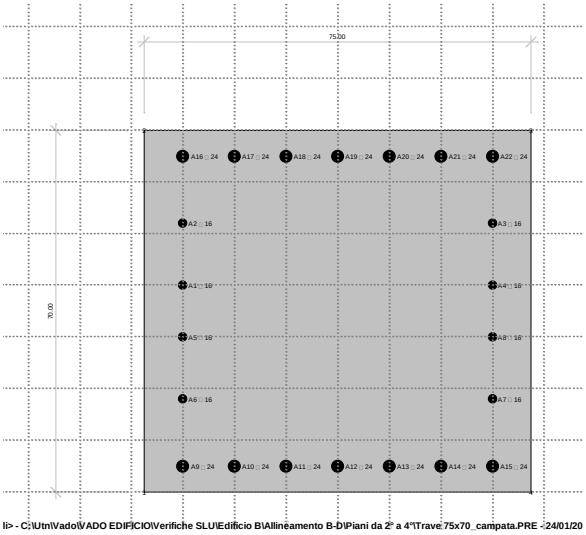
M_y = 76 kNm

N_{comp} = -7 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.05. La sezione è pertanto verificata.

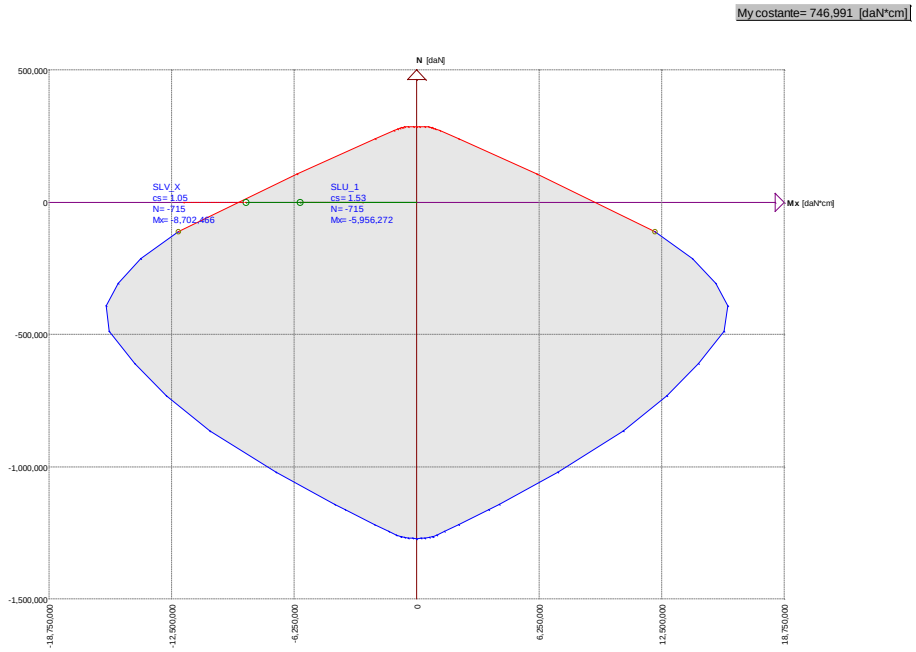
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.53.

11.3.24.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = -917 kNm

M_y = 17 kNm

N_{comp} = -4 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.51. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.53.

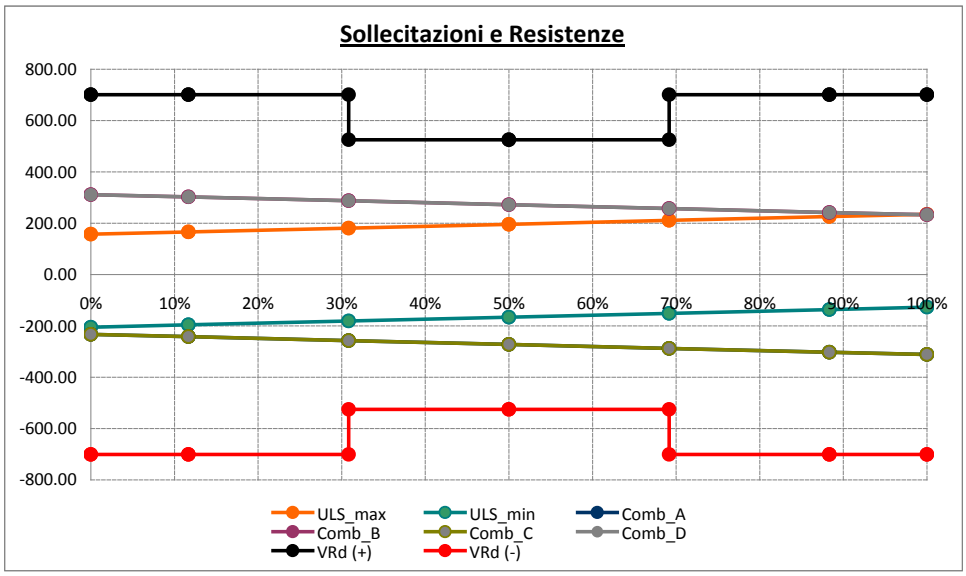
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:

V_{sd} = 251 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 75 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ8/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**-232.96 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-311.71 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**311.71 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**232.96 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**-232.96 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-311.71 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**311.71 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**232.96 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**8.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	630.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	192.00	[mm]
	s_{min}	=	157.50	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	201.06	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**23.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	23.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.36	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	700.62	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1438.75	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**700.62**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3167 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 250 kN
VRd min = 187 kN

Se VEd > 250 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	4		
ϕstaffa	8 mm		
Asw	201 mm²		
s	150 mm	passo delle staffe	(s max = 520 mm =
ρw	0.0018	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**585 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 14.56 °
cot(TETA) 3.85 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1182 kN (VRsd max 1182 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 307 kN (VRsd max 2428 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 767 kN (VRsd max 1675 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 767 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1372 kN

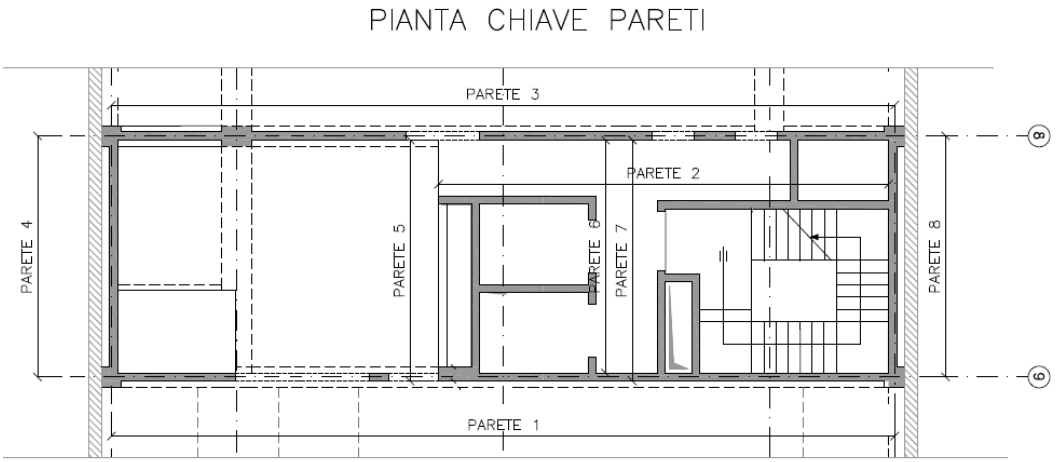
VRd = 767 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

11.3.25. Nucleo in c.a.

Di seguito si riporta lo schema considerato per la verifica delle pareti.



Per semplicità di rappresentazione si riportano di seguito le verifiche a presso-flessione e taglio per gli stati limite ultimi e di vita delle sole sezioni ai piani maggiormente sollecitati.

11.3.25.1 Verifica parete 1

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	19800.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	3960.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	7920.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	11880.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	17820.00	[mm]

<u>Verifica presso-flessione</u>

Sollecitazioni di calcolo:

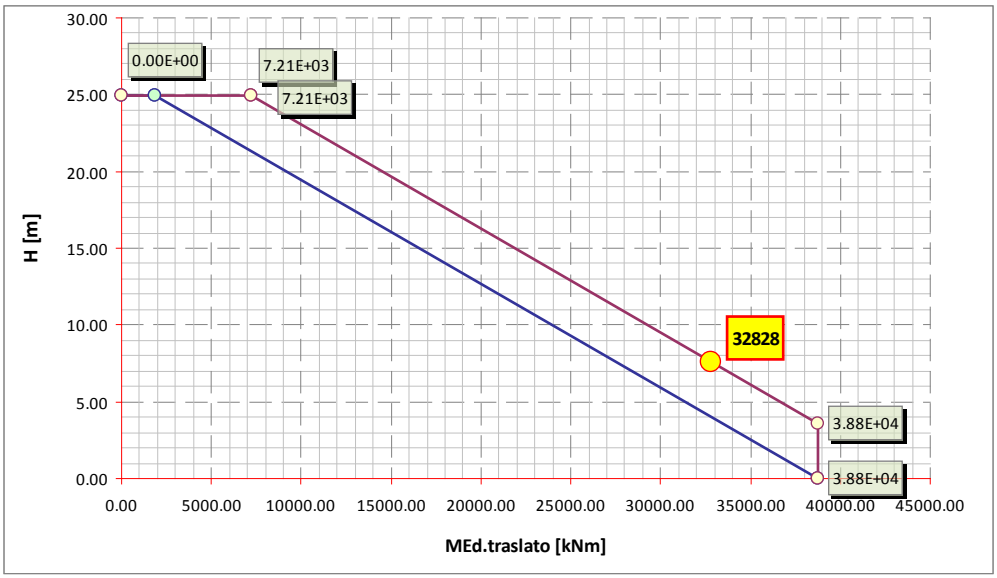
$N_{Ed,SLV,min}$ = -9009 kN

$M_{Ed,ver}$ = 32828 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 32828 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/15.



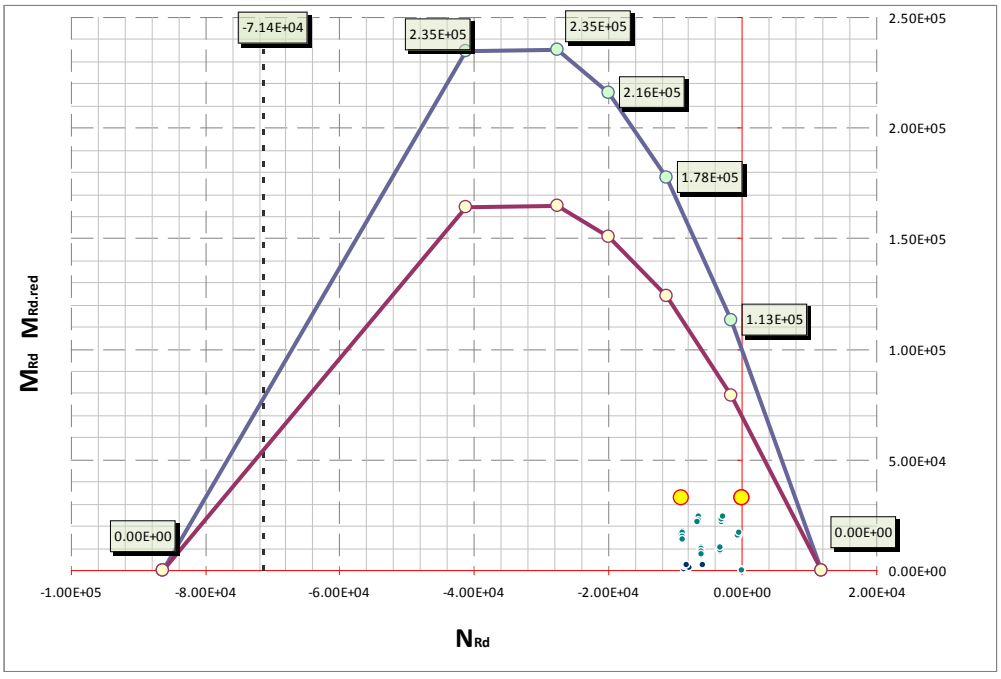


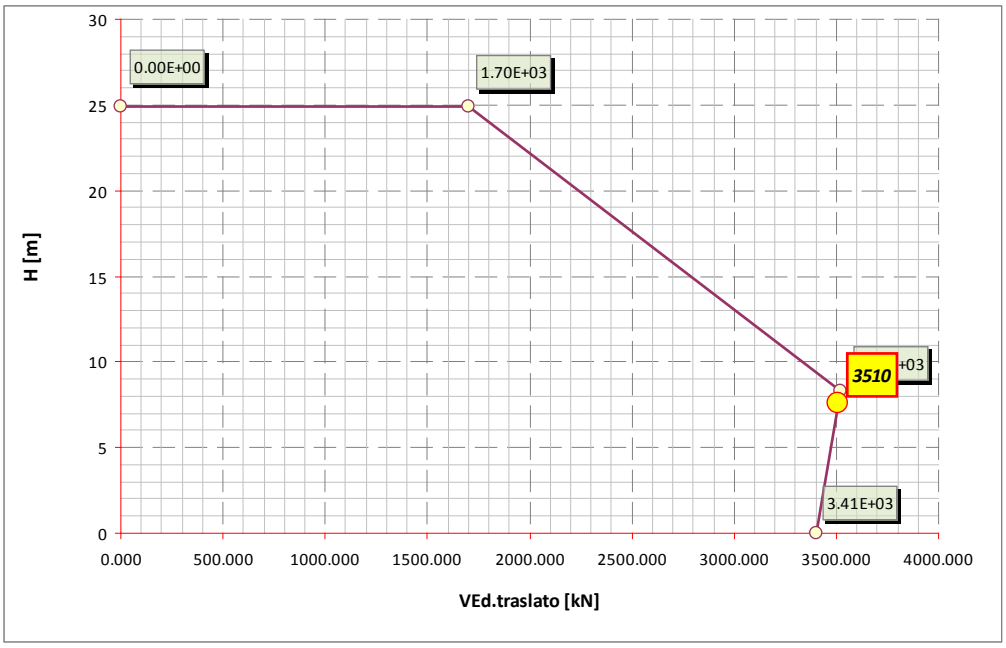
FIGURA 11.6 - PARETE 1 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 3885 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 5828 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 13209 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ10/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 14972 kN > $V_{Ed,SLV}$

Verifica di scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	SI	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	30134	[mm^2]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	3361.19	[kN]
	$V_{dd,2}$	2947.91	[kN]
	$V_{dd,min}$	**2947.91**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.52	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	2578.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	19765.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.130	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	17820.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	32827.95	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	2028.13	[kN]
	$V_{fd,2}$	1643.24	[kN]
	$V_{fd,min}$	**1643.24**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	12.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	36.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	40.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	4524	[mm^2]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	V_{id}	**1432.14**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$V_{Rd,S}$	**6023.28**	**[kN]**
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0.97**	**OK**

11.3.25.2 Verifica parete 2

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	11350.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	2270.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	4540.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	6810.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	10215.00	[mm]

Verifica presso-flessione

Sollecitazioni di calcolo:

$N_{Ed,SLV,min}$ = -3009 kN

$M_{Ed,ver}$ = 4224 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 4224 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/15.

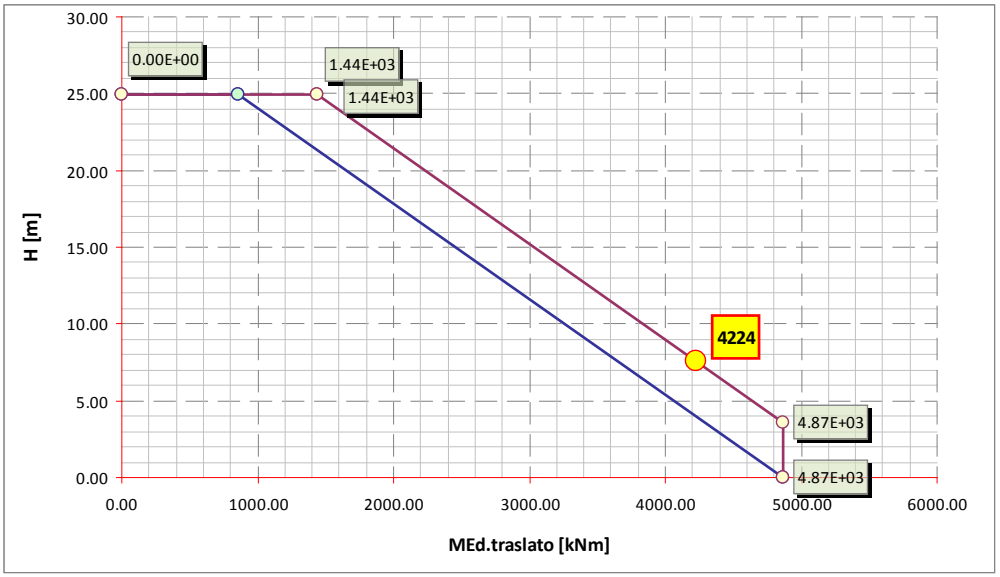




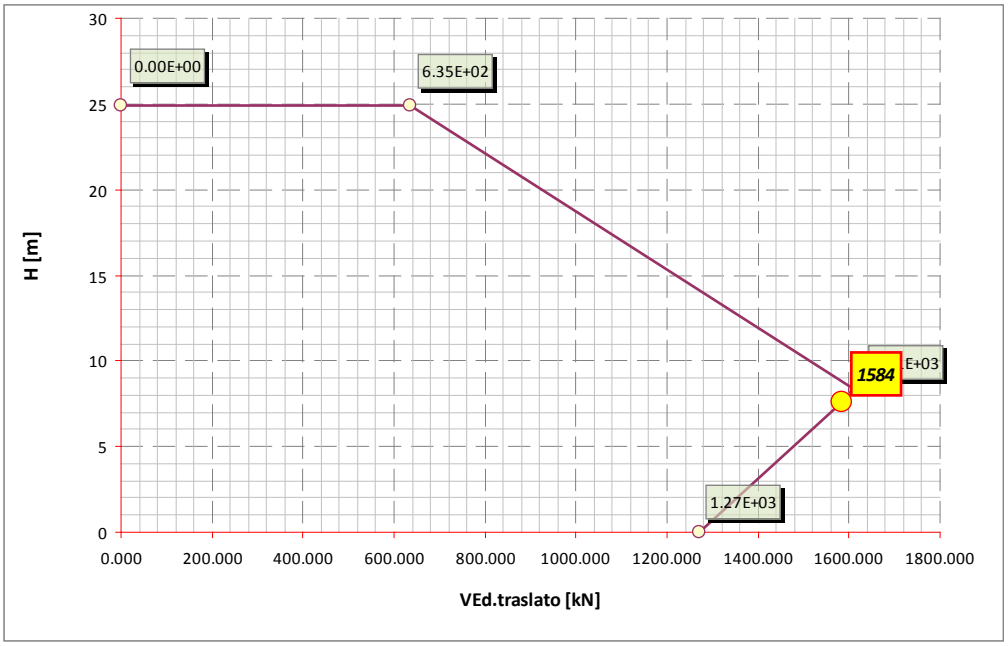
FIGURA 11.7 - PARETE 2 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 1613 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 2420 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 7572 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ10/15.

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 8582 kN > $V_{Ed,SLV}$

11.3.25.3 Verifica parete 3

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	19800.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	3960.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	7920.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	11880.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	17820.00	[mm]

Verifica presso-flessione

Sollecitazioni di calcolo:

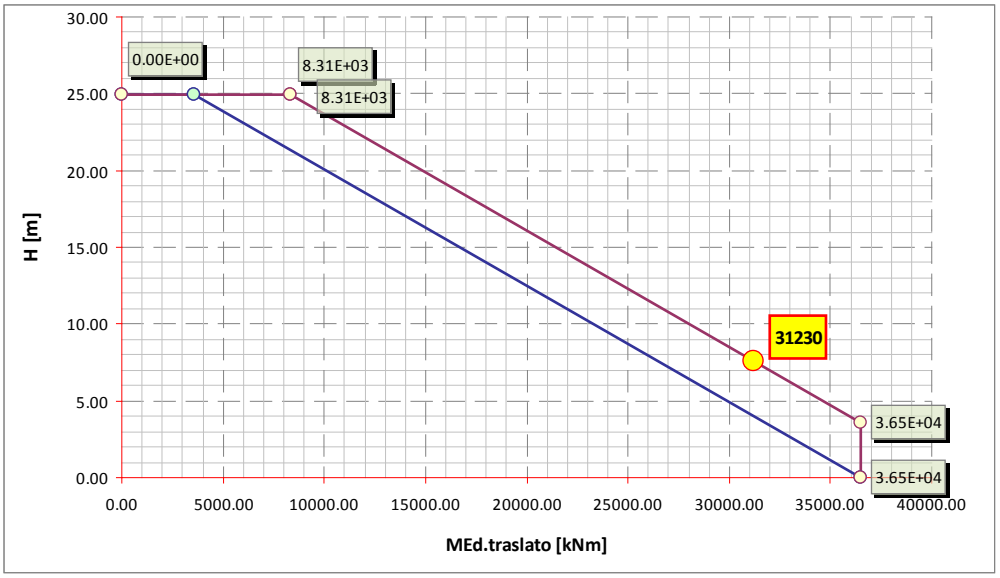
$N_{Ed,SLV,min}$ = -8157 kN

$M_{Ed,ver}$ = 31230 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 31230 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/15.



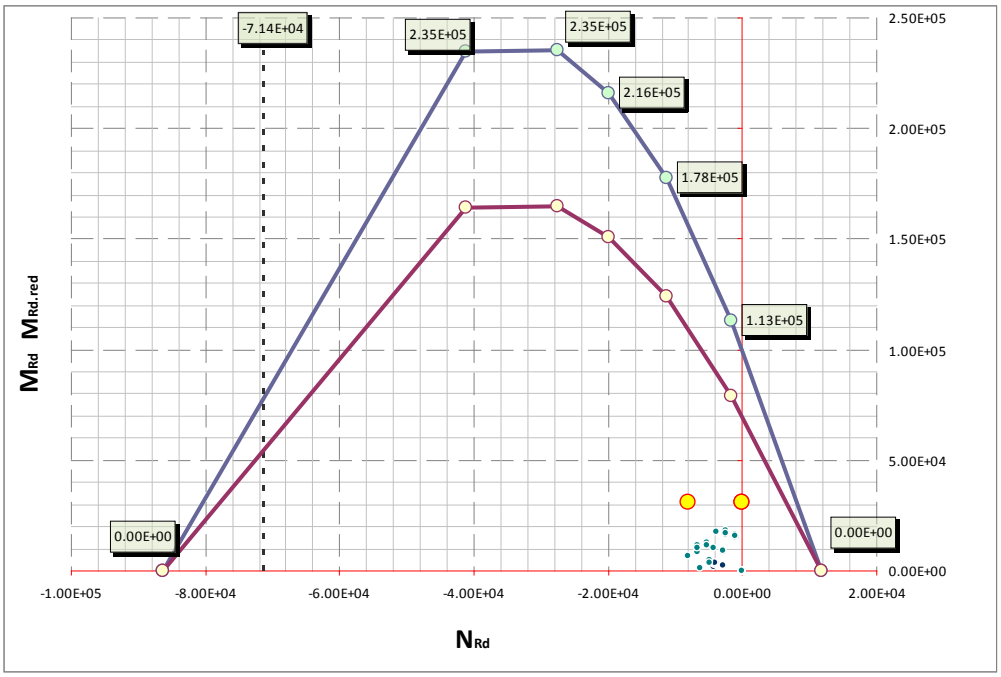


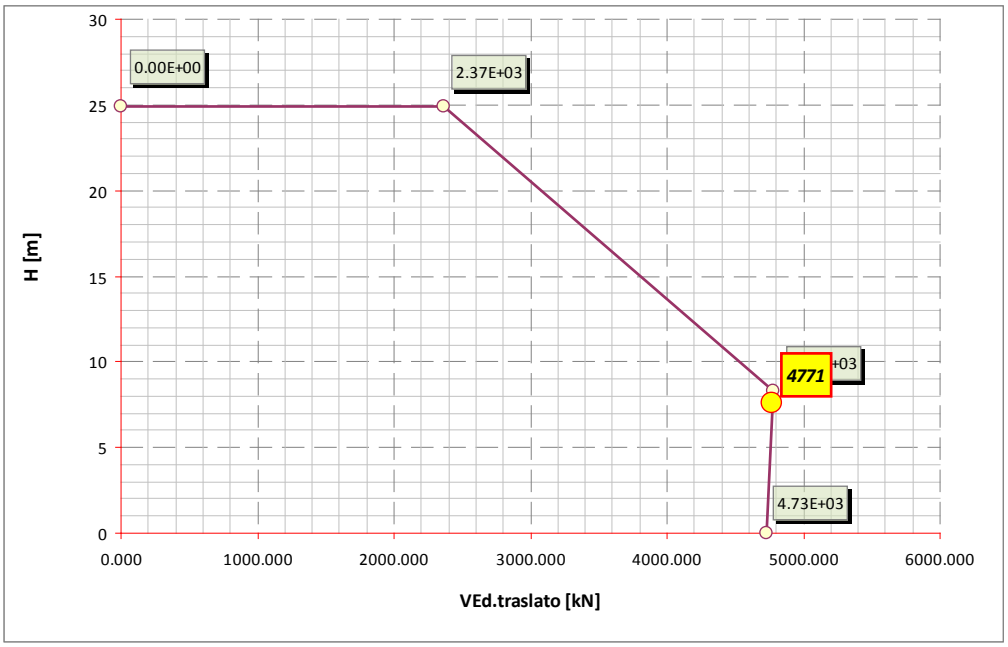
FIGURA 11.8 - PARETE 3 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 4775 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 7163 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 13209 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ10/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 14972 kN > $V_{Ed,SLV}$

Verifica di scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	SI	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	30134	[mm²]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	3361.19	[kN]
	$V_{dd,2}$	2947.91	[kN]
	$V_{dd,min}$	**2947.91**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.52	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	2745.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	19765.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.139	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	17820.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	31229.69	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	2034.09	[kN]
	$V_{fd,2}$	1749.69	[kN]
	$V_{fd,min}$	**1749.69**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	16.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	36.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	40.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	8042	[mm²]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	**V_{id}**	**2546.02**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$V_{Rd,S}$	7243.62	[kN]
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	0.99	OK

11.3.25.4 Verifica parete 4

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	2250.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	21200.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3533.33	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	450.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	900.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	1350.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	2025.00	[mm]

<u>Verifica presso-flessione</u>

Sollecitazioni di calcolo:

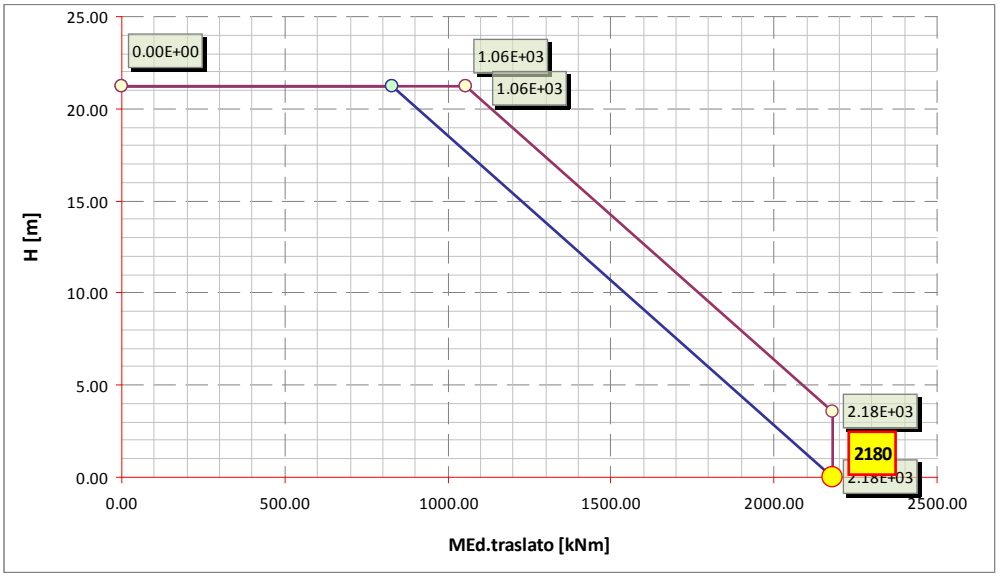
$N_{Ed,SLV,min}$ = -2088 kN

$M_{Ed,ver}$ = 2180 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 2180 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/10.



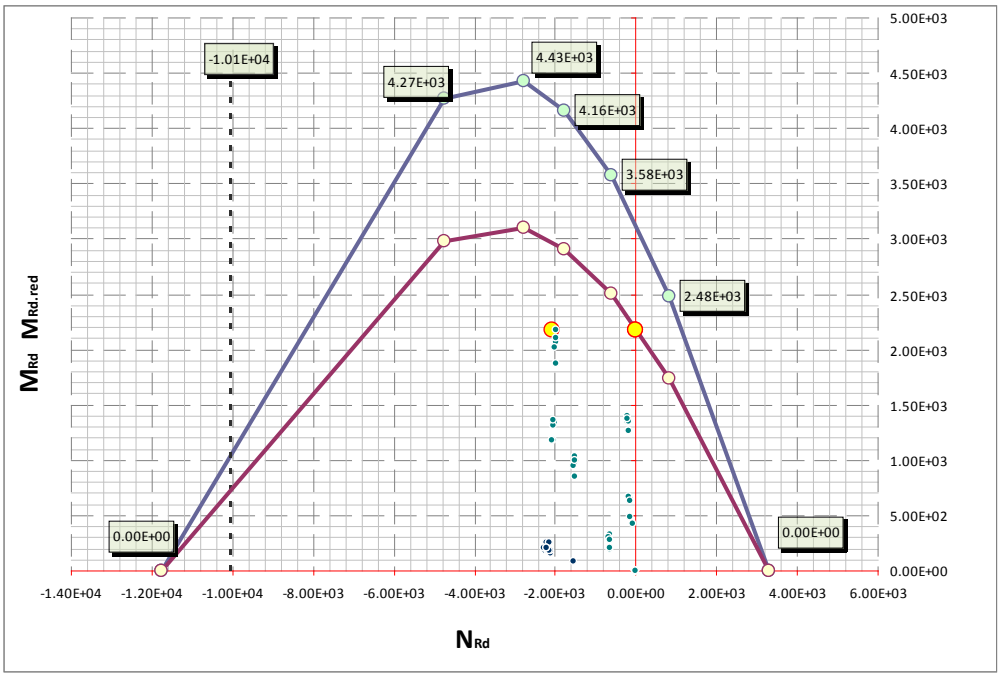


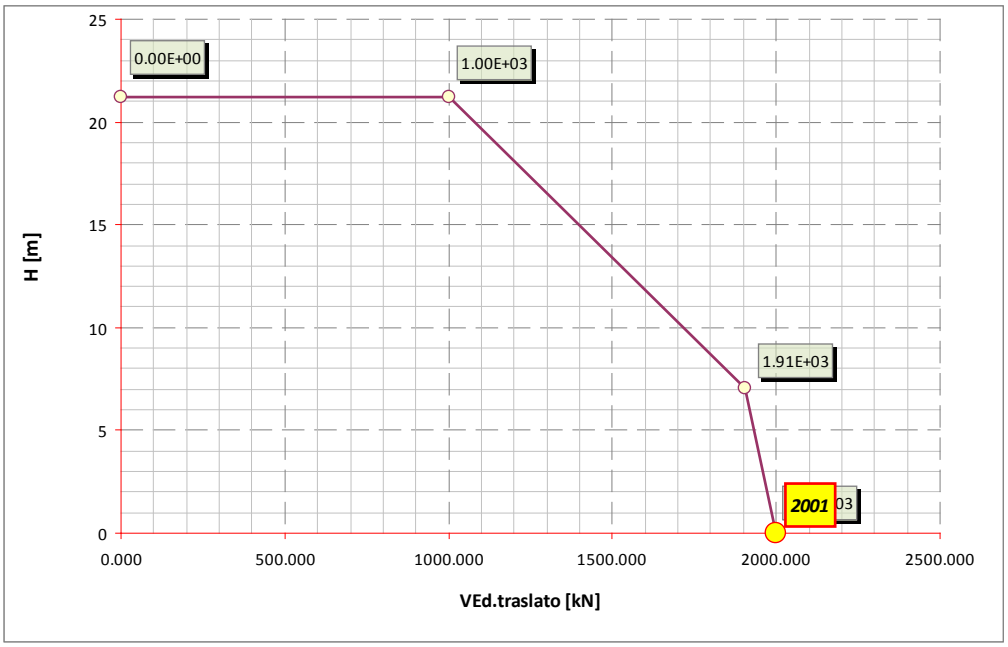
FIGURA 11.9 - PARETE 4 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 1335 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 2002 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 2300 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ14/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 2440 kN > $V_{Ed,SLV}$

Verifica di scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	SI	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	8426	[mm²]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	939.81	[kN]
	$V_{dd,2}$	824.26	[kN]
	$V_{dd,min}$	**824.26**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.52	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	479.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	2215.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.216	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	2025.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	2180.00	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	1073.72	[kN]
	$V_{fd,2}$	309.59	[kN]
	$V_{fd,min}$	**309.59**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	14.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	55.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	26.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	4002	[mm²]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	**V_{id}**	**898.31**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$V_{Rd,S}$	2032.16	[kN]
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	0.99	OK

11.3.25.5 Verifica parete 5

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	4600.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	920.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	1840.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	2760.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	4140.00	[mm]

<u>Verifica presso-flessione</u>

Sollecitazioni di calcolo:

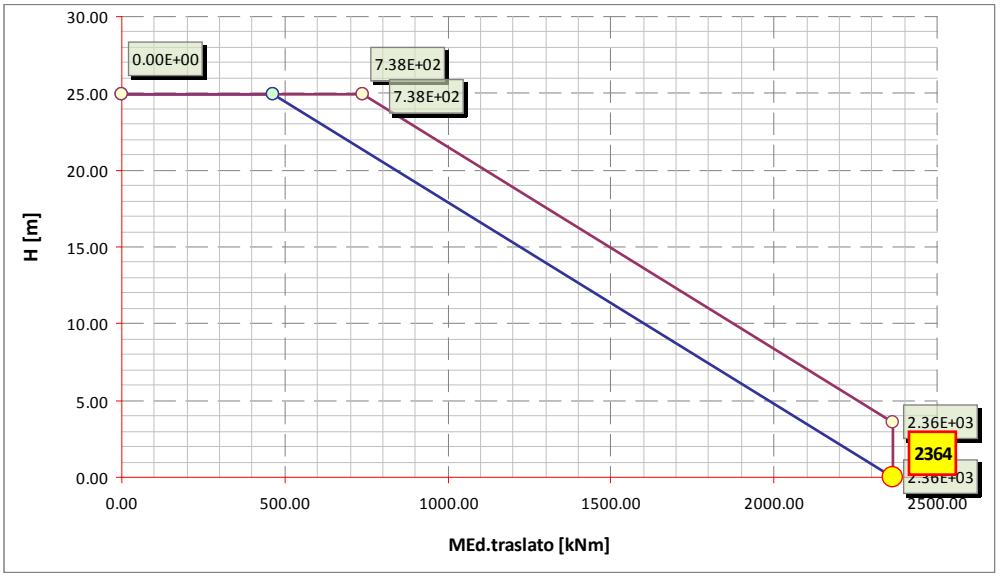
$N_{Ed,SLV,min}$ = -3053 kN

$M_{Ed,ver}$ = 2364 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 2364 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/10.



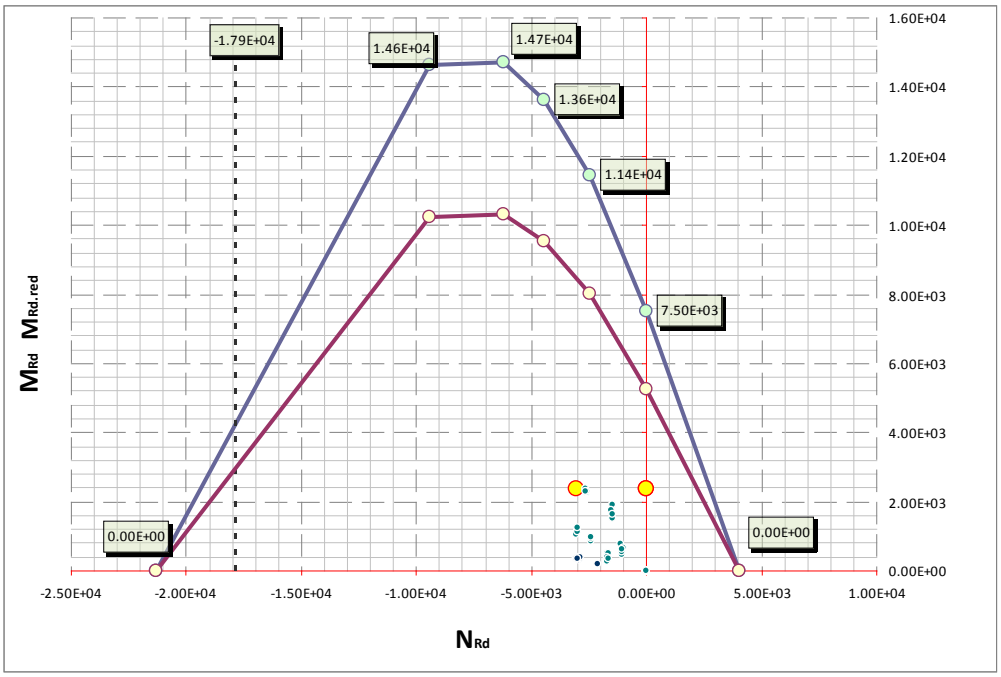


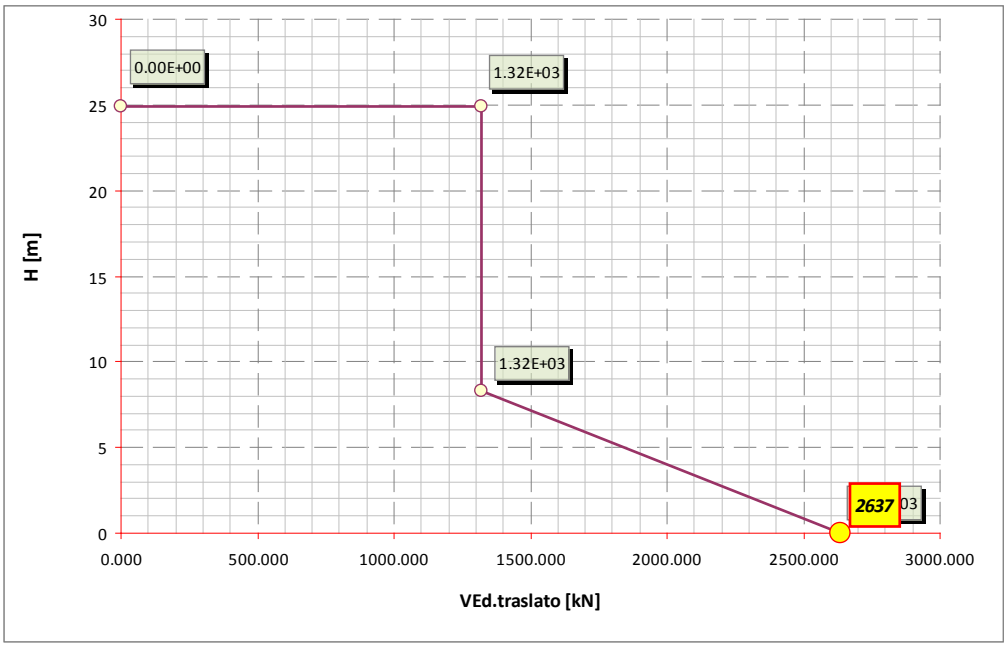
FIGURA 11.10 - PARETE 5 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 1758 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 2637 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 3070 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ10/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 3478 kN > $V_{Ed,SLV}$

Verifica di scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	SI	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	10289	[mm²]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	1147.68	[kN]
	$V_{dd,2}$	1006.57	[kN]
	$V_{dd,min}$	**1006.57**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.52	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	863.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	4565.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.189	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	4140.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	2364.00	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	799.30	[kN]
	$V_{fd,2}$	553.32	[kN]
	$V_{fd,min}$	**553.32**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	14.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	33.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	24.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	3695	[mm²]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	**V_{id}**	**1212.45**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	**$V_{Rd,S}$**	**2772.34**	**[kN]**
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	**$\rho_{Vs,SLV}$**	**0.95**	**OK**

11.3.25.6 Verifica parete 6

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	3000.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	600.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	1200.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	1800.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	2700.00	[mm]

<u>Verifica presso-flessione</u>

Sollecitazioni di calcolo:

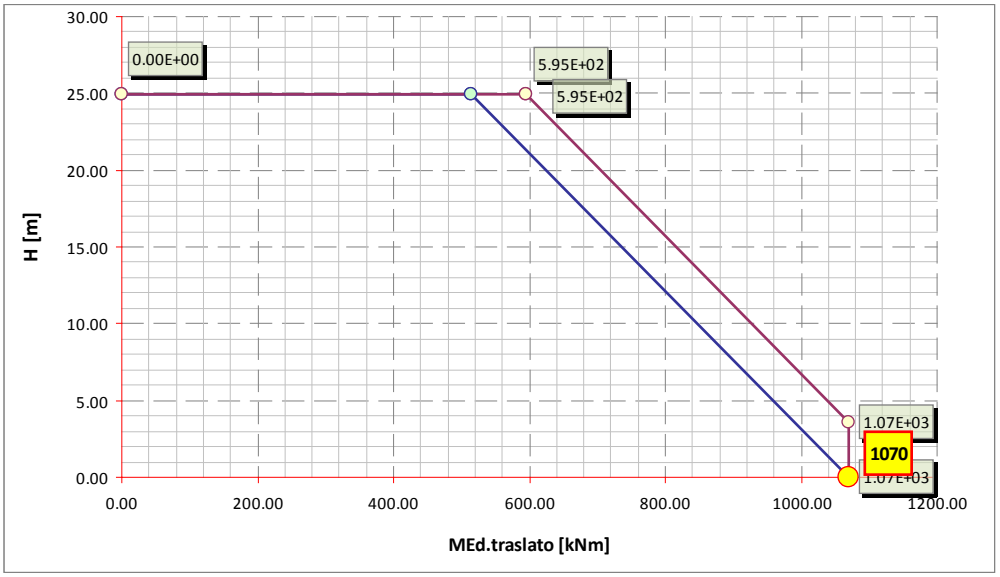
$N_{Ed,SLV,min}$ = -1321 kN

$M_{Ed,ver}$ = 1070 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 1070 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/10.



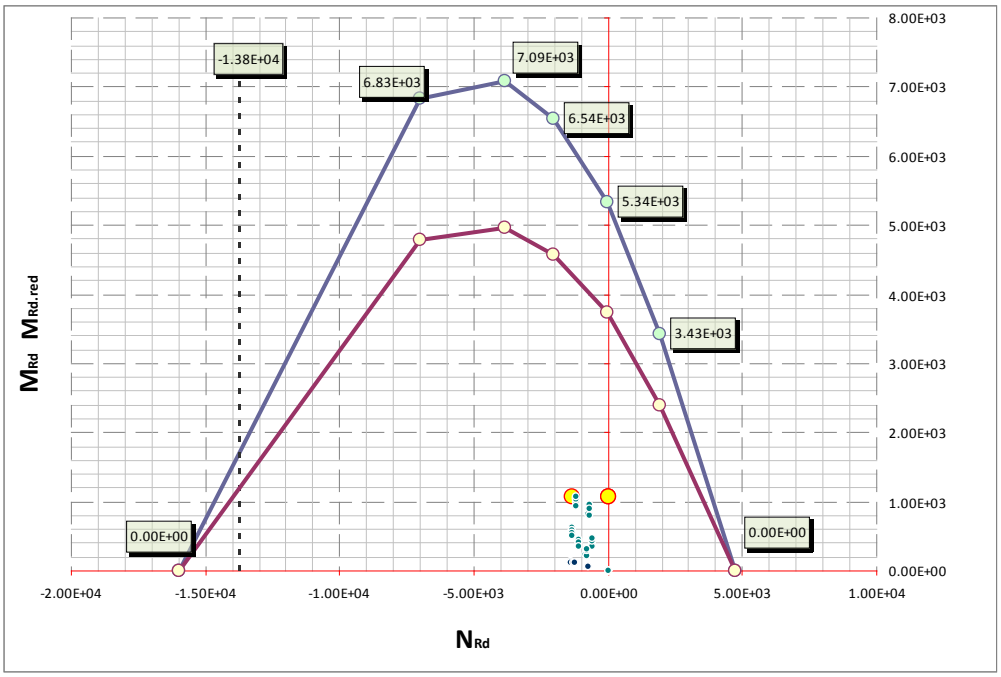


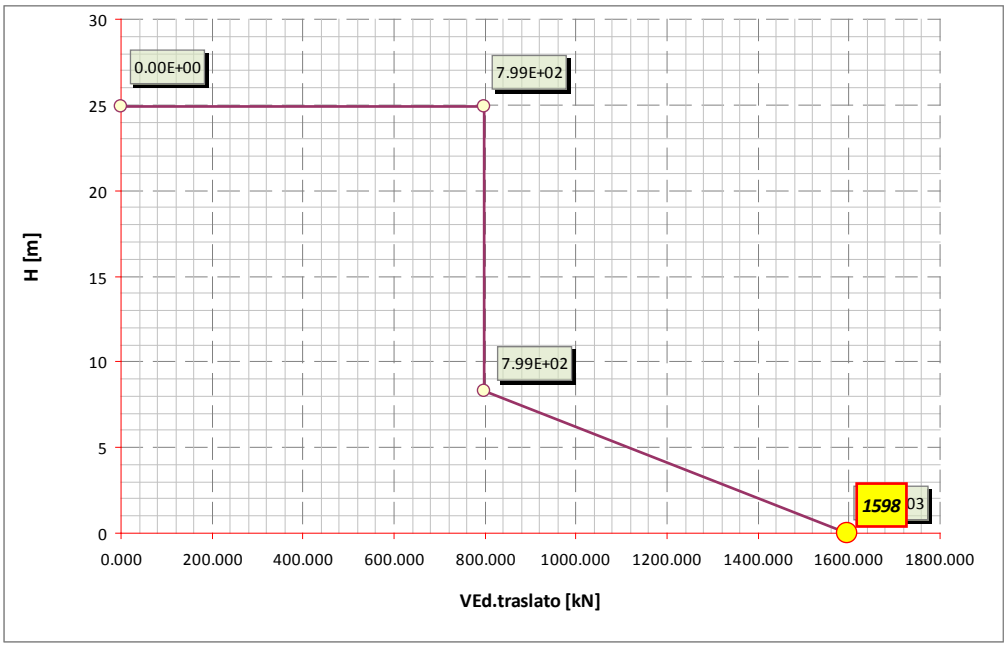
FIGURA 11.11 - PARETE 6 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 1065 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 1598 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 2000 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ10/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 2268 kN > $V_{Ed,SLV}$

11.3.25.7 Verifica parete 7

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	2750.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	550.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	1100.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	1650.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	2475.00	[mm]

Verifica presso-flessione

Sollecitazioni di calcolo:

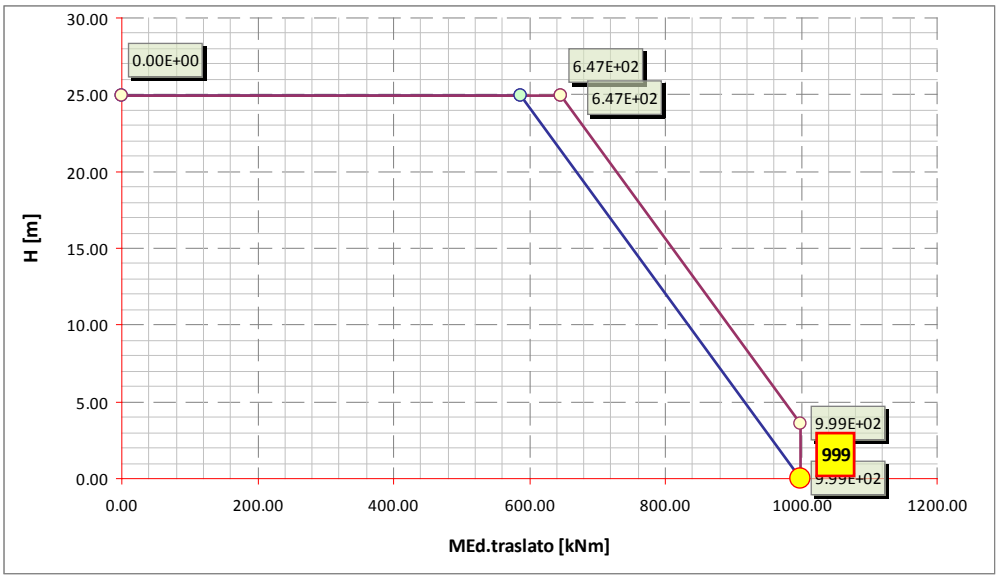
$N_{Ed,SLV,min}$ = -1112 kN

$M_{Ed,ver}$ = 999 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 999 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/10.



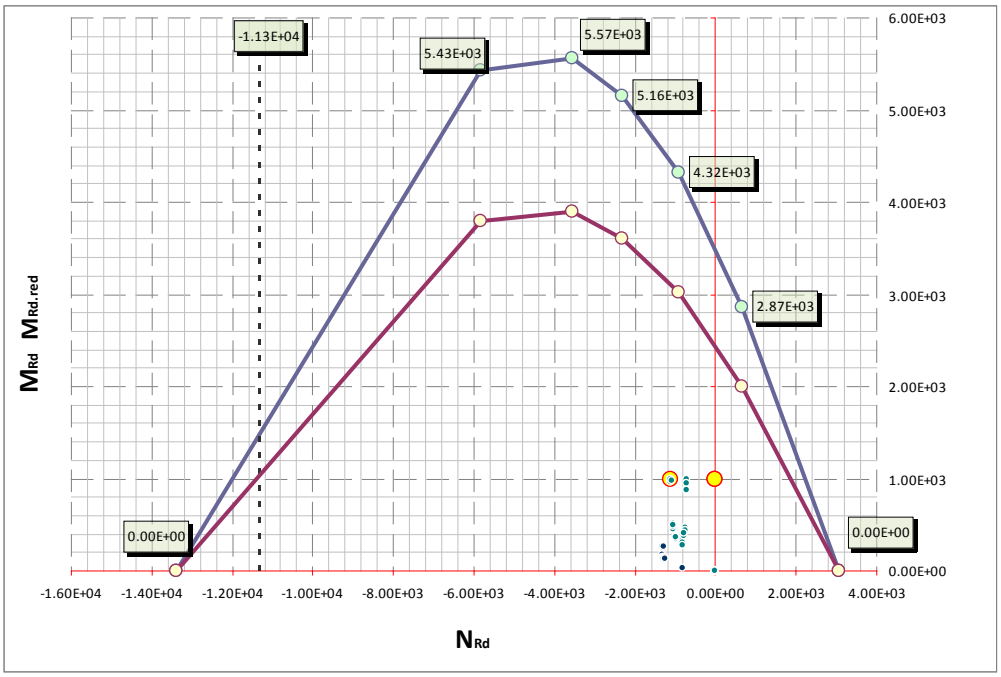


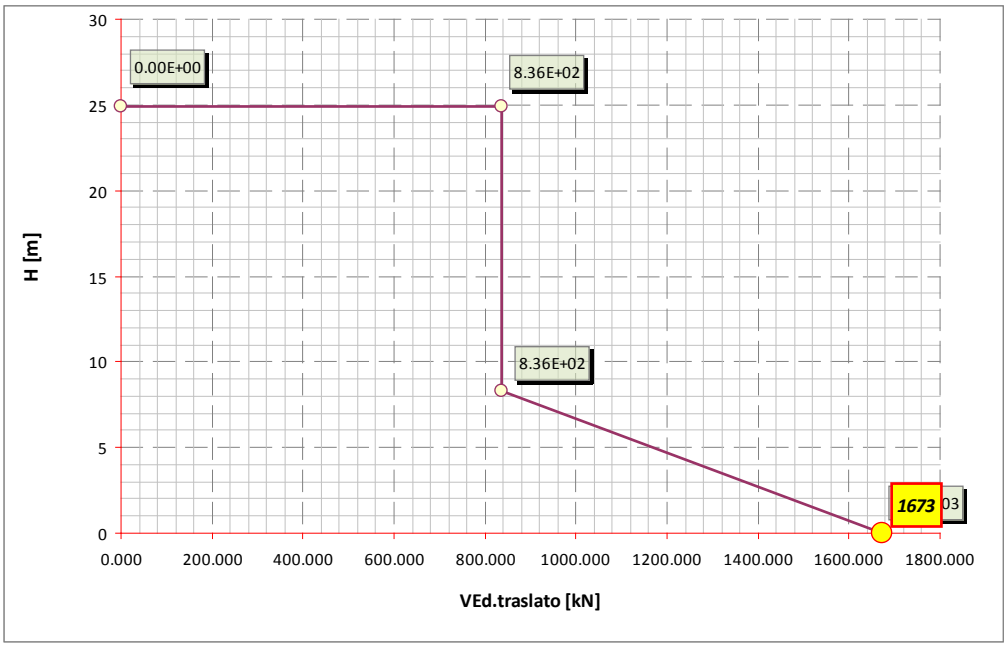
FIGURA 11.12 - PARETE 7 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 1116 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 1674 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 1835 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ10/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 2079 kN > $V_{Ed,SLV}$

Verifica di scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	SI	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	7810	[mm^2]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	871.13	[kN]
	$V_{dd,2}$	764.02	[kN]
	$V_{dd,min}$	**764.02**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.52	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	660.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	2715.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.243	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	2475.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	999.00	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	687.93	[kN]
	$V_{fd,2}$	425.36	[kN]
	$V_{fd,min}$	**425.36**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	12.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	55.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	20.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	2262	[mm^2]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	V_{id}	**507.68**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$V_{Rd,S}$	**1697.06**	**[kN]**
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0.99**	**OK**

11.3.25.8 Verifica parete 8

Geometria della parete			
Classe di duttilità	**CD**	**B**	[-]
Lunghezza in pianta della parete	L_w	4700.00	[mm]
Spessore in pianta della parete	B_w	200.00	[mm]
Altezza complessiva della parete	H_w	24900.00	[mm]
Distanza tra il baricentro dell'armature e il bordo del cls	d'	35.00	[mm]
Numero di piani contenuti nella parete di taglio	n_{piani}	5.00	[mm]
Altezza del piano terra	$H_{p.t.}$	3600.00	[mm]
Altezza critica della sezione	h_{cr}	3600.00	[mm]
Lunghezza della zona confinata	L_c	940.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone confinate	$L_{c.tot}$	1880.00	[mm]
Lunghezza totale delle zone non confinate	L_{nc}	2820.00	[mm]
Braccio di leva delle forze interne	z	4230.00	[mm]

Verifica presso-flessione

Sollecitazioni di calcolo:

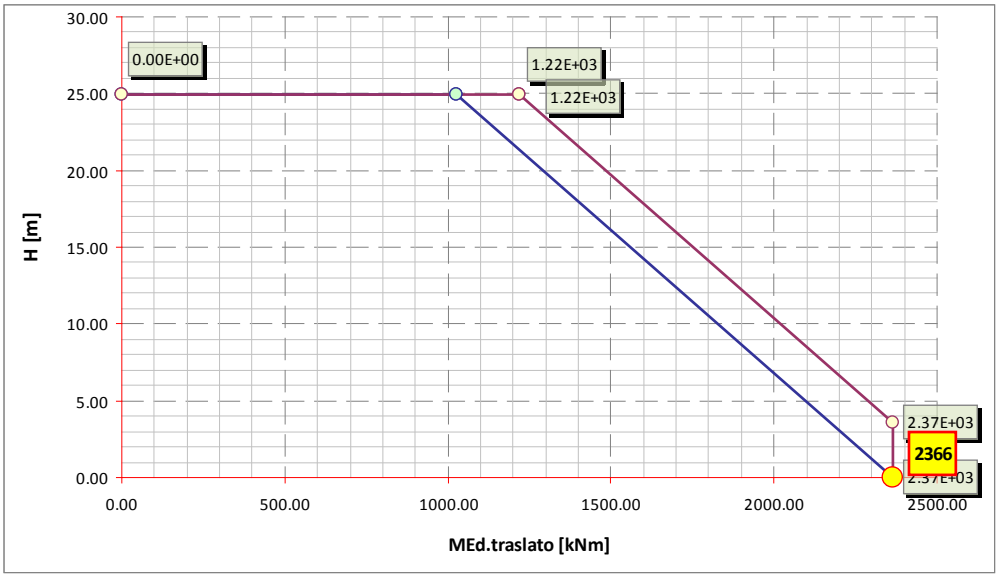
$N_{Ed,SLV,min}$ = -1784 kN

$M_{Ed,ver}$ = 2366 kNm

$N_{Ed,SLV,max}$ = 0 kN

$M_{Ed,ver}$ = 2366 kNm

Armature verticali nelle zone confinate: ϕ16/10.



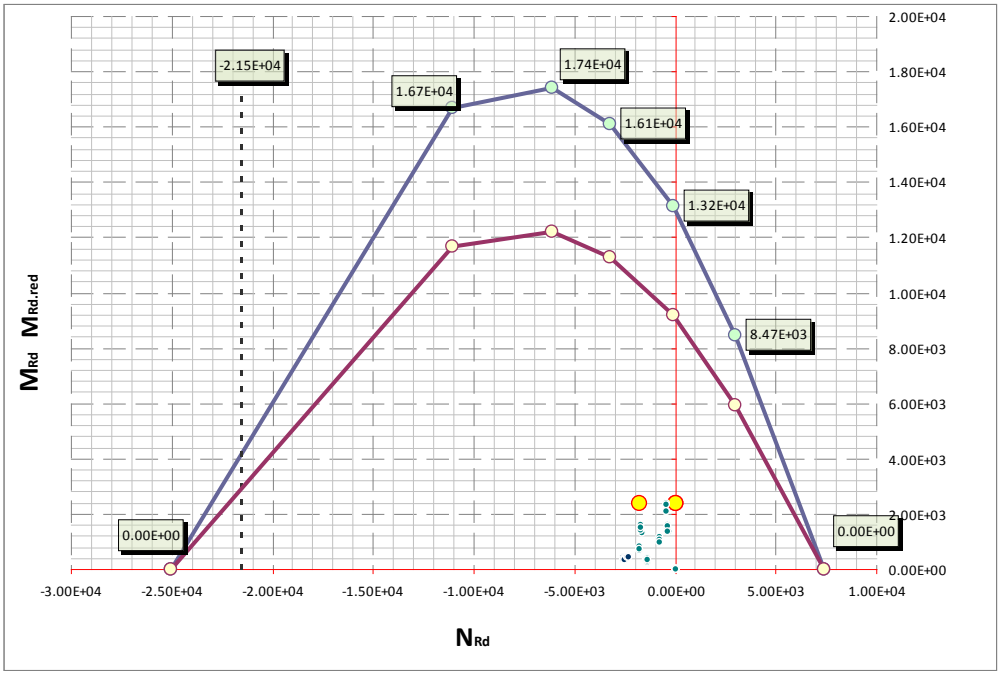


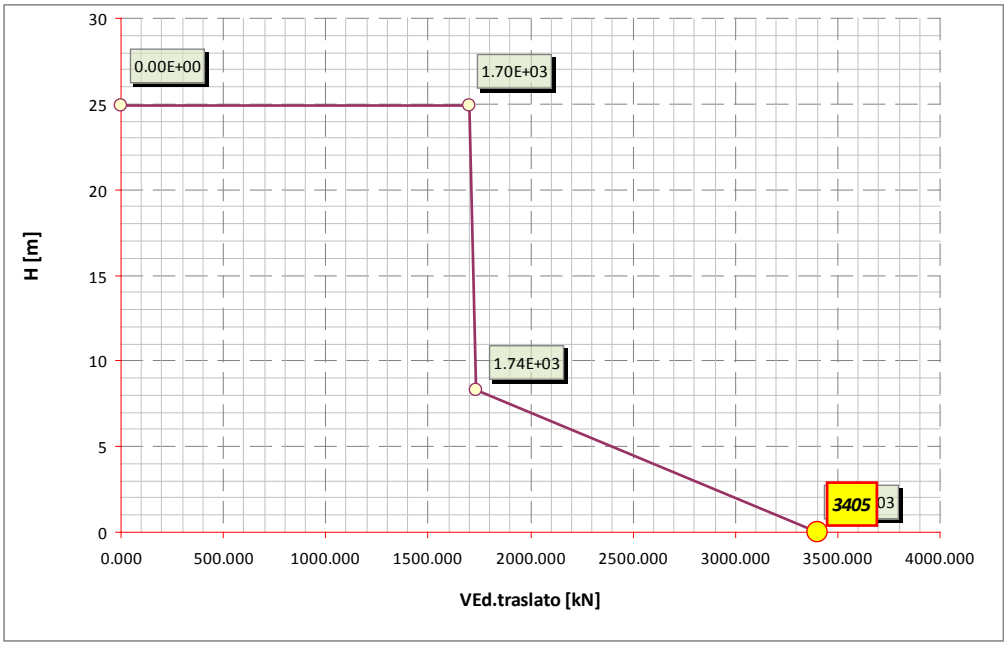
FIGURA 11.13 - PARETE 8 NUCLEO C.A. CORPO "B": DOMINIO RESISTENTE M-N

Verifica a taglio

Sollecitazione di calcolo:

$V_{Ed,SLV}$ = 2270 kN

$V_{Ed,SLV,CDB}$= 1.5 * $V_{Ed,SLV}$ = 3405 kN



Verifica taglio compressione: $V_{Rd,c}$ = 3740 kN > $V_{Ed,SLV}$

Diametro e passo delle armature nelle zone confinate: ϕ14/15

Verifica taglio trazione: $V_{Rd,s,CDB}$ = 3852 kN > $V_{Ed,SLV}$

Verifica di scorrimento nelle zone critiche **§ 7.4.4.5.2.2**			
Verifica da attuarsi nelle zone critiche	Zona Crit.	SI	[-]
Resistenza dovuta all'effetto spinotto [7.4.19]			
Area complessiva delle armature verticali	ΣA_{sj}	18900	[mm^2]
Resistenza offerta dall'effetto spinotto	$V_{dd,1}$	2108.10	[kN]
	$V_{dd,2}$	1848.90	[kN]
	$\mathbf{V_{dd,min}}$	**1848.90**	**[kN]**
Resistenza dovuta all'attrito [7.4.21]			
Coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche	μ_f	0.60	[-]
Coefficiente η	η	0.52	[-]
Posizione dell'asse neutro associato alla forza assiale che ne minimizza la dimensione	x	1249.00	[mm]
Altezza utile della sezione	d	4665.00	[mm]
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.268	[-]
Braccio di leva delle forze interne	z	4230.00	[mm]
Massima forza assiale (negativa se di trazione)	N_{Ed}	0.00	[kN]
Momento flettente alla quota di verifica	M_{Ed}	2366.00	[kNm]
Resistenza offerta dall'attrito	$V_{fd,1}$	1523.65	[kN]
	$V_{fd,2}$	800.68	[kN]
	$\mathbf{V_{fd,min}}$	**800.68**	**[kN]**
Resistenza dovuta alle eventuali armature inclinate [7.4.20]			
Diametro dell'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento	d_i	12.00	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano di scorrimento	ϕ_i	33.00	[°]
Numero totale delle armature inclinate	n_i	24.00	[-]
Area totale delle armature inclinate	ΣA_{si}	2714	[mm^2]
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$\mathbf{V_{id}}$	**890.78**	**[kN]**
Resistenza complessiva			
Resistenza offerta dalle armature inclinate	$\mathbf{V_{Rd,S}}$	**3540.35**	**[kN]**
Verifica di resistenza a scorrimento nei confronti dello Stato Limite di Vita	$\rho_{Vs,SLV}$	**0.96**	**OK**

11.3.26. Fondazioni

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Il sistema di fondazione del corpo "B" è composto da travi rovesce principali longitudinali e travi di collegamento trasversali come quelle presenti nel corpo "C".
Pertanto, per le verifiche strutturali e la valutazione dei cedimenti, si rimanda al paragrafo 12.3.23.
Di seguito si riportano le verifiche del plinto del pilastro del piano mezzanino e la fondazione a platea del nucleo.

11.3.26.1 Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 2.80 m
Larghezza = 2.80 m
Altezza sezione h = 0.75 m

La platea di fondazione del nucleo presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 7 m
Larghezza = 21 m
Altezza sezione h = 0.4 m (a favore di sicurezza non si considerano le nervature di altezza 70 cm sotto le pareti principali 1 e 3)

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

<u>SLU 5_qp</u>
$M_{xx,sd}$ = 166 kNm

$M_{yy,sd}$ = 42 kNm
N_{sd} = -1641 kN
V_{sd} = 52 kN

SLV Y
$M_{xx,sd}$ = 346 kNm
$M_{yy,sd}$ = 62 kNm
N_{sd} = -1023 kN
V_{sd} = 143 kN

Le massime sollecitazioni che agiscono sulla platea agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU in campata

M_{sd} = 320 / -300 kNm/m

SLU sotto parete

M_{sd} = 540 / -320 kNm/m

SLV in campata

M_{sd} = 370 / -350 kNm/m

SLV sotto parete

M_{sd} = 550 / -390 kNm/m

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Tratatndosi di plinto rigido (tozzo), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 2.8 m

b = 0.5 m

<u>SLU-5_qp</u>

q_{max} = 266 kPa per

N = 1641 kN

M = 166 kNm

X1 = 0.68

R_{1d} = 909 kN

T_{1d} = 850 kN

<u>SLV Y</u>

q_{max} = 242 kPa per

N = 1023 kN

M = 346 kNm

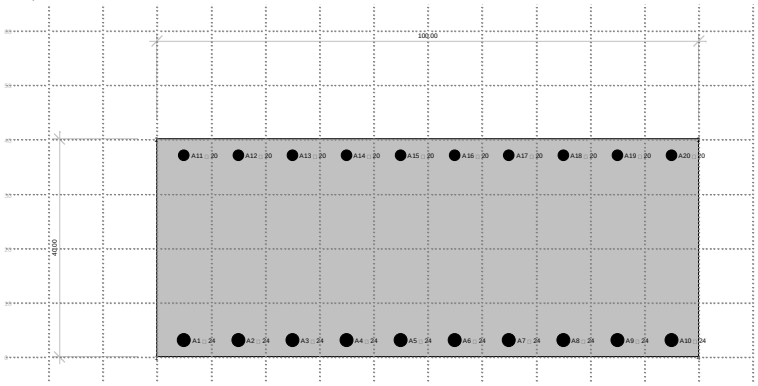
X1 = 0.65

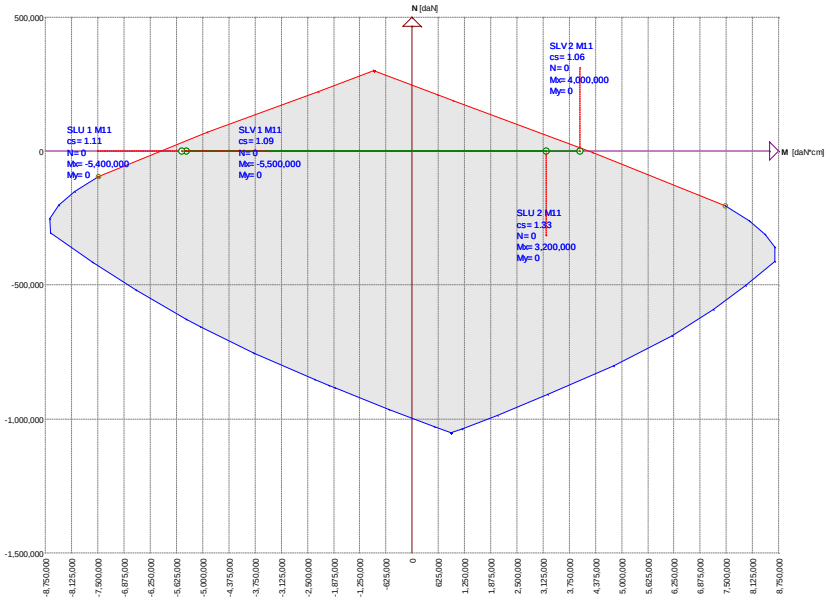
R_{1d} = 697 kN

T_{1d} = 615 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1571 * 391 = 614$ kN/m > $T_{1d} / 2.8 = 303$ kN/m

La fondazione del nucleo presenta ϕ20/10 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore, e ϕ24/10 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore sotto parete. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:





I valori, dovuti alla combinazione SLV Y, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06.

11.3.26.2 Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti (nella modellazione agli elementi finiti, tutte le molle alla Winkler reagiscono a compressione).
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Plinto

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi risulta:
$p = 2.66$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 2.42$ kg/cm^2.

Fondazione nucleo

In tabella vengono riportate le massime pressioni ottenute dall'analisi:

	SLU	SLE	SLV
p [kPa]	262.2	191.9	270.5
p [kg/cmq]	2.6	1.9	2.7

Calcolo della capacità portante del plinto

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen.

Per la combinazione SLU 5_qp

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.03	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	1.8	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	35	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*g*(B-2e_t)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$Ng = 1{,}5*(Nq-1)*\tan f$ = **33.9209** $Nq = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **33.2960** $Nc = (Nq-1)*\cot f$ = **46.1235**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
2.80	2.80	2.00	1.87	0.467	0.467	0.7333	1.4668	1.4813	1.000	1.1819	1.286	0.8998	0.9604	0.9604	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	250.35

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 10.86$ kg/cm^2 > p =2.66 kg/cm^2.

Per la combinazione SLV Y

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.14	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	7.9	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	35	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*g*(B-2e_b)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$Ng = 1{,}5*(Nq-1)*\tan f$ = **33.9209** $Nq = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = **33.2960** $Nc = (Nq-1)*\cot f$ = **46.1235**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			acità port a fondaz
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
2.80	2.80	2.00	1.87	0.467	0.467	0.7333	1.4668	1.4813	1.000	1.1819	1.286	0.5995	0.8321	0.8321	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	208.97

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 9.2$ kg/cm^2 > p =2.42 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante della fondazione del nucleo
Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen.

Per la combinazione SLU 5_qp
Sollecitazioni di calcolo
$M_x = 19800$ kNm
$M_y = 1470$ kNm
N = 34780 kN
$V_y = 1670$ kN
$V_x = 500$ kN

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof				
Parametri geotecnici del terreno				
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	1.90	
Angolo di attrito interno	(f)	°	35.00	
Coesione	(c')	t/m^2	0.00	
Kp			3.69017	
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(g_r)	t/mc	1.90	
Caratteristiche geometriche della fondazione				
Larghezza fondazione	B	m	7.00	
Lunghezza fondazione	L	m	21.00	
Eccentricità larghezza	e_x	m	0.042	
Eccentricità lunghezza	e_y	m	0.570	
Approfondimento	D	m	2.00	
Inclinazione carico	i	°	2.75	
Larghezza ridotta	B'	m	6.92	
Lunghezza ridotta	L'	m	19.86	
Coefficenti di fondazione				
Nq			33.2960	$e^{(p * tg f)} * tg^2 (45°+f /2)$
Ng			37.1523	(Nq - 1) tg (1,4 f)
Nc			46.1235	(Nq - 1) ctg (f)
Fattori di forma				
s_c			1.2460	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_g$			1.1230	1+ 0,1 * Kp (B/L)
Fattori di profondità				
d_c			1.1098	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$			1.0549	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B
Fattori di inclinazione del carico				
$i_q = i_c$			0.9398	$(1 - i°/90)^2$
i_g			0.8490	$(1 - i°/f)^2$
Calcolo del carico limite				
			140.8670	$g_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
			245.5135	$0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g$
			0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2	386.3805	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 16.7$ kg/cm^2 > p =2.6 kg/cm^2.

Per la combinazione SLV Y
Sollecitazioni di calcolo
$M_x = 79250$ kNm
$M_y = 8970$ kNm
N = 40380 kN
$V_y = 5800$ kN
$V_x = 7350$ kN

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(ϕ)	°	**35.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**3.69017**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**7.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**21.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.220**
Eccentricità lunghezza	e_y	m	**1.960**
Approfondimento	D	m	**2.00**
Inclinazione carico	i	°	**8.00**
Larghezza ridotta	B'	m	**6.56**
Lunghezza ridotta	L'	m	**17.08**
Coefficenti di fondazione			
Nq			33.2960 $e^{(p * tg \phi)} * tg^2 (45°+\phi/2)$
Ng			37.1523 (Nq - 1) tg (1,4 ϕ)
Nc			46.1235 (Nq - 1) ctg (ϕ)
Fattori di forma			
s_c			1.2460 1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_g$			1.1230 1+ 0,1 * Kp (B/L)
Fattori di profondità			
d_c			1.1098 1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$			1.0549 1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B
Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$			0.8301 $(1 - i°/90)^2$
i_g			0.5951 $(1 - i°/\phi)^2$
Calcolo del carico limite			
			124.4245 $\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
			163.2271 $0,5 * B' * \gamma * N_g * s_g * d_g * i_g$
			0.0000 $c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2	287.6517 TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 12.4$ kg/cm^2 > p =2.7 kg/cm^2.

11.3.26.3 Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

Verifica a scorrimento del plinto

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a ($N * tg\phi' / \gamma_R$), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.

Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale Vmax = 143 kN (taglio trasmesso da un telaio alla sua trave di fondazione nella combinazione SLVY).
N_{sis} = 1023 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1023 * tg(35°) / 1.1 = 650$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Verifica a scorrimento della fondazione del nucleo

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a $(N * tg\phi' / \gamma_R)$, con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale Vmax = 7350 kN (taglio trasmesso da un telaio alla sua trave di fondazione nella combinazione SLVY).
N_{sis} = 40380 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 40380 * tg(35°) / 1.1 = 25704$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

11.3.26.4 Valutazione dei cedimenti

Plinto

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 115/75 = 1.53 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:

I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 266 \times 2.8 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0049 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

Fondazione nucleo

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:

E = 114 MPa

Si procede alla valutazione della fondazione come lastra:

$$t_t = \frac{4.71 \cdot (1-\nu^2{}_1) \cdot E_0 \cdot b^3}{(1-\nu_0^2) \cdot E_1 \cdot h^3} = 99 > 1$$

Si procede alla valutazione dell'indice di rigidezza della fondazione:

$$t_t = \frac{(1-\nu^2{}_1) \cdot \pi \cdot E_0 \cdot b' \cdot l^3{}_p}{(1-\nu_0^2) \cdot 4 \cdot E_1 \cdot J}$$

Dove:

$$J = \frac{1 \cdot 0.4^3}{12} = 0.0053 \text{ m}^4$$

E_0 = 114 MPa

E_1 = 30000 MPa

ν_1 = 0.20

ν_0 = 0.27

Risulta quindi:

$$t_p = \frac{(1-0.2^2) \cdot \pi \cdot 114 \cdot 1 \cdot 3.5^3}{(1-0.27^2) \cdot 4 \cdot 30000 \cdot 0.0053} = 7 \qquad 1 < t_p < 10$$

La fondazione risulta finitamente rigida.

Il valore dell'invariante, per fondazioni finitamente rigide rettangolari risulta pari a:

I = 1.12

Il cedimento della fondazione risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 260 \times 7 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 1.12 = 0.016 \text{ m} = 1.6 \text{ cm}$$

11.4. Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite di esercizio, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TABELLA 11-3 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLE PER IL CORPO B

SLE RARA							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4Y	Q5
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento y	Depositi
SLE R-1	1	1	1	0.5	0.6	0.6	1
SLE R-2	1	1	0.7	1	0.6	0.6	1
SLE R-3	1	1	0.7	0.5	1	0.6	1
SLE R-4	1	1	0.7	0.5	0.6	1	1
SLE FREQUENTE							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4Y	Q5
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento y	Depositi
SLE F-1	1	1	0.5	0	0	0	0.9
SLE F-2	1	1	0.3	0.2	0	0	0.8
SLE F-3	1	1	0.3	0	0.5	0	0.8
SLE F-4	1	1	0.3	0	0	0.2	0.8
SLE QUASI PERMANENTE							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4Y	Q5
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento y	Depositi
SLE Q-1	1	1	0.3	0	0	0	0.8

11.4.1. Deformabilità verticale delle travi principali

Per la deformabilità delle travi principali si fa riferimento agli stati limite di esercizio, nella combinazione quasi permanente delle azioni (SLE.-QP), così definita:

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

Con Q_{k1} = carico accidentale uffici, $\psi_{21} = 0.3$, Q_{k2} = carico neve, $\psi_{21} = 0.0$

e i carichi permanenti G1 e G2 applicati con il loro intero valore.

Con riferimento alla Circolare 2 febbraio 209, n.617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"di cui al D.M. 14 gennaio 2008* al punto C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità:

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.
Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

elemento				Freccia verticale		rapporto L/f	Verifica limite
Trave trasversale principale corpo B (all.7÷11)		piano 2	mezzeria	0.78	cm	1538	>500
		piani sup	mezzeria	0.55	cm	2181	>500
			sbalzi	0.34	cm	882	>250
Trave longitudinale principale corpo B (all.a÷d)		piano mezz÷2	mezzeria	0.06	cm	10000	>500
		piani sup	mezzeria	1.2	cm	500	>500

11.4.2. Controllo dei cedimenti differenziali e delle rotazioni attese in fondazione

Le dimensioni degli elementi di fondazione sono tali per cui il volume di terreno interessato nel calcolo dei cedimenti è costituito sostanzialmente dallo strato di riporto, il quale risulta fondamentalmente omogeneo.
In virtù della modularità strutturale e della sostanziale uniformità dei sovraccarichi di utilizzo, i cedimenti differenziali dovrebbero essere ascrivibili solo a eventuali disuniformità dello strato di terreno interessato, che nel nostro caso è appunto il riporto, da considerarsi omogeneo ed adeguatamente compattato.
Il cedimento differenziale massimo tra gli elementi di fondazione è dell'ordine del 50% del cedimento assoluto calcolato, e pertanto dell'ordine dell'1 per mille.
Qualora si consideri una disposizione dei carichi di utilizzo eccentrica trasversalmente, per rendere massima la differenza di carico fra le due fondazioni di bordo, ovvero siano caricate la campata centrale e una sola delle campate laterali, si stimano i seguenti valori di cedimento differenziale:

- fondazione corpo B direzione trasversale: dz = 2.5 mm
- fondazione corpo B direzione longitudinale: dz = 6 mm

11.4.3. Verifiche tensionali e di fessurazione

Nei seguenti paragrafi si andranno ad analizzare lo stato tensionale e quello fessurativo degli elementi strutturali.
Per le verifiche tensionali si impiegano la combinazione rara e quasi permanente.
Per le verifiche di fessurazione si utilizzano la combinazione frequente e quasi permanente.

11.4.3.1 Trave trasversale piano primo÷quarto allineamento 7

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	21	356	7.9	225	19.9	14.9	360
Appoggio	21	-576	10	282	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	12.5	330	12	320	7.1	0.00056	0.000543	332	0.186	0.181	0.3	0.2
Appoggio	12.5	-526	12	-510	9.3	0.000850	0.000814	244	0.208	0.199	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.2 Pilastro 50x75 cm allineamento 7

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-1600	251	7	-	19.9	14.9	360
Sommità	-1560	250	7	-	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-1500	237	-1460	228	6.6	0.000004	0.00003	208	0.001	0.001	0.3	0.2
Sommità	-1460	237	-1420	220	6.3	0.000004	0.00003	208	0.001	0.001	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.3 Pilastro 50x50 cm allineamento 7

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-1600	251	12	39	19.9	14.9	360
Sommità	-1560	250	11.7	45	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-1500	237	-1460	228	11	0.000092	0.000099	199	0.021	0.020	0.3	0.2
Sommità	-1460	237	-1420	220	10.8	0.000097	0.000098	200	0.021	0.020	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.4 Trave trasversale piano mezzanino allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	190	590	6.8	177	19.9	14.9	360
Appoggio	190	-1063	10.0	275	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	203	543	200	518	6.4	0.000453	0.000454	259	0.118	0.120	0.3	0.2
Appoggio	203	-996	200	-958	9.5	0.00962	0.00917	212	0.203	0.195	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.5 Trave trasversale piano secondo allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	87	8486	9.3	214	19.9	14.9	360
Appoggio	231	-1093	2.1	124	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	98	7996	96	7817	6.4	0.000731	0.000711	273	0.200	0.190	0.3	0.2
Appoggio	202	-1077	197	-1051	2.0	0.00364	0.00356	341	0.124	0.122	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.6 Trave trasversale piano terzo allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-222	522	6.3	126	19.9	14.9	360
Appoggio	85	-1150	10.7	288	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-215	478	-217	459	5.8	0.000325	0.000310	264	0.086	0.082	0.3	0.2
Appoggio	80	-1058	77	-960	9.5	0.00100	0.000967	208	0.200	0.190	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.7 Trave trasversale piano quarto allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-110	955	13.2	230	19.9	14.9	360
Appoggio	-110	-1176	14.5	290	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	67	827	58	784	11.4	0.000611	0.000570	202	0.124	0.115	0.3	0.2
Appoggio	67	-1044	58	-1000	12.5	0.00989	0.00946	104	0.103	0.098	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.8 Pilastri inferiori 80x90 cm allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-4618	407	7.5	-	19.9	14.9	360
Sommità	-3497	1086	12.3	77	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-4547	305	-4446	302	6.4	0.000136	0.000131	224	0.030	0.030	0.3	0.2
Sommità	-3311	1072	-3235	1044	11.8	0.000189	0.000183	220	0.042	0.040	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.9 Pilastri piani superiori 50x75 cm allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-2300	920	17.2	210	19.9	14.9	360
Sommità	-2261	391	13.1	61	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-2156	876	-2100	855	16.0	0.000583	0.000565	219	0.128	0.124	0.3	0.2
Sommità	-2114	372	-2060	361	12.1	0.000137	0.000133	264	0.036	0.035	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.10 Pilastri piani superiori 50x40 cm allineamento 10

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4 (base) e SLE R-4 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base/Somm.	-140	161	11	180	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base/Somm.	-130	146	-129	140	9.2	0.000457	0.000350	215	0.09	0.081	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.11 Trave trasversale piano mezzanino allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	183	299	8.9	263	19.9	14.9	360
Appoggio	183	-636	14.7	307	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	180	275	178	260	8.2	0.000690	0.000648	314	0.217	0.200	0.3	0.2
Appoggio	180	-590	178	-568	13.6	0.00987	0.00944	213	0.213	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.12 Trave trasversale piano secondo allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	162	6417	15.7	327	19.9	14.9	360
Appoggio	-95	-483	2.3	124	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{QD} [kN]	M_{QD} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{QD,1}$ [mm]
Mezzeria	157	6065	154	5790	14.1	0.001092	0.001036	190	0.207	0.197	0.3	0.2
Appoggio	-86	-495	-84	-483	2.6	0.00371	0.00363	309	0.115	0.112	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.13 Trave trasversale piano terzo allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-200	315	11.5	238	19.9	14.9	360
Appoggio	-200	-602	16.4	312	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-200	290	-200	282	10.2	0.000541	0.000519	311	0.169	0.162	0.3	0.2
Appoggio	-200	-546	-200	-530	14.5	0.000929	0.000889	217	0.202	0.193	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.14 Trave trasversale piano quarto allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-33	464	16.7	308	19.9	14.9	360
Appoggio	-67	-614	15.1	323	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-15	402	-9	379	14.0	0.000864	0.000804	245	0.212	0.197	0.3	0.2
Appoggio	-45	-543	-38	-514	12.6	0.000991	0.000930	190	0.189	0.177	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.15 Pilastri inferiori 40x90 cm allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-2320	496	10.2	15	19.9	14.9	360
Sommità	-2377	479	10.0	10	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-2200	487	-2152	478	9.9	0.000052	0.000053	212	0.011	0.011	0.3	0.2
Sommità	-2253	490	-2200	479	9.7	0.000043	0.000042	187	0.008	0.008	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.16 Pilastri piani superiori 32x75 cm allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-1640	640	19.8	197	19.9	14.9	360
Sommità	-1610	230	7.9	-	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-1520	620	-1480	605	14	0.000581	0.000565	211	0.123	0.120	0.3	0.2
Sommità	-1490	225	-1450	220	7.3	0.000002	0.000000	179	0.000	0.000	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.17 Pilastri piani superiori 32x40 cm allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4 (base) e SLE R-4 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base/Somm.	-26	53	11.8	181	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base/Somm.	-24	48	-24	46	9.2	0.000369	0.000354	355	0.131	0.127	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.18 Trave longitudinale piano mezzanino allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3 (mezzeria) e SLE R-3 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-8	92	3.5	80	19.9	14.9	360
Appoggio	-8	-267	8.0	158	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (mezzeria), SLE F-3 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-12	86	-12	85	4.4	0.000227	0.000223	318	0.072	0.071	0.3	0.2
Appoggio	-12	-247	-12	-243	6.7	0.000325	0.000322	269	0.088	0.086	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.19 Trave longitudinale 80x70 cm piano primo allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-2 (mezzeria) e SLE R-3 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-12	62	1.1	27	19.9	14.9	360
Appoggio	-12	-69	0.8	30	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (mezzeria), SLE F-3 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-11	62	-11	62	1.1	0.000082	0.000082	243	0.020	0.020	0.3	0.2
Appoggio	-11	-68	-11	-66	1.0	0.000082	0.000081	263	0.022	0.021	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.20 Trave longitudinale 130x70 cm piano primo allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-85	102	1.8	40	19.9	14.9	360
Appoggio	-28	-333	7	194	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-3 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-84	102	-84	102	1.7	0.000106	0.000108	229	0.025	0.025	0.3	0.2
Appoggio	-2	-324	-2	-320	6.6	0.000513	0.000506	436	0.224	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.21 Trave longitudinale 40x80 cm piano, secondo e terzo allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3 (mezzeria) e SLE R-3 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-8	92	3.6	82	19.9	14.9	360
Appoggio	-8	-267	10.6	240	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (mezzeria), SLE F-3 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-12	85	-12	84	4.1	0.000227	0.000223	318	0.072	0.071	0.3	0.2
Appoggio	-12	-247	-12	-240	8.7	0.000509	0.000526	301	0.156	0.175	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.22 Trave longitudinale 40x70 cm piano quarto allineamento A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-4 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	11	144	4.5	121	19.9	14.9	360
Appoggio	17	-222	7.5	194	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{QD} [kN]	M_{QD} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{QD,1}$ [mm]
Mezzeria	2	132	3	130	3.9	0.000306	0.000300	279	0.084	0.084	0.3	0.2
Appoggio	2	220	3	218	6.2	0.000508	0.000502	282	0.148	0.146	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.23 Trave longitudinale 75x70 cm piano primo e mezzanino allineamento B-D

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4 (mezzeria) e SLE R-2 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	4	55	1.0	31	19.9	14.9	360
Appoggio	5.5	-84	1.8	53	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-4 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	0	53	0	52	1.0	0.000085	0.000084	197	0.025	0.025	0.3	0.2
Appoggio	3	-107	3	106	1.8	0.000175	0.000175	325	0.057	0.057	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.24 Trave longitudinale 75x70 cm piano secondo÷quarto allineamento B-D

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-4	428	9.7	247	19.9	14.9	360
Appoggio	2	-443	8.0	233	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-10	420	-10	411	7.7	0.000637	0.000614	265	0.169	0.163	0.3	0.2
Appoggio	-7	-428	-7	-420	6.8	0.000607	0.000595	290	0.176	0.173	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

11.4.3.25 Fondazioni allineamenti A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	953	-2300	2.8	224	19.9	14.9	360
Appoggio	953	1695	3.7	151	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	808	-2250	783	-2200	2.7	0.000774	0.000751	235	0.182	0.176	0.3	0.2
Appoggio	808	1650	783	1610	3.5	0.000415	0.000405	393	0.164	0.159	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12. EDIFICIO - CORPO "C"

La struttura del corpo C, di lunghezza circa 42 m, si estende dal giunto di dilatazione posto a separazione dal corpo "B" al fronte occidentale dell'edificio. La struttura portante è costituita da 8 telai piani orditi in senso trasversale posti ad interasse di 6 m; il piano terra dell'edificio, a doppia altezza, è occupato da un'officina munita di carroponte, da 20 t.
Il telaio piano principale è formato da una coppia di sostegni verticali e da due tipi di travi trasversali. La trave al piano P2 supera una luce di circa 20 m ed ha il compito di sostenere il peso del solaio del suo piano e i carichi trasmessi dalla coppia dei pilastri superiori. Le travi ai piani superiori sono caratterizzate da una luce libera inferiore (13 m) e da due sbalzi di lunghezza 3.40 m da ambo i lati, similmente alle travi trasversali principali del blocco A.
Gli orizzontamenti sono costituiti da tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza di 30 cm, più 10 cm di cappa armata di completamento e larghezza tipica 2.50 m.
L'altezza della sezione di questi elementi è stata scelta esaminando le tabelle commerciali di ditte produttrici con riferimento ai parametri: luce libera, sovraccarico di utilizzo.
La sezione è composta da un corpo a centrale a U e da due ali laterali.
La larghezza del tegolo può essere modificata all'occorrenza intervenendo sulla larghezza delle ali laterali.

Trattandosi di luci inferiori (6 m), per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio dei solai si rimanda ai paragrafi del corpo di fabbrica A.

12.1. Descrizione del modello

In questo paragrafo si riporta un breve riassunto dell'impostazione del modello della struttura del corpo C, creato con il programma di calcolo Sap 2000.
Tutti i componenti strutturali come travi, pilastri, cordoli e travi rovesce di fondazione sono costituiti da elementi lineari di tipo prismatico "*frames*", collegati fra di loro nei nodi (*joints*) con vincolo interno di continuità.

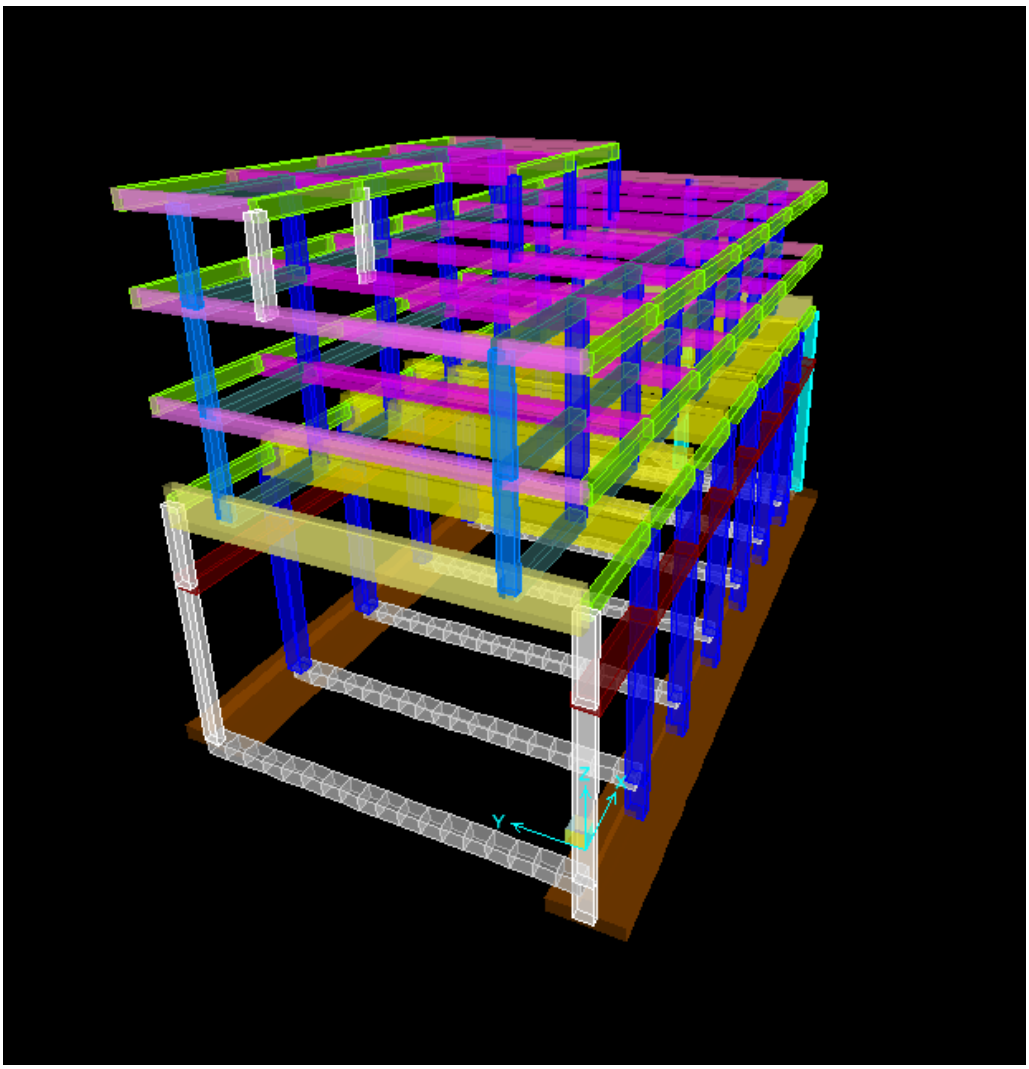


FIGURA 12.1 - CORPO C: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi, pilastri, fondazioni, al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in automatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale CA, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico del cemento armato.

Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

TABELLA 12-1 - CORPO C -COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPECIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

CORPO C	area m^2		peso unitario kN/m2	coeff		peso totale kN	t
COPERTURA							
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	216		5.1			734.4	
pannelli						1642	
sovraccarichi permanenti							
impianti	216		0.5			108	
						2484.4	248
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	784		5.1			734.4	
pannelli						7396	
sovraccarichi permanenti							
pavimentaz	784		2.5			1960	
impianti	126		2.5			315	
sovraccarichi accidentali	168		4	0.3		201.6	
						10607	1061
P3							
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	784		5.1			3998.4	
pannelli						836	
sovraccarichi permanenti	784		2.5			1960	
sovraccarichi accidentali	784		2	0.3		470.4	
						7264.8	726
						6794.4	
P2							
carichi permanenti							
tegoli in c.a.p.	784		5.1			3998.4	
pannelli						836	
sovraccarichi permanenti	784		2.5			1960	
sovraccarichi accidentali	784		2	0.3		470.4	
						7264.8	726
Piano carroponte							
carichi permanenti							
trave carroponte						27	3
pannelli						836	84
sovraccarichi accidentali			200	0.3		60	
						923	92

I pesi degli elementi non strutturali, così come le azioni dovute al vento e alla neve, vengono implementati come carichi esterni distribuiti o concentrati.
La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 15°C$ a tutti gli elementi strutturali ed impostando il modulo di dilatazione termica del calcestruzzo al materiale CA.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione

"*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.

Per quanto riguarda le fondazioni si ipotizza di avere un suolo con comportamento alla Winkler, modellandolo attraverso l'introduzione di molle elastiche lineari (k = 20000 KN/m^3), reagenti in direzione verticale a sola compressione, su tutti i nodi delle travi rovesce e delle travi di collegamento in fondazione. Agli elementi di fondazione in corrispondenza dei nodi vengono assegnati dunque dei vincoli di tipo "*Line spring*" specificando per ogni molla la sua rigidezza, cosi calcolata:

K = k × B × i

con: B = base della trave

i = interasse molle

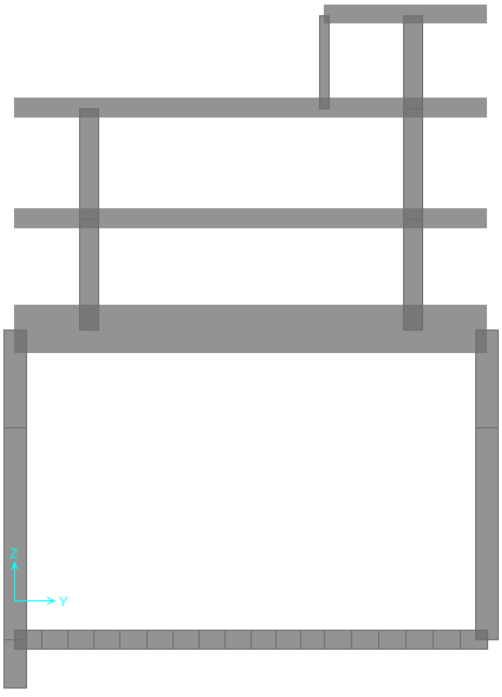


FIGURA 12.2 - CORPO C - MODELLO DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Come indicato dalla normativa, le non linearità di tipo geometrico possono essere trascurate ai fini del calcolo sismico purché il rapporto ad ogni orizzontamento risulti

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Dal modello utilizzato, nella combinazione sismica delle azioni con sisma agente nella direzione più sfavorevole per il sistema (dir y), si ottengono i seguenti valori del parametro θ:

Per il primo orizzontamento $\theta = \frac{5200 \cdot 0.0235}{650 \cdot 12.7} = 0.0148 < 0.1$

Per il secondo orizzontamento $\theta = \frac{3300 \cdot 0.003}{456 \cdot 4.55} = 0.005 < 0.1$

Per il terzo orizzontamento $\theta = \frac{950 \cdot 0.002}{270 \cdot 4.55} = 0.0015 < 0.1$

a conferma dell'opportunità di trascurare gli effetti del secondo ordine.

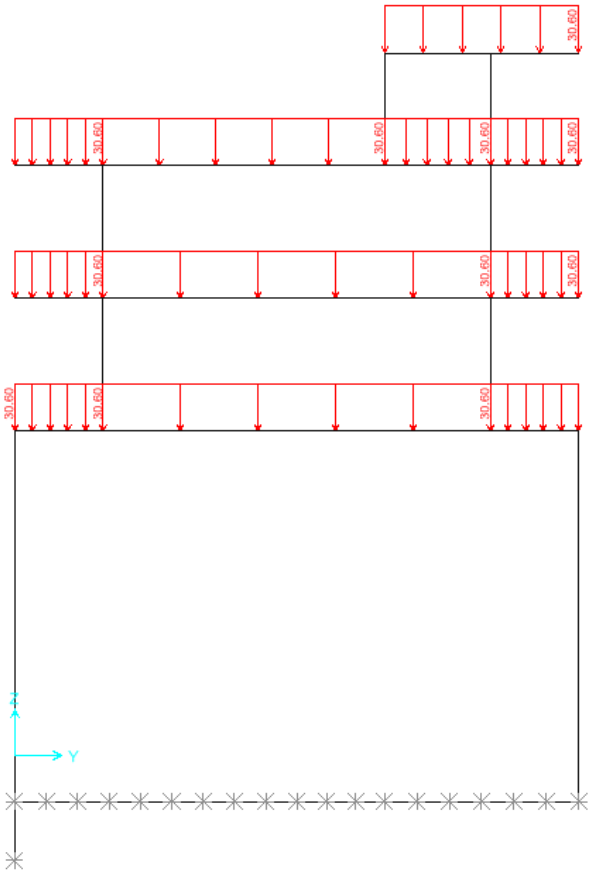
Verranno effettuate le verifiche delle sezioni principali.
Per ciascuna sezione verranno ricercati ed utilizzati gli schemi di carico che ivi massimizzano le sollecitazioni ai fini della verifica agli stati limite.

12.2. Applicazione dei carichi

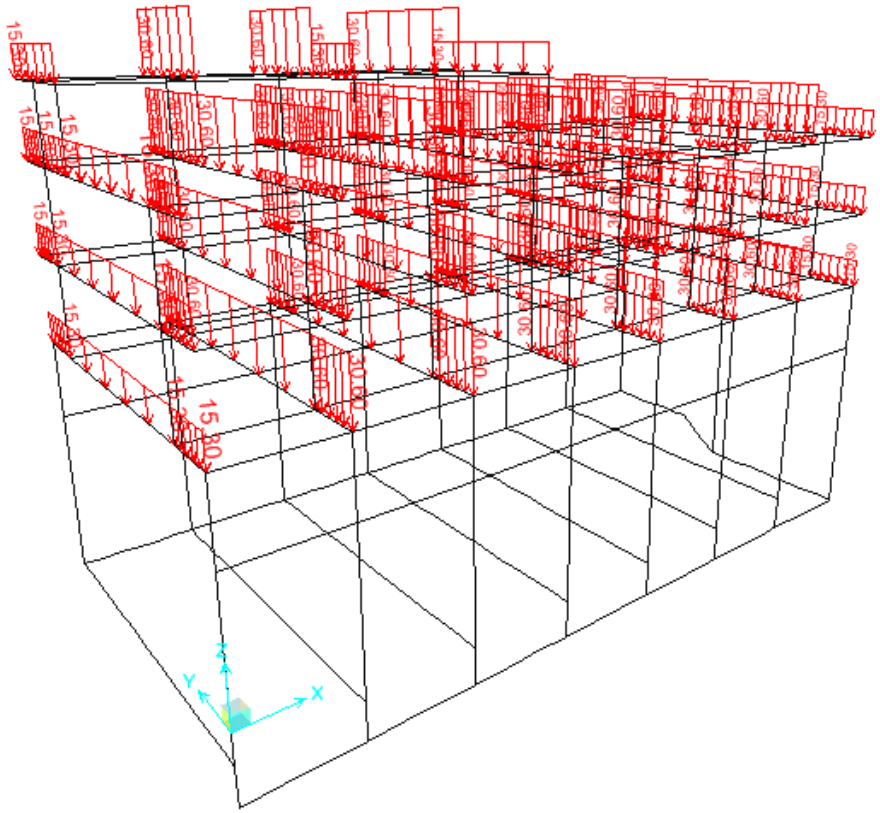
Allo scopo di illustrare in modo più esauriente come siano applicati i carichi ai modelli, si allegano nel seguito gli schemi rappresentativi del corpo di fabbrica C per le varie tipologie di carico di tipo statico.

I valori caratteristici delle azioni vengono linearizzati per essere applicati sugli elementi trave corrispondenti, moltiplicandoli per l'area di interesse.

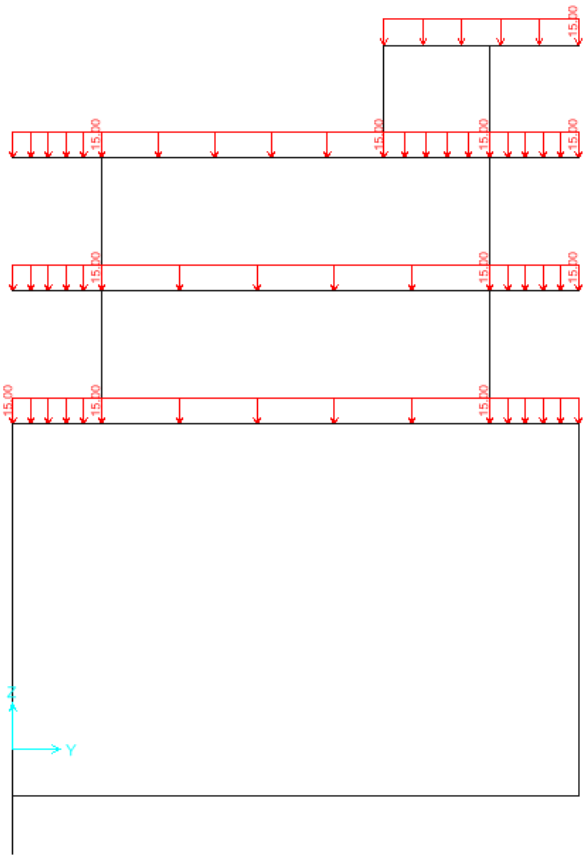
Carichi permanenti



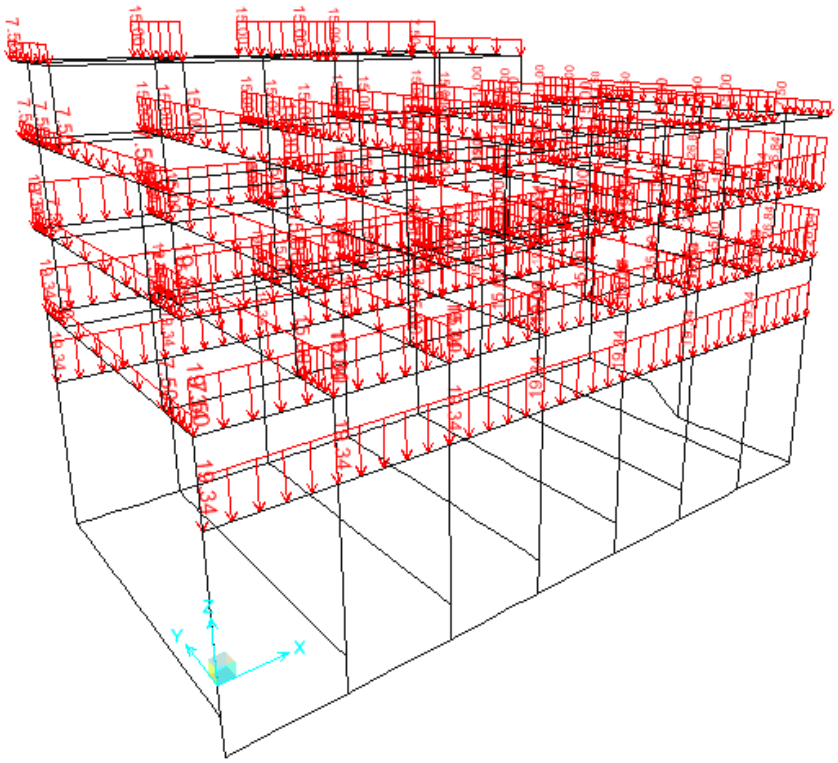
SCHEMA CARICO SU SEZIONI TRASVERSALI DEL CORPO C



SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO C

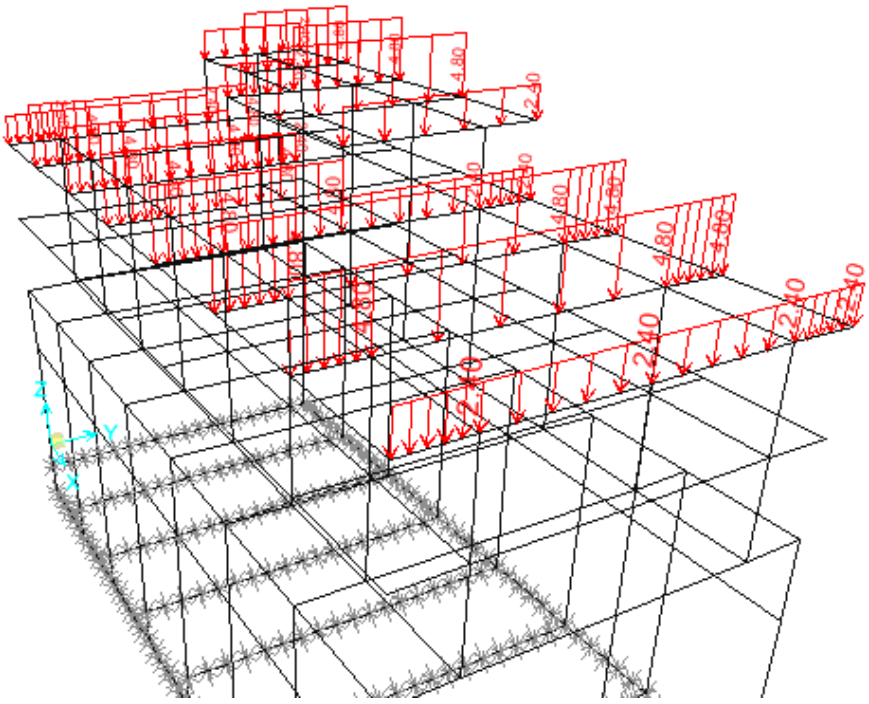


SCHEMA CARICO SU SEZIONI TRASVERSALI DEL CORPO C



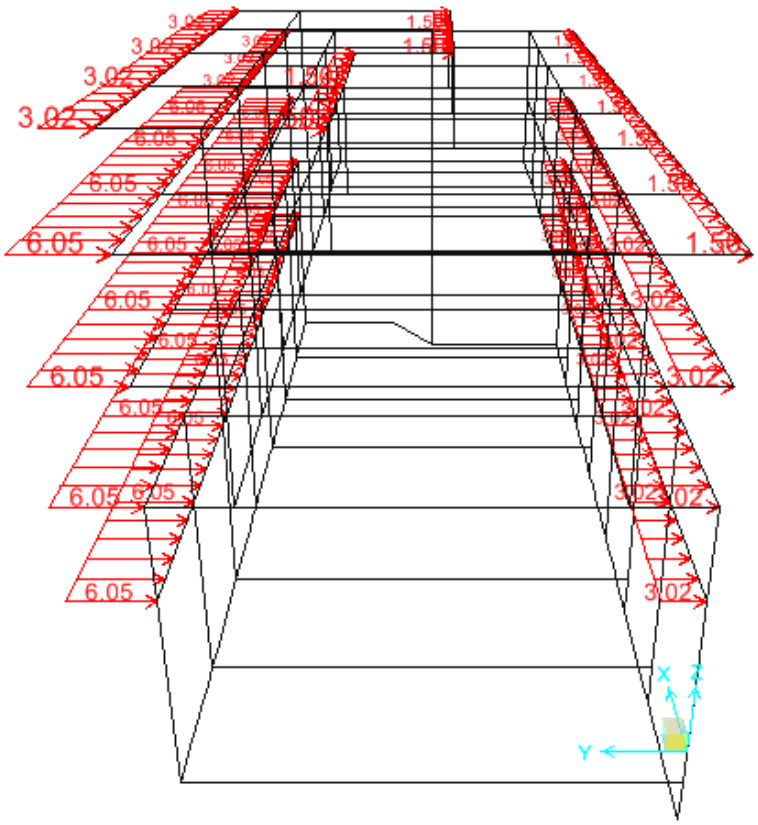
SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO C

Neve



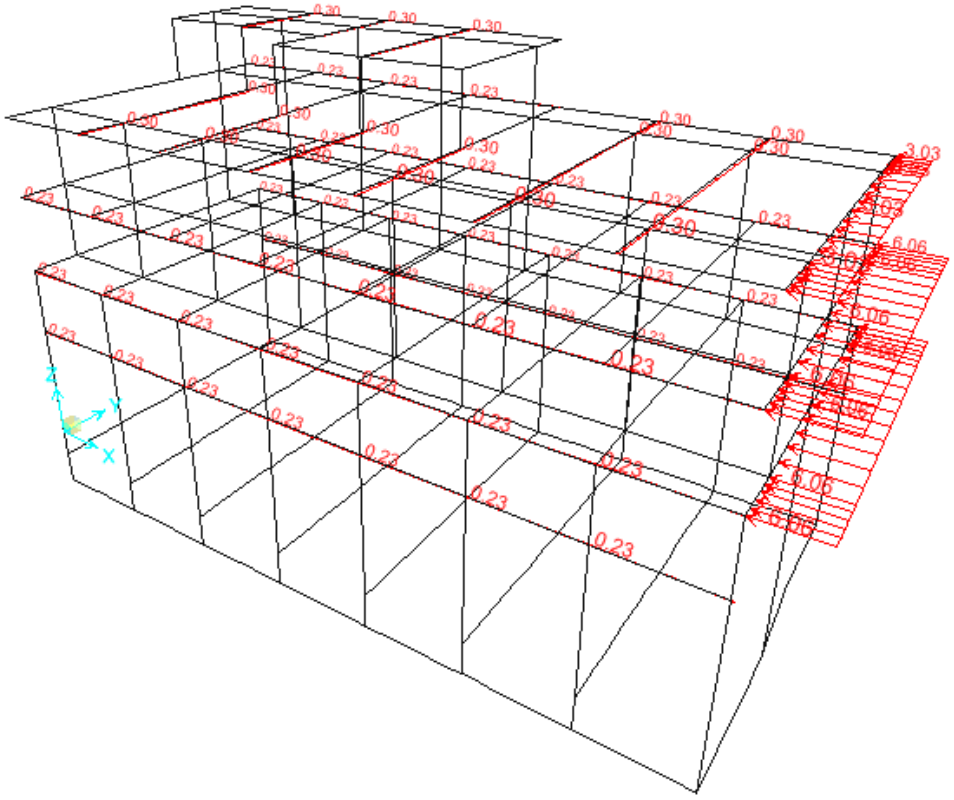
SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO C

Vento in dir y

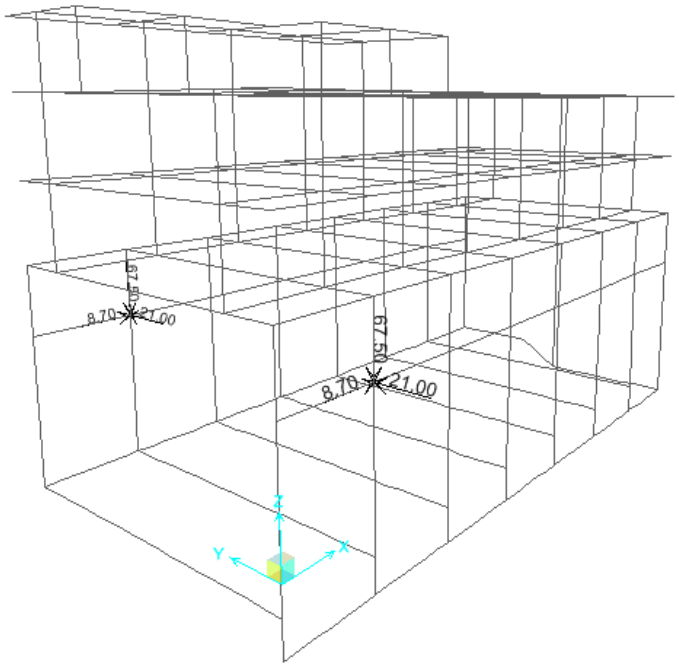


SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO C

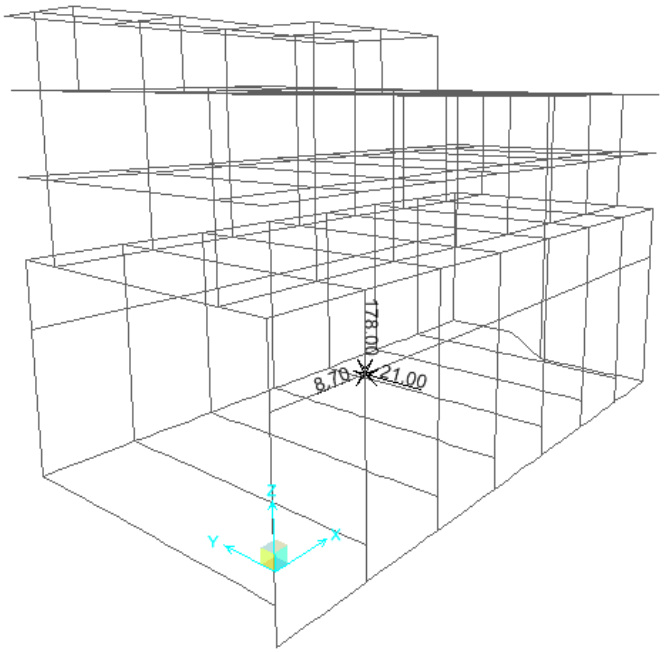
Vento in dir x



SCHEMA CARICO SU VISTA 3D DEL CORPO C



SCHEMA CARICO CENTRATO SU CARROPONTE VISTA 3D DEL CORPO C



SCHEMA CARICO ECCENTRICO SU CARROPONTE VISTA 3D DEL CORPO C

12.2.1. Schemi di carico per il sovraccarico accidentale

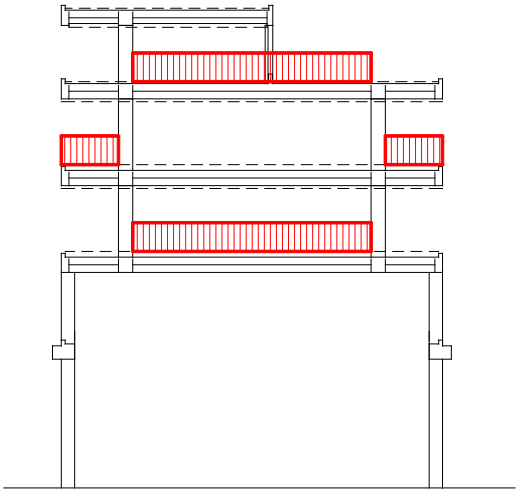
Per la determinazione dell'azione Q_k di sovraccarico accidentale (affollamento), sono stati considerati diversi schemi di carico possibili. Si è difatti tenuto conto della variabilità della disposizione del carico all'interno dell'edificio.

La scelta delle configurazioni di carico variabile che massimizzano le varie sollecitazioni nei diversi elementi strutturali principali è stata fatta sulla base dei già noti principi della scienza delle costruzioni per gli schemi a telaio multipiano. Non si ritiene necessario riportare i diagrammi delle singole e numerose configurazioni con il correlato inviluppo di tutte le combinazioni di carico possibile.
Tali configurazioni scelte vengono utilizzate distintamente nelle combinazioni agli stati limite a seconda che si voglia massimizzare una data sollecitazione per la verifica della sezione via via in esame. Le diverse configurazioni, denominate

"qt", "qp",… sono difatti specificate ogni qualvolta intervengano nella verifica strutturale di una data sezione.
Ulteriori inviluppi esplicativi sono stati omessi per brevità, dal momento che l'individuazione delle sollecitazioni massime è stata svolta osservando singolarmente e confrontando i numerosi diagrammi prodotti dal modello; la ricomposizione degli inviluppi sarebbe divenuta molto articolata e dispersiva in termini di voluminosità degli elaborati da produrre, perdendo quindi di immediatezza e di facilità di consultazione.

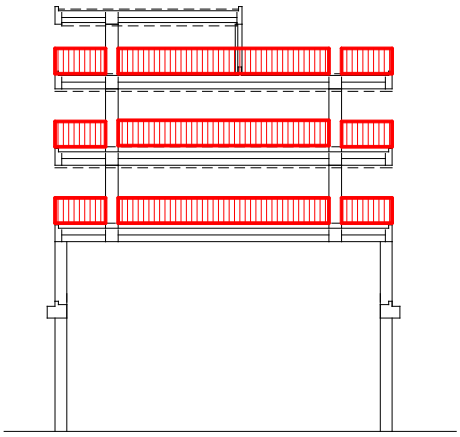
Di seguito verranno illustrati gli schemi di carico utilizzati, selezionando tra tutte le disposizioni possibili quelle significative ai fini del calcolo strutturale.

Schema di carico **qp**:



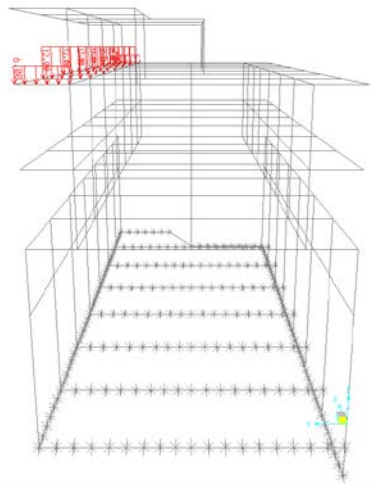
Lo schema di carico massimizza il momento flettente positivo nelle sezioni in campata

Schema di carico **qt**:

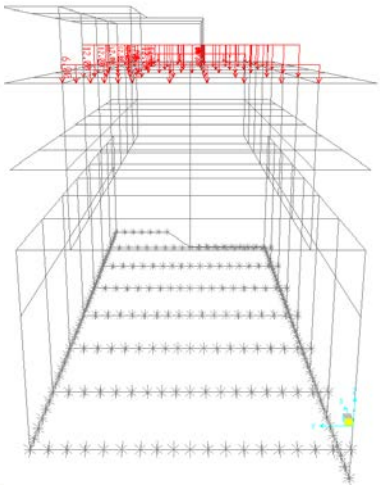


Lo schema di carico massimizza:
- momento flettente negativo e taglio nelle sezioni in appoggio e sbalzo
- sforzo normale di compressione nelle sezioni di tutti i pilastri e sollecitazioni in fondazione

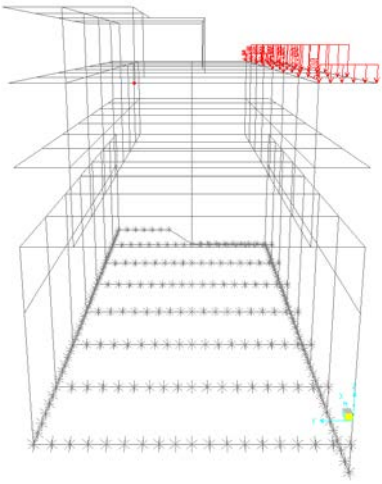
Nel seguito sono indicati i carichi elementari q1, …, q9, definiti singolarmente per poi poterne creare a piacimento le combinazioni più significative per il calcolo.
Si chiarisce il procedimento seguito con degli esempi:
la combinazione "qt" applica contemporaneamente tutti i carichi da q1 a q9, invece "qp" applica contemporaneamente solo gli schemi di carico con numero pari, mentre "qc" applica solo i carichi centrali (q2, q5, q8), e così via.



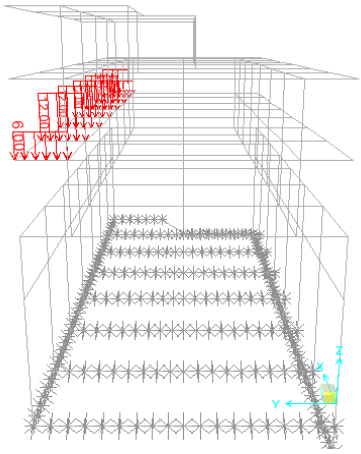
q1



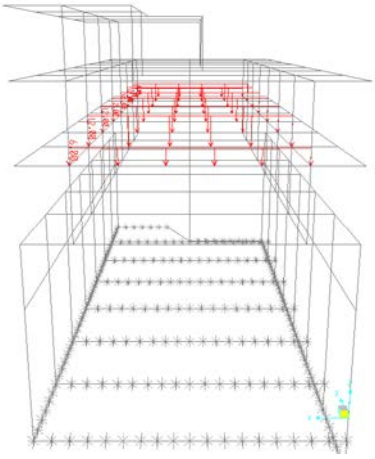
q2



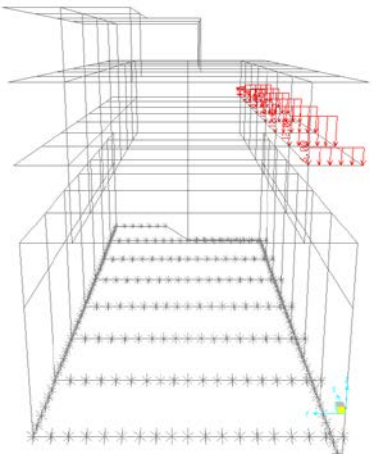
q3



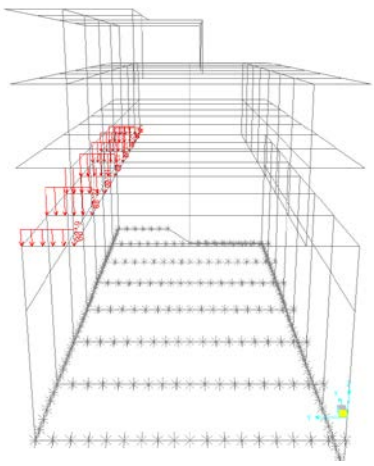
q4



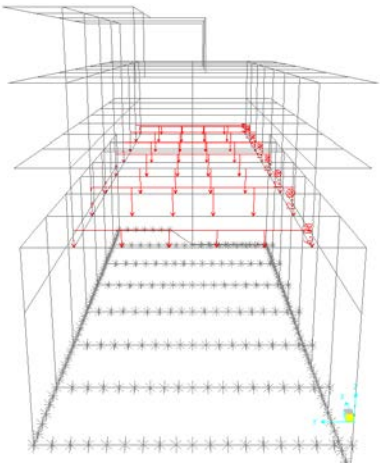
q5



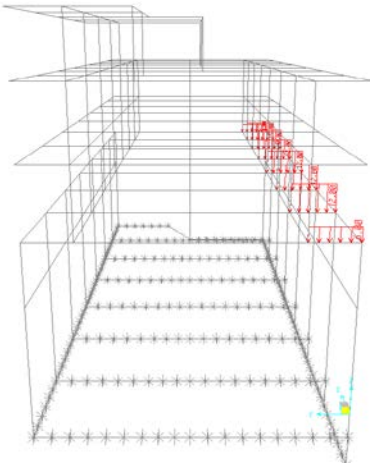
q6



q7



q8



q9

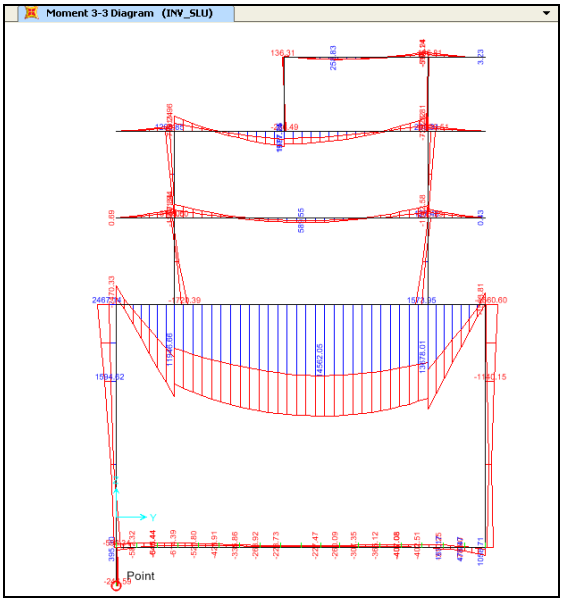
12.3. Verifiche agli stati limite ultimi

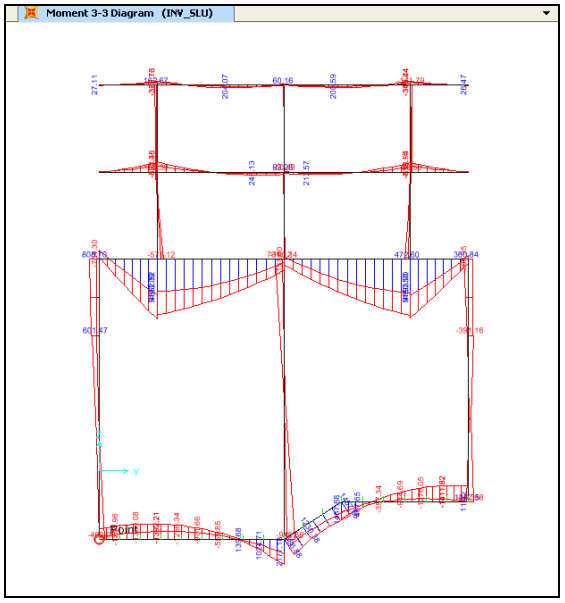
Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

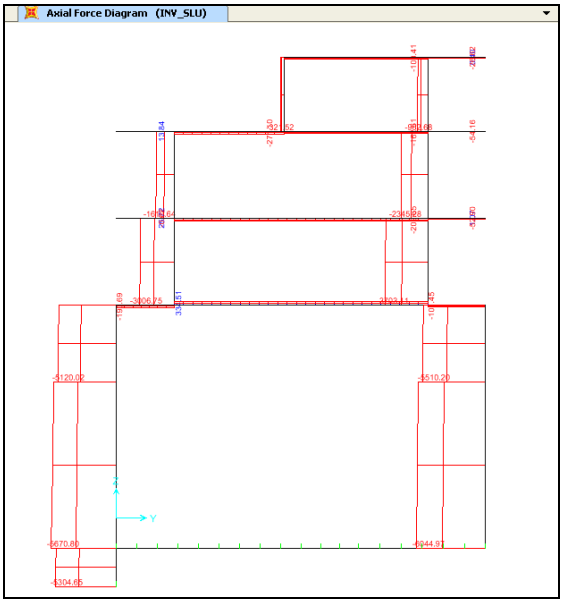
TABELLA 12-2 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLU

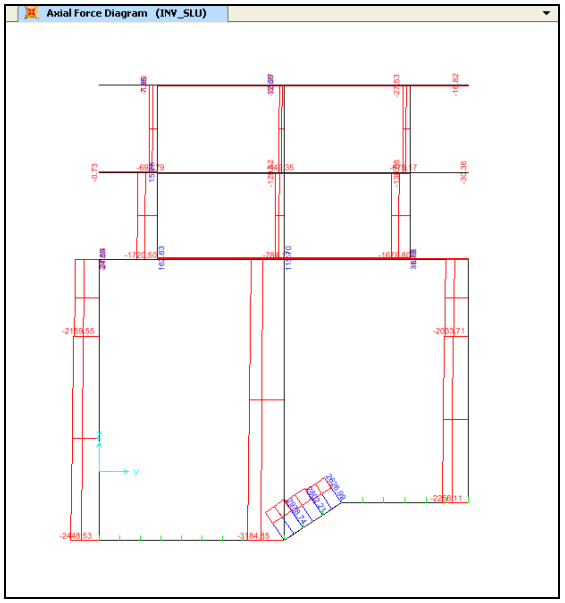
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q1 - qp	Q2	Q3	Q4X	Q4Y	Q6
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici		Neve	Termica	Vento x	Vento y	Carroponte
SLU 1	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	1.5
SLU-2X	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0.9	0	1.5
SLU-2Y	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0.9	1.5
SLU-2XY	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0.64	0.64	1.5
SLU-2X_qp	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0.9	0.9	0	1.5
SLU-2Y_qp	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0.9	0	0.9	1.5
SLU-2XY_qp	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0.9	0.64	0.64	1.5
SLU-3X	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0.9	0	1.5
SLU-3Y	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0	0.9	1.5
SLU-3XY	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0.64	0.64	1.5
SLU-3X_qp	1.3	1.5	0	1.05	1.5	0.9	0.9	0	1.5
SLU-3Y_qp	1.3	1.5	0	1.05	1.5	0.9	0	0.9	1.5
SLU-3XY_qp	1.3	1.5	0	1.05	1.5	0.9	0.64	0.64	1.5
SLU-4X	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0.9	0	1.5
SLU-4Y	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0	0.9	1.5
SLU-4XY	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0.64	0.64	1.5
SLU-4X_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	1.5	0.9	0	1.5
SLU-4Y_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	1.5	0	0.9	1.5
SLU-4XY_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	1.5	0.64	0.64	1.5
SLU-5X	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	1.5	0	1.5
SLU-5Y	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	0	1.5	1.5
SLU-5XY	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	1.06	1.06	1.5
SLU-5X_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	0.9	1.5	0	1.5
SLU-5Y_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	0.9	0	1.5	1.5
SLU-5XY_qp	1.3	1.5	0	1.05	0.75	0.9	1.06	1.06	1.5
SLU-6X	1	1	0	0	0	0	1.5	0	0
SLU-6Y	1	1	0	0	0	0	0	1.5	0
SLU-6XY	1	1	0	0	0	0	1.06	1.06	0

Si riporta una selezione degli inviluppi dei diagrammi risultanti per i due telai piani tipo degli allineamenti 14 e 18 che compongono la struttura del corpo di fabbrica in esame.


Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)
Point


Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)
Point


Axial Force Diagram (INV_SLU)


Axial Force Diagram (INV_SLU)

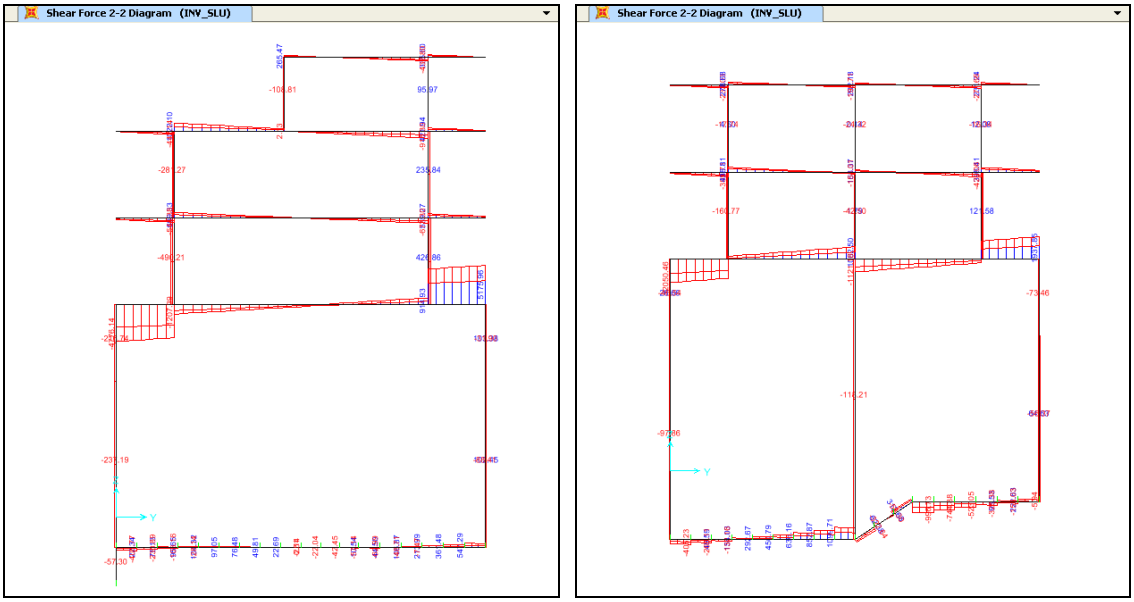
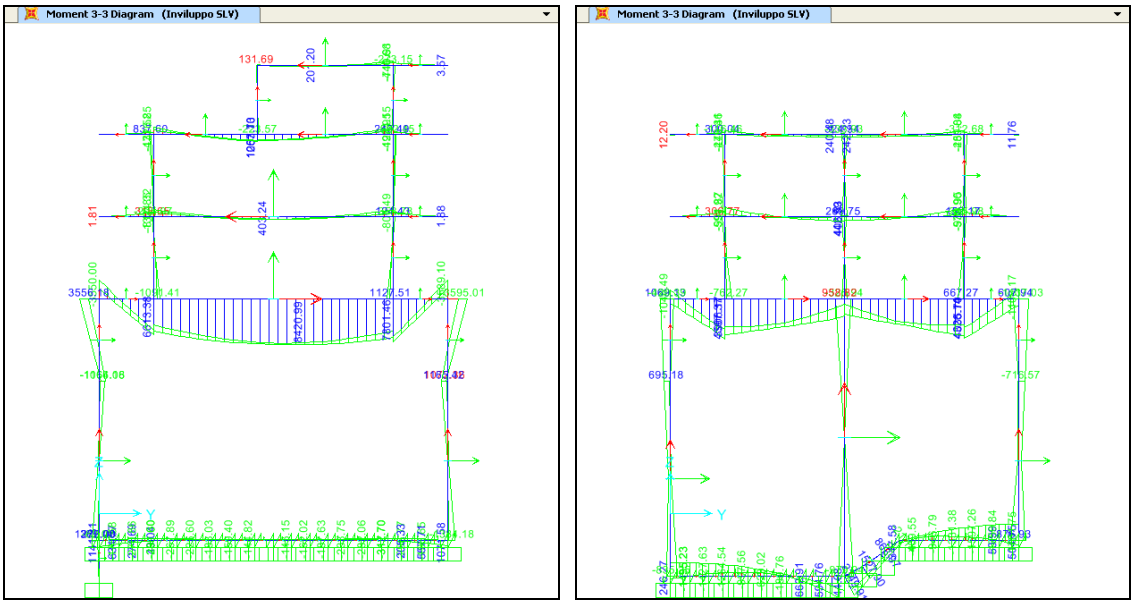


FIGURA 12.3 - TELAI TIPO CORPO "C": INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO, SFORZO ASSIALE E TAGLIO NEGLI ELEMENTI DEI TELAI 14 E 18



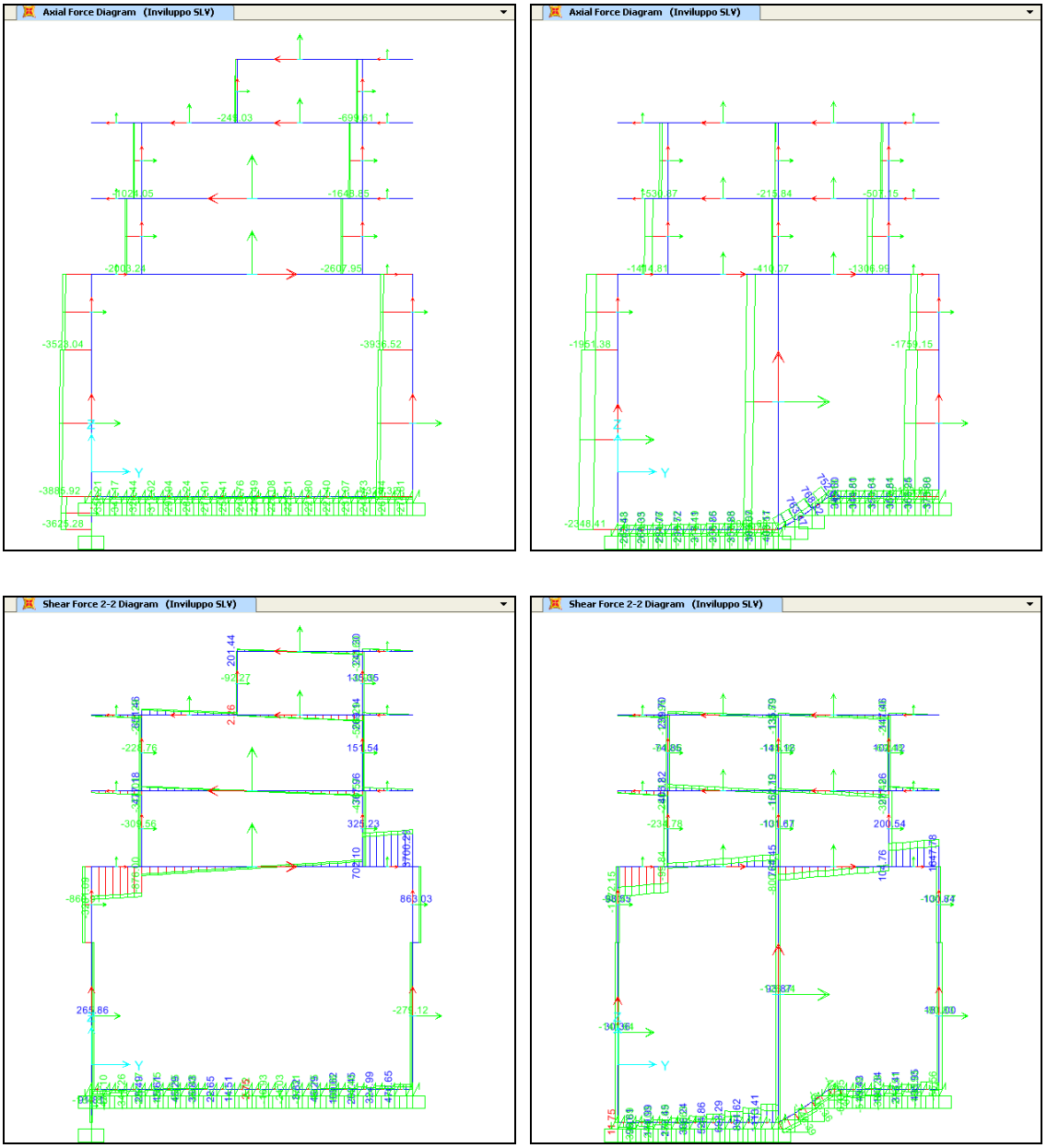
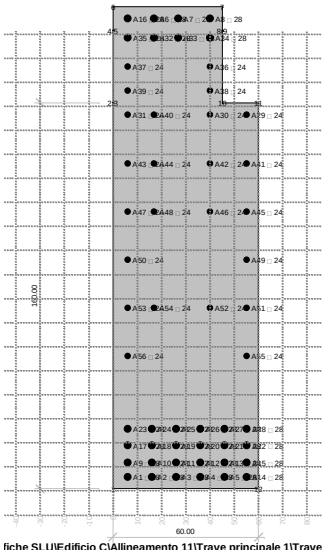


FIGURA 12.4 - TELAI TIPO CORPO "C": INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO, SFORZO ASSIALE E TAGLIO NEGLI ELEMENTI DEI TELAI 14 E 18

Si riporteranno nel seguito le verifiche degli elementi strutturali principali e delle fondazioni.

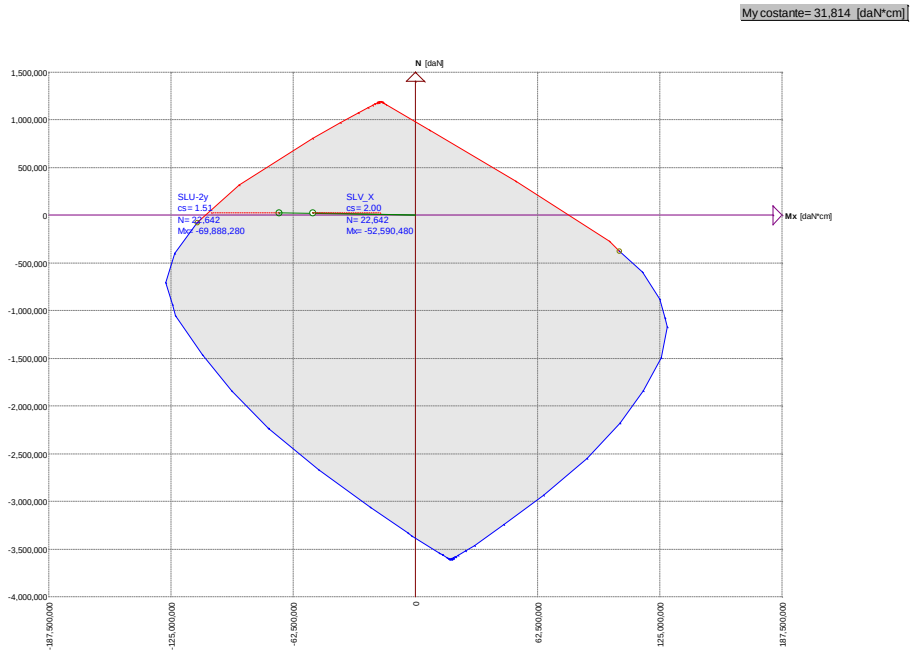
12.3.1. Trave trasversale piano secondo allineamento 11

12.3.1.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 24ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 6988 kNm

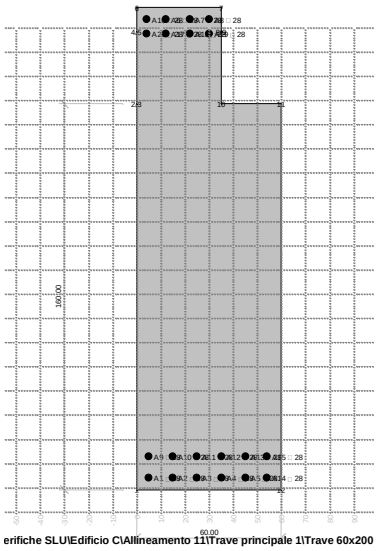
M_y = 3 kNm

N_{traz} = 226 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.51. La sezione è pertanto verificata.

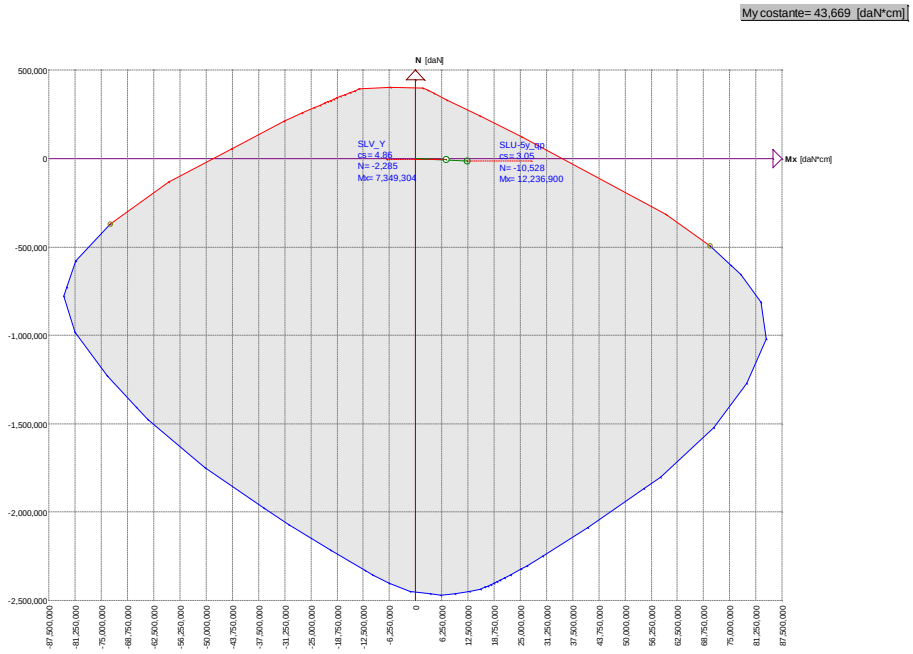
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.00.

12.3.1.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 12ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y_qp, sono pari a:

M_x = -1035 kNm

M_y = 4.55 kNm

N_{comp} = -82 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.05. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.86.

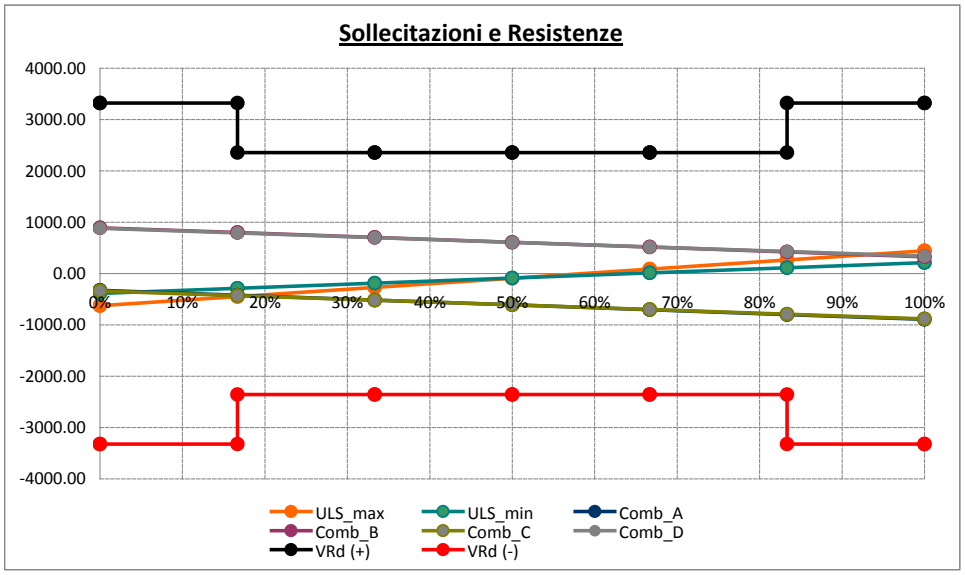
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2x, è:

V_{sd} = 2534 kN.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 45 cm, h = 200 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/12.5 a 3 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**-327.40 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-892.60 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**892.60 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**327.40 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**-338.20 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-881.80 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**881.80 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**338.20 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	14.00	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	3.00	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	1923.17	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	480.79	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	336.00	[mm]
	s_{min}	=	192.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	125.00	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	461.81	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	90.00	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	32.50	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	32.50	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	1.57	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	3927.76	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	3320.12	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**3320.12**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	450 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2000 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1950 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	5300 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-240 kN	σcp	-0.267 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.320				
vmin	0.300				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 338 kN
VRd min = 228 kN

Se VEd > 338 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	3				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	462 mm²				
s	125 mm	passo delle staffe		(s max =	1560 mm =
ρw	0.0082	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1755 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1303 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **32.60** °
cot(TETA) **1.56** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 3968 kN (VRsd max 3968 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2537 kN (VRsd max 4371 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 6343 kN (VRsd max 3014 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5637601 VRsd = 3968 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5637601 VRcd = 3250 kN

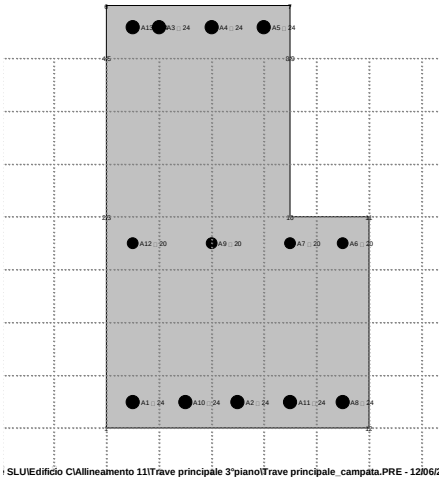
VRd = 3250 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.37 m

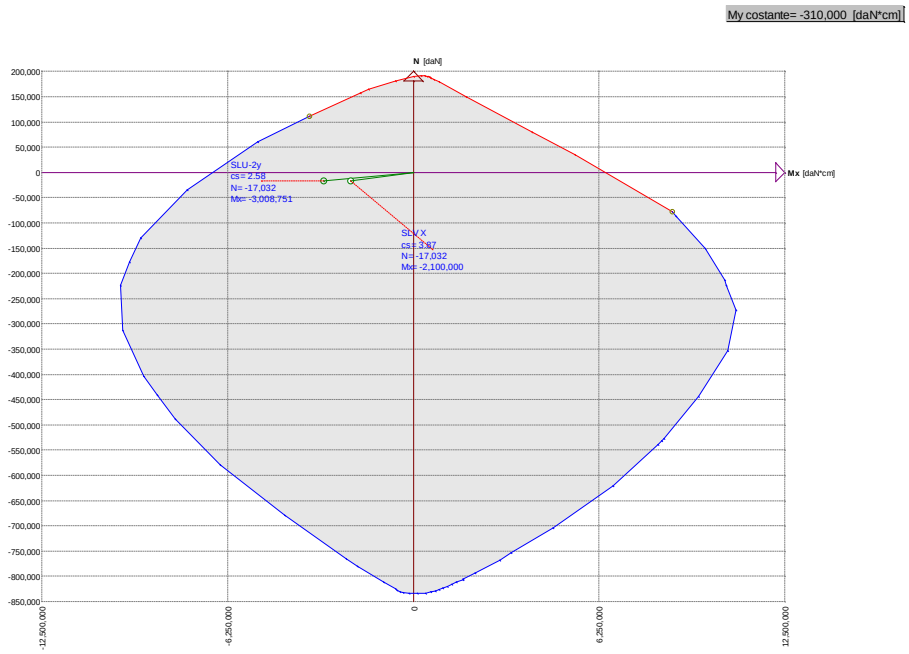
12.3.2. Trave trasversale piano terzo allineamento 11

12.3.2.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 4ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 300 kNm

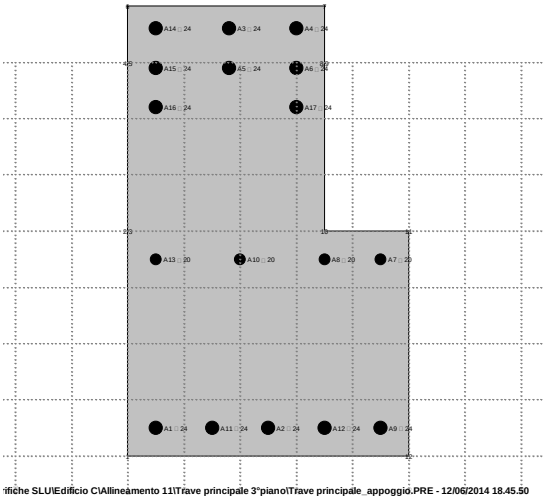
M_y = 0 kNm

N_{comp} = -170 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.58. La sezione è pertanto verificata.

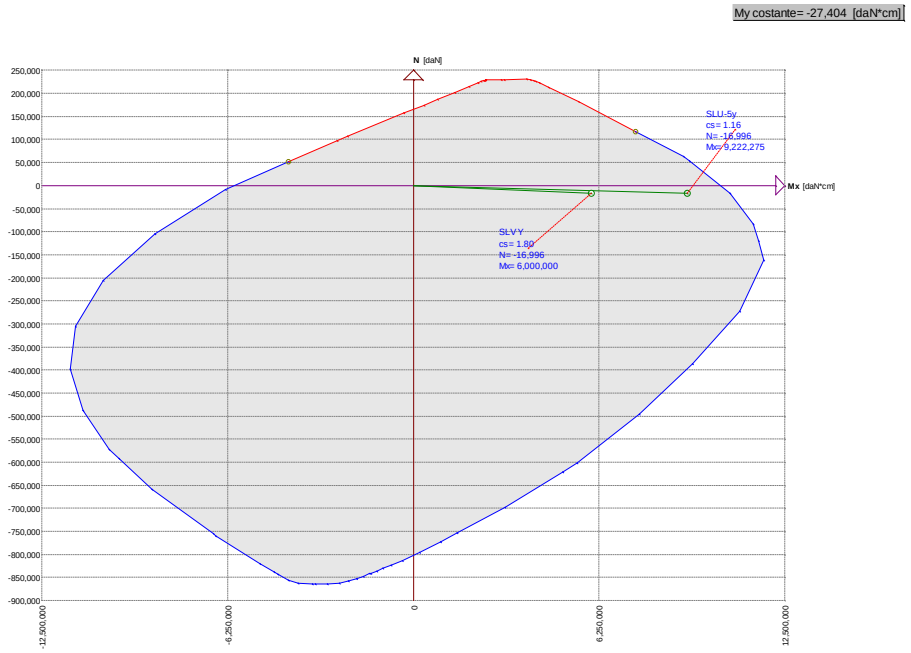
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.87.

12.3.2.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 3ϕ24 come armatura resistente inferiore e 8ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -526 kNm

N_{traz} = 15 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.16. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.80.

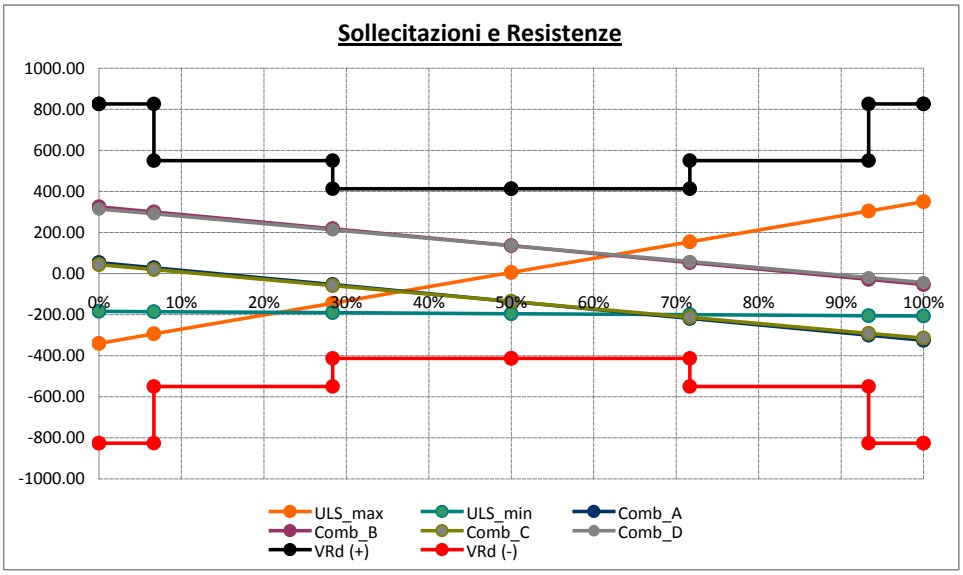
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 351 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 35 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**53.77 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-325.43 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**325.43 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-53.77 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**42.97 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-314.63 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**314.63 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-42.97 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	825.71	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	849.92	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**825.71**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	350 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3616 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-122 kN	σcp	-0.436 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.014	<	0.02		

VRd = 152 kN
VRd min = 80 kN

Se VEd > 152 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	811 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	23.47 °		
cot(TETA)	2.30	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**955 kN**	**(VRsd max**	**955 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**415 kN**	**(VRsd max**	**1307 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**1037 kN**	**(VRsd max**	**902 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 955 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 783 kN

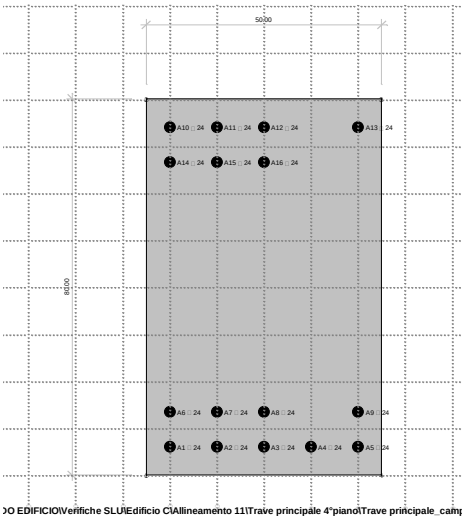
VRd = 783 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.78 m

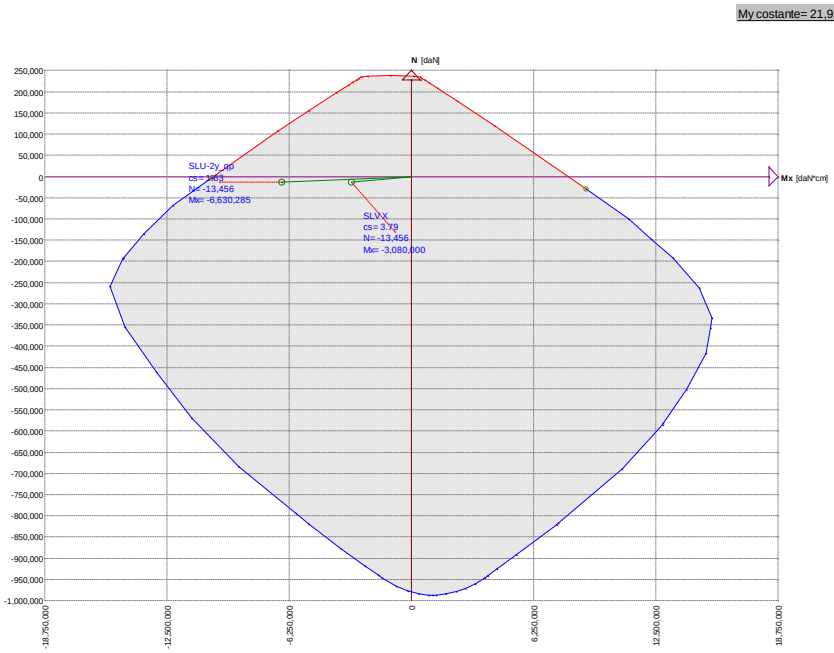
12.3.3. Trave trasversale piano quarto allineamento 11

12.3.3.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 9ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y_qp, sono pari a:

M_x = 663 kNm

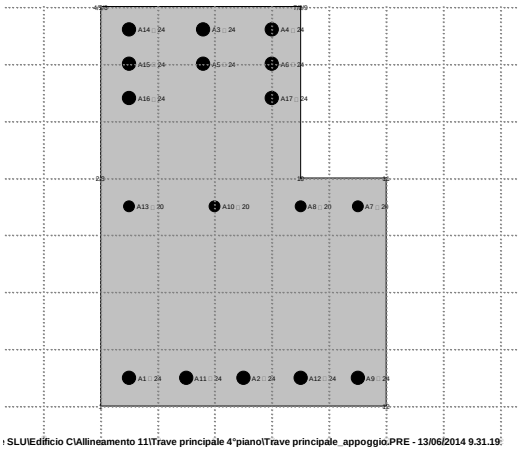
M_y = 2 kNm

N_{comp} = -134 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.63. La sezione è pertanto verificata.

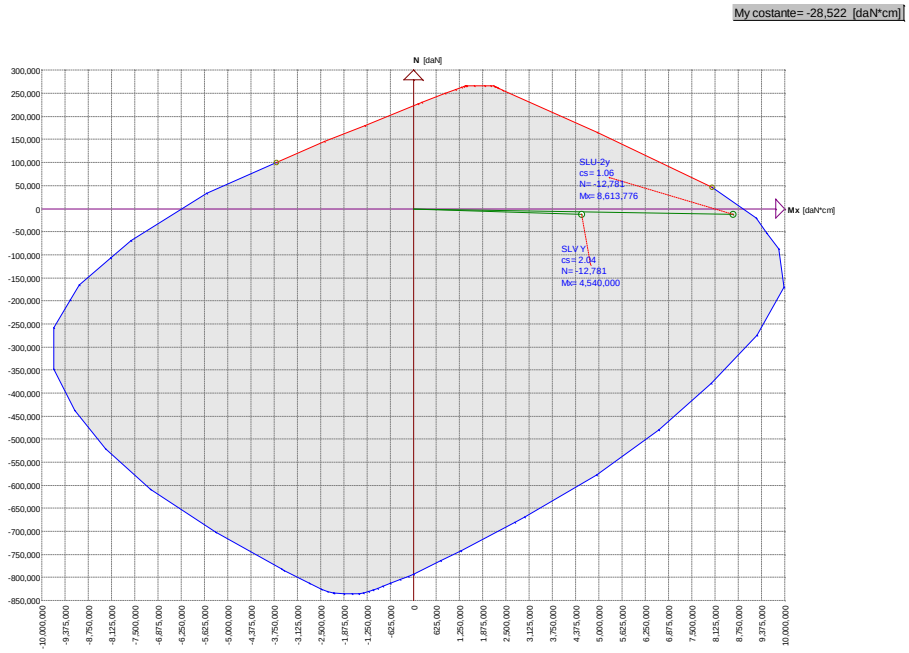
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.79.

12.3.3.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 8ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = -861 kNm

N_{comp} = -127 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.04.

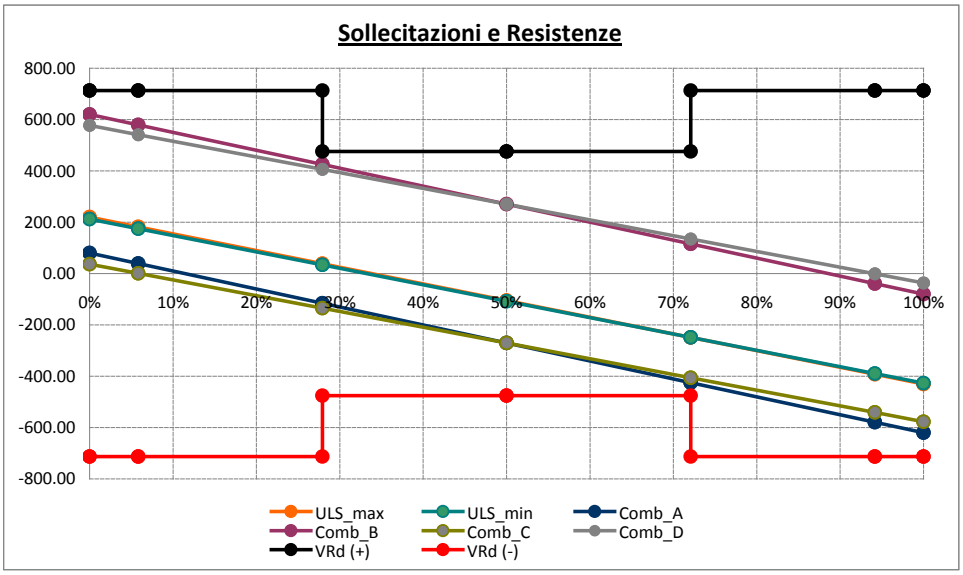
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 430 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 35 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 2 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**79.70 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-620.20 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**620.20 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-79.70 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**36.50 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-577.00 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**577.00 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-36.50 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**2.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	628.91	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.23	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	160.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	157.23	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	157.08	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	713.32	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	734.24	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**713.32**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	350 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	265 kN	σcp	1.082 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.020	>	0.02		

VRd = 207 kN
VRd min = 124 kN

Se VEd > 207 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	811 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	23.47 °		
cot(TETA)	2.30	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**828 kN**	**(VRsd max**	**828 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**360 kN**	**(VRsd max**	**1133 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**899 kN**	**(VRsd max**	**781 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 828 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.060
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 719 kN

VRd = 719 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.67 m

12.3.4. Pilastro 40x90 cm allineamento 11

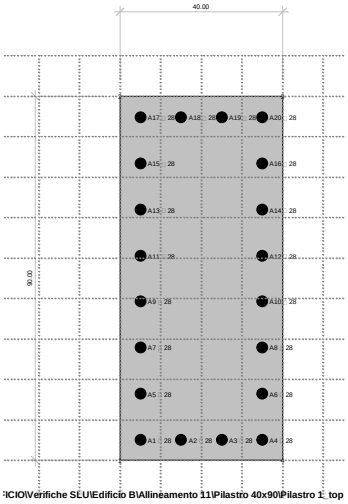
12.3.4.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/12cm sul lato lungo.

As = 20 * 6.16 = 123.2 cm^2

Ac = 40 * 90 = 3600 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.4% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5y.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

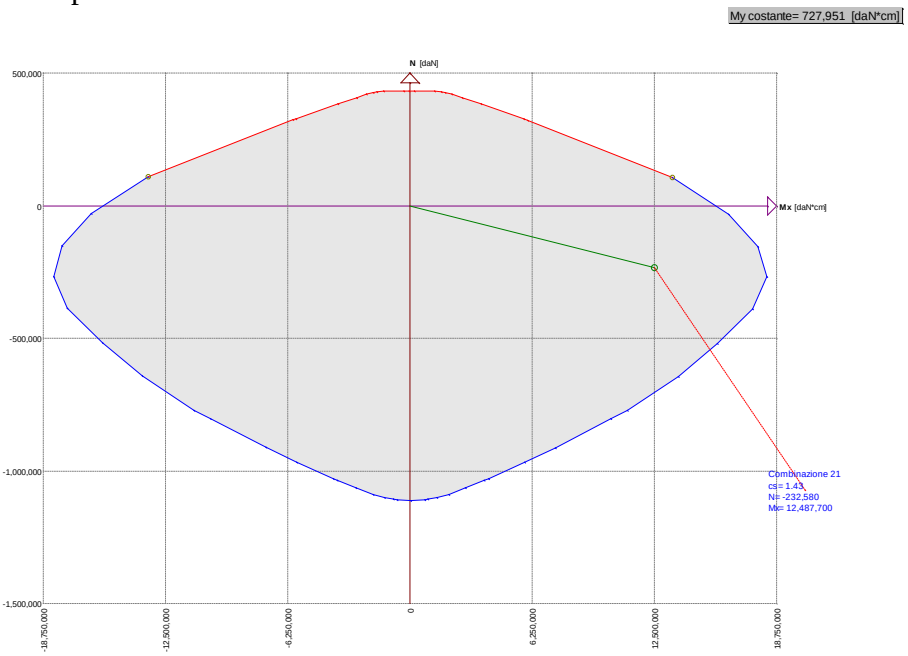
M_x = 1248 kNm

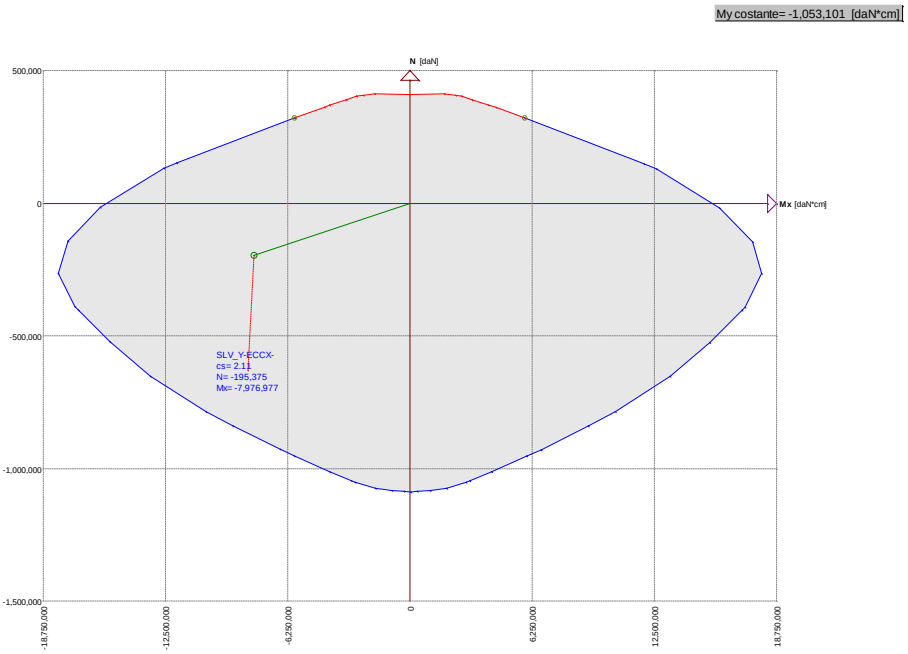
M_y = 73 kNm

N = -2325 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.43. La sezione è pertanto verificata.

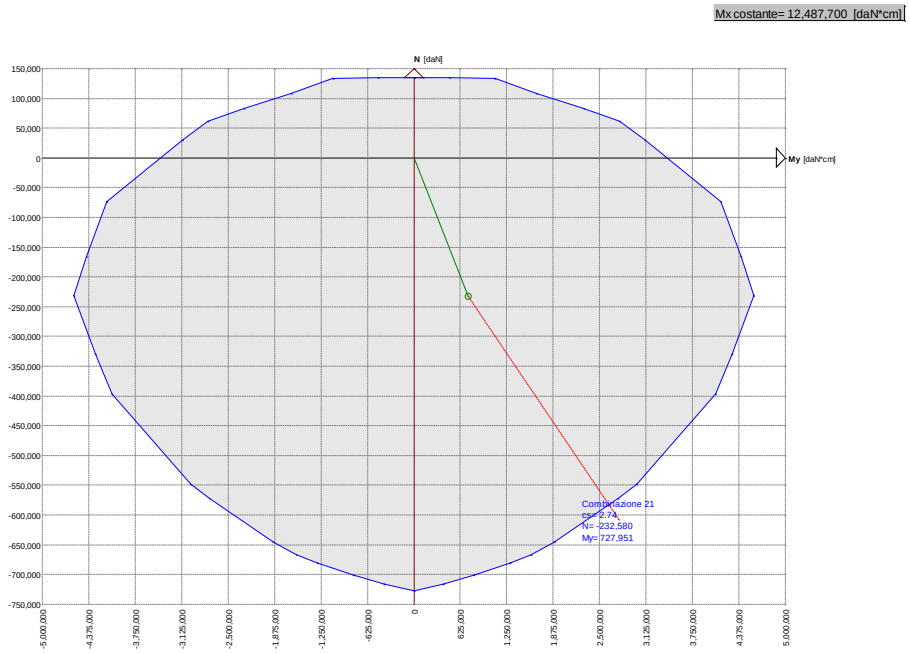
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX- si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.11.

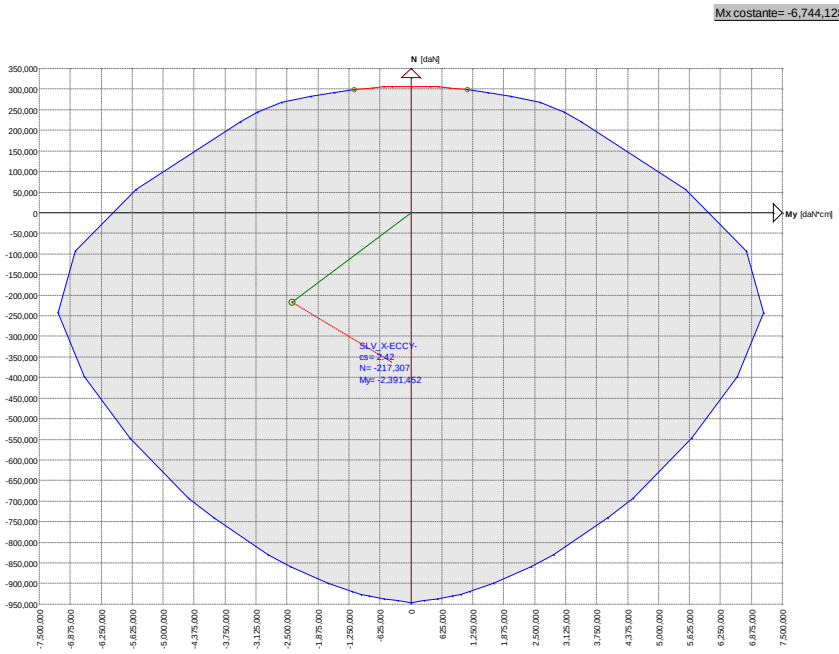




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X-ECCY-.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 674 kNm
M_y = 240 kNm
N = -2173 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.42. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU-5y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.74.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y, risulta pari a V_{sd} = 125 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2450 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y, risulta pari a V_{sd} = 108 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1363 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1870 + 1870}{10} = 411kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1363 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 3 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	900 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	850 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2463 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1363 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.485				
vmin	0.358				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 358 kN
VRd min = 307 kN

Se VEd > 358 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	3		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	339 mm²		
s	100 mm	passo delle staffe	(s max = 680 mm =
ρw	0.0085	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**765 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 927 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 33.20 °
cot(TETA) 1.53 Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1552 kN (VRsd max 1552 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1016 kN (VRsd max 1693 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2539 kN (VRsd max 1168 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5279903 VRsd = 1552 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.5279903 VRcd = 1525 kN

VRd = 1525 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.58 m

12.3.5. Pilastro 32x75 cm allineamento 11

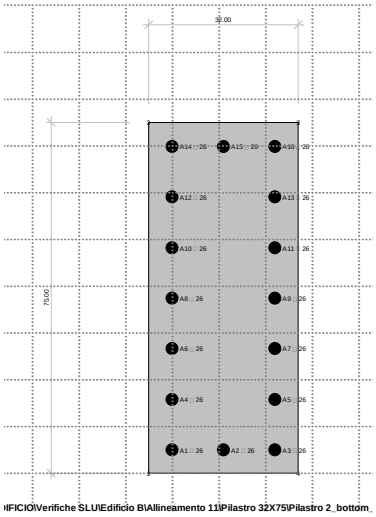
12.3.5.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ26/11cm sul lato corto e ϕ26/13cm sul lato lungo.

As = 16 * 5.31 = 84.96 cm^2

Ac = 32 * 75 = 2400 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.5% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-1.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

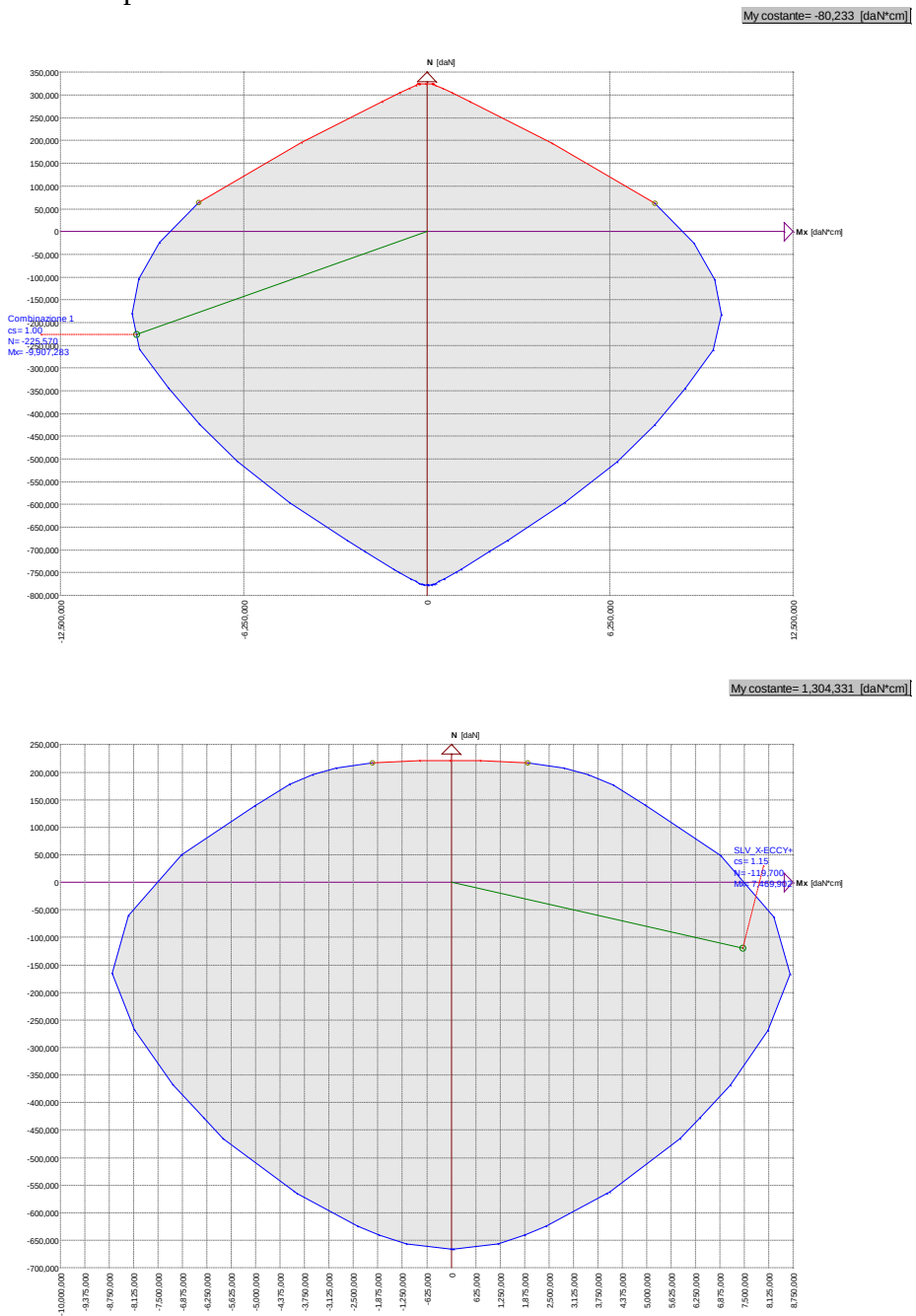
M_x = 990 kNm

M_y = 24 kNm

N = -1366 kN

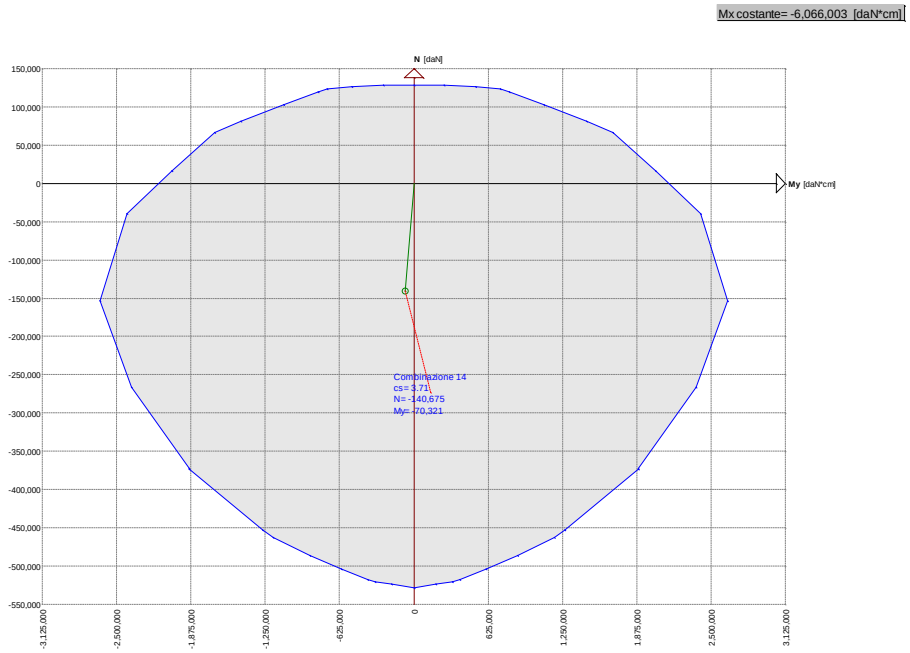
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.00. La sezione è pertanto verificata.

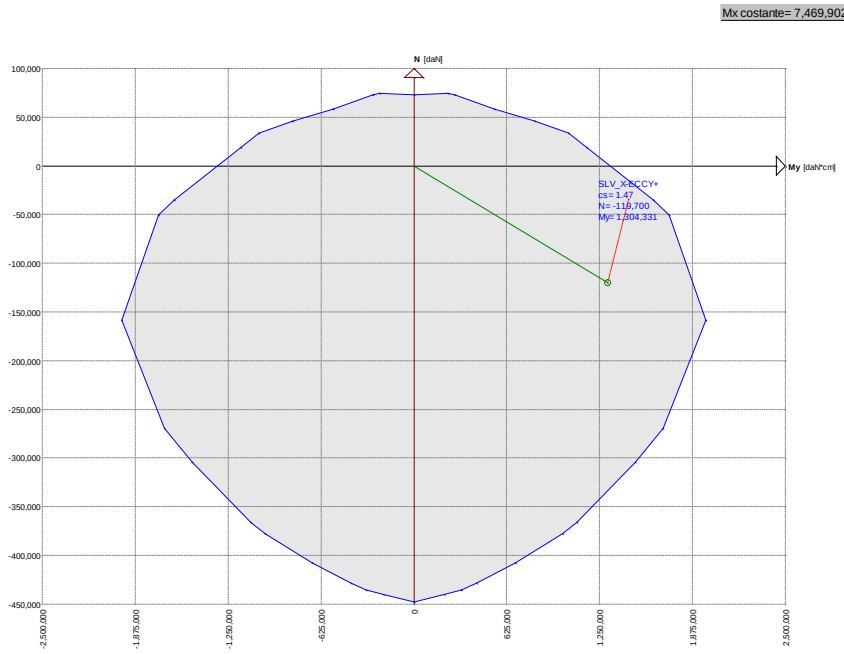
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCY+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.15.



La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X-ECCY+.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 747 kNm
M_y = 130 kNm
N = -1197 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.47. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU-6 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 3.71.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, risulta pari a V_{sd} = 287 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2255 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX-, risulta pari a V_{sd} = 246 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1336 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1000 + 1000}{4.55} = 483kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1307 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 3 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	320 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1593 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1336 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
vmin	0.376				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 239 kN
VRd min = 206 kN

Se VEd > 239 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	3		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	339 mm²		
s	100 mm	passo delle staffe	(s max = 560 mm =
ρw	0.0106	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**630 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 741 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **37.75** °
cot(TETA) **1.29** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1080 kN (VRsd max 1080 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 836 kN (VRsd max 1116 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2091 kN (VRsd max 769 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.2914347 VRsd = 1080 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.2914347 VRcd = 1062 kN

VRd = 1062 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.41 m

12.3.6. Pilastro 32x40 cm piano quinto allineamento 11

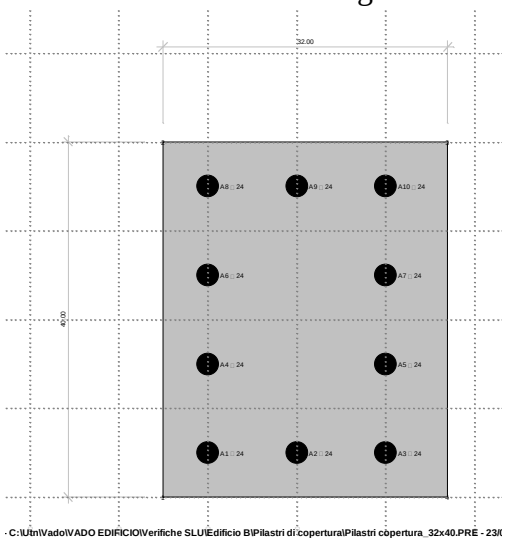
12.3.6.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ24/11cm sul lato corto e ϕ24/13cm sul lato lungo.

As = 10 * 4.52 = 45.2 cm^2

Ac = 32 * 40 = 1280 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.5% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-2_qp.

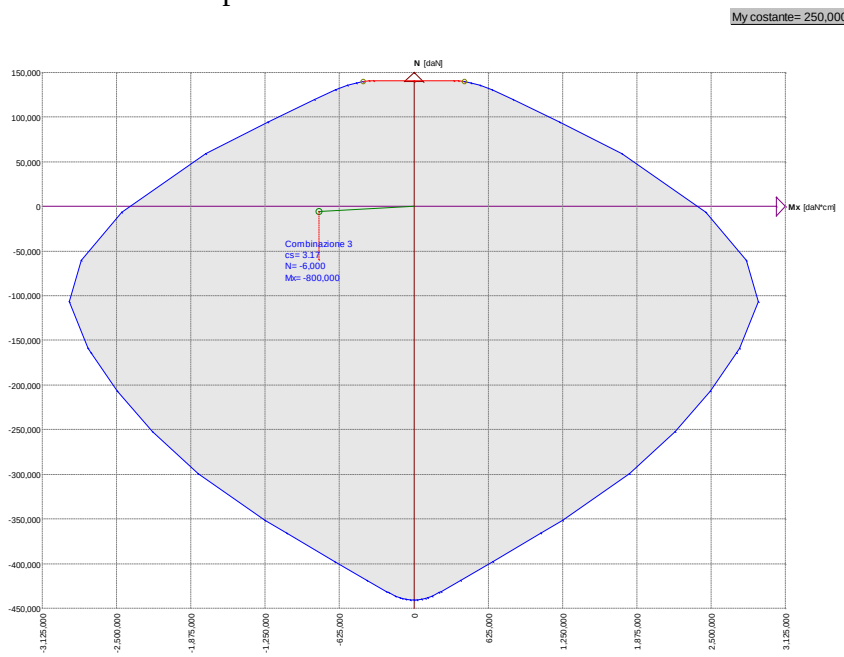
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

M_x = 80 kNm

M_y = 25 kNm

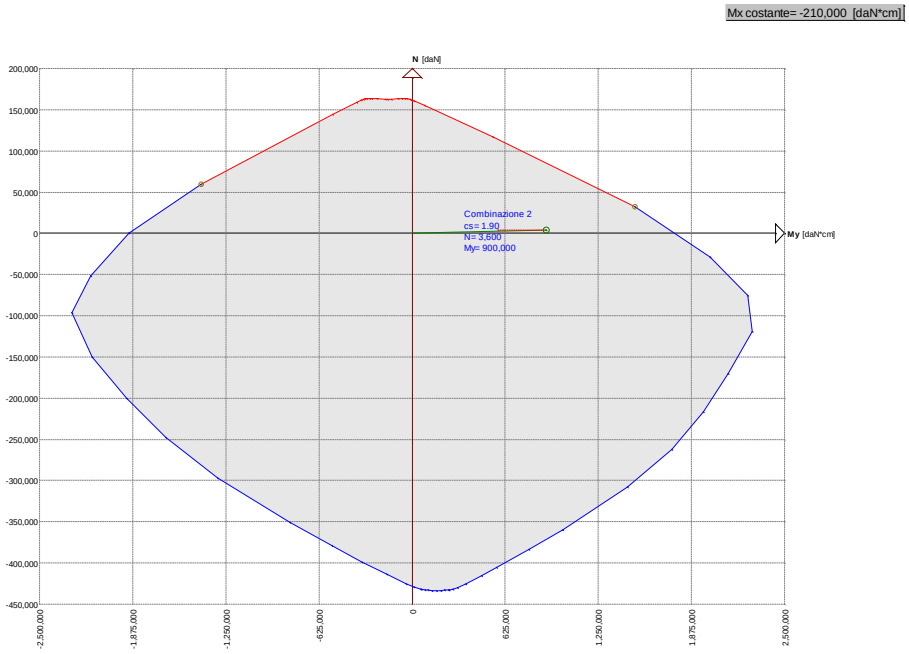
N = -60 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.17. La sezione è pertanto verificata.



La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-2.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 21 kNm
M_y = 90 kNm
N = 36 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.90. La sezione è pertanto verificata.



La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2_qp, risulta pari a V_{sd} = 50 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -60 kN

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 2 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	400 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	350 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1594 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	60 kN	σcp	0.300 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.756				
vmin	0.461				
ρl	0.009	<	0.02		
VRd =	**121 kN**				
VRd min =	**88 kN**				
Se VEd >	**121 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	157 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	280 mm =
ρw	0.0031	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**315 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1159 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	**19.47** °		
cot(TETA)	**2.83**	ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**548 kN**	**(VRsd max**	**548 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**194 kN**	**(VRsd max**	**872 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**484 kN**	**(VRsd max**	**601 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:

Per cot(TETA) =	**2.5**	**VRsd =**	**484 kN**

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.017
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:

Per cot(TETA) =	**2.5**	**VRcd =**	**501 kN**

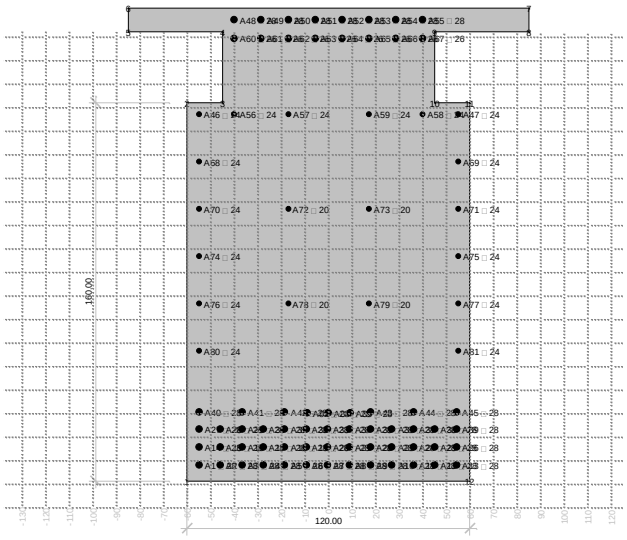
VRd = 484 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.39 m

12.3.7. Trave trasversale piano secondo allineamento 12÷17

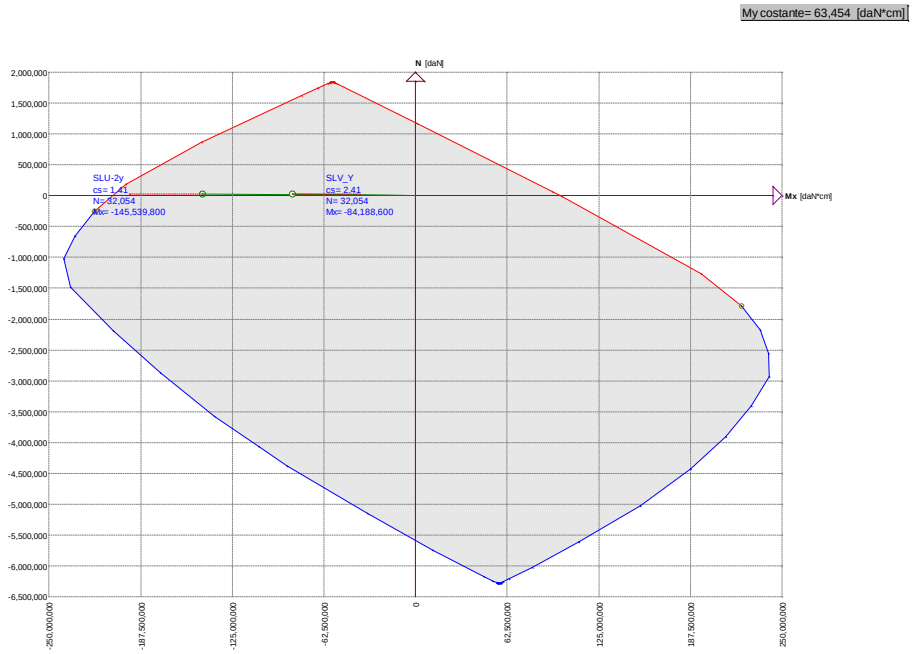
12.3.7.1 Sezione di mezzeria



pli> - C:\Utn\Vado\VADO EDIFICIO\Verifiche SLU\Edificio C\Allineamento 14\Trave principale 1\05-02-2

Verifica a flessione

La sezione presenta 48ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 14550 kNm

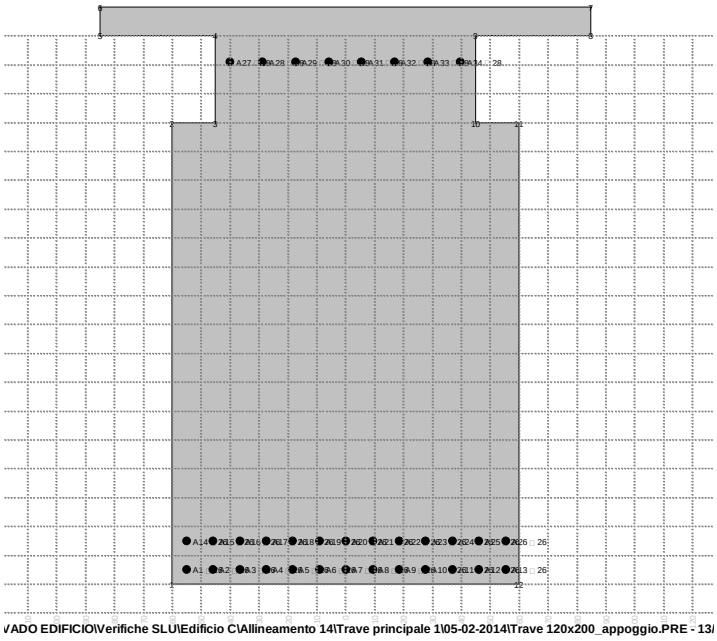
M_y = 7 kNm

N_{traz} = 320 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.41. La sezione è pertanto verificata.

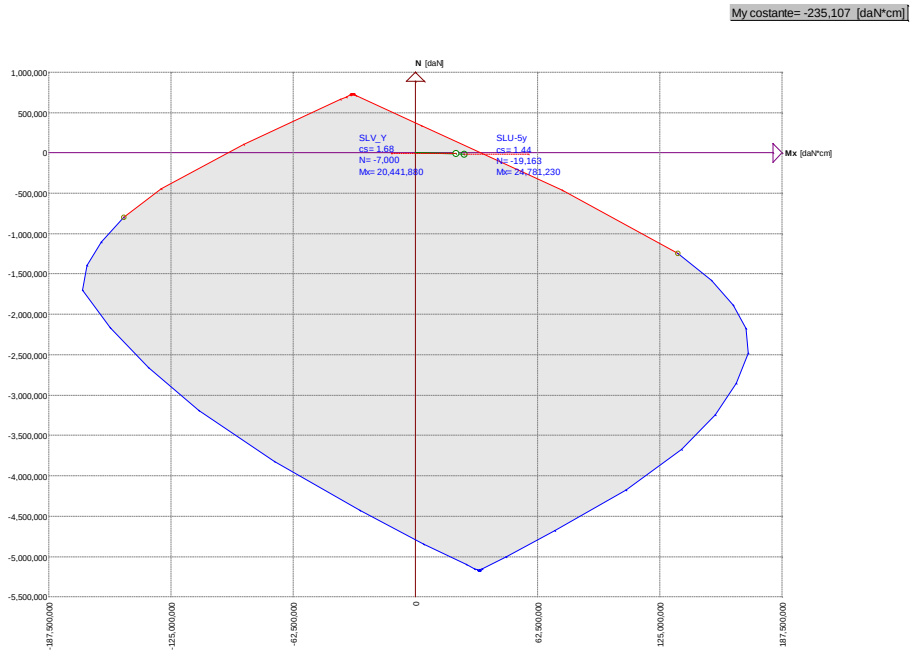
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.46.

12.3.7.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 26ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -2478 kNm

M_y = 23 kNm

N_{traz} = -191 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.44. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.68.

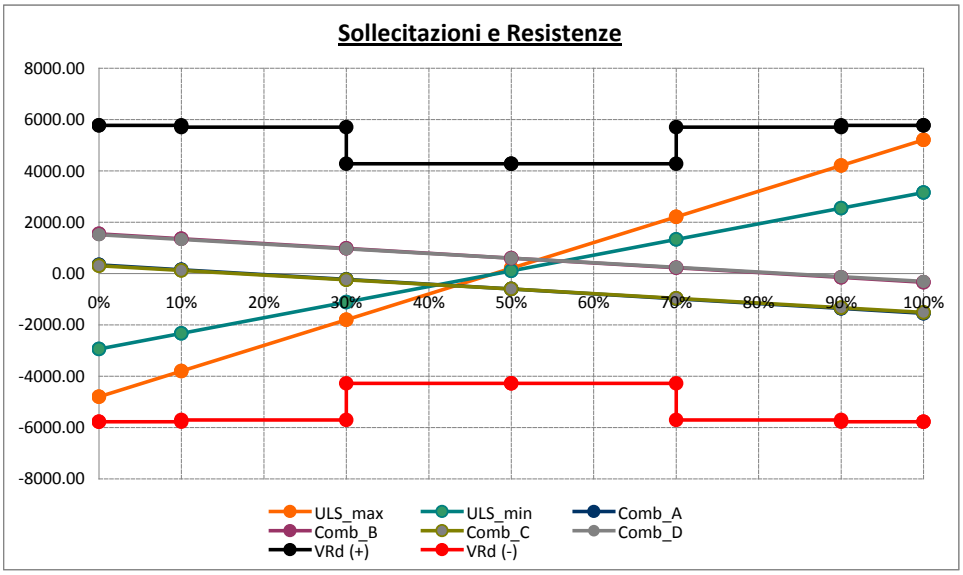
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 4774 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 90 cm, h = 200 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/12.5 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**338.40 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-1545.60 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**1545.75 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-338.25 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**302.40 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-1509.60 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**1509.75 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-302.25 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**14.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	1923.50	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	480.88	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	200.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	336.00	[mm]
	s_{min}	=	200.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**125.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	615.75	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	6841.69	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	5774.51	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**5774.51**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	900 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2000 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1950 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-206 kN	σcp	-0.114 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.320				
vmin	0.300				
ρl	0.004	<	0.02		

VRd = 598 kN
VRd min = 497 kN

Se VEd > 598 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	616 mm²				
s	125 mm	passo delle staffe		(s max =	1560 mm =
ρw	0.0055	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1755 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **26.10** °
cot(TETA) **2.04** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 6906 kN (VRsd max 6906 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 3383 kN (VRsd max 8741 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 8457 kN (VRsd max 6029 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0415726 VRsd = 6906 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.0415726 VRcd = 5657 kN

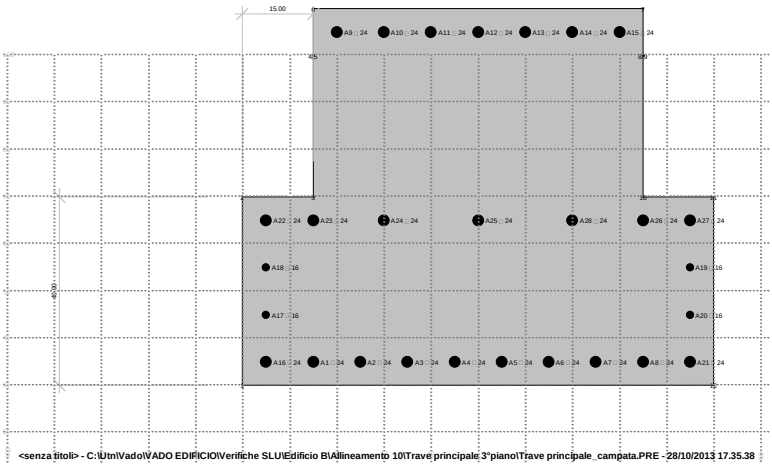
VRd = 5657 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.79 m

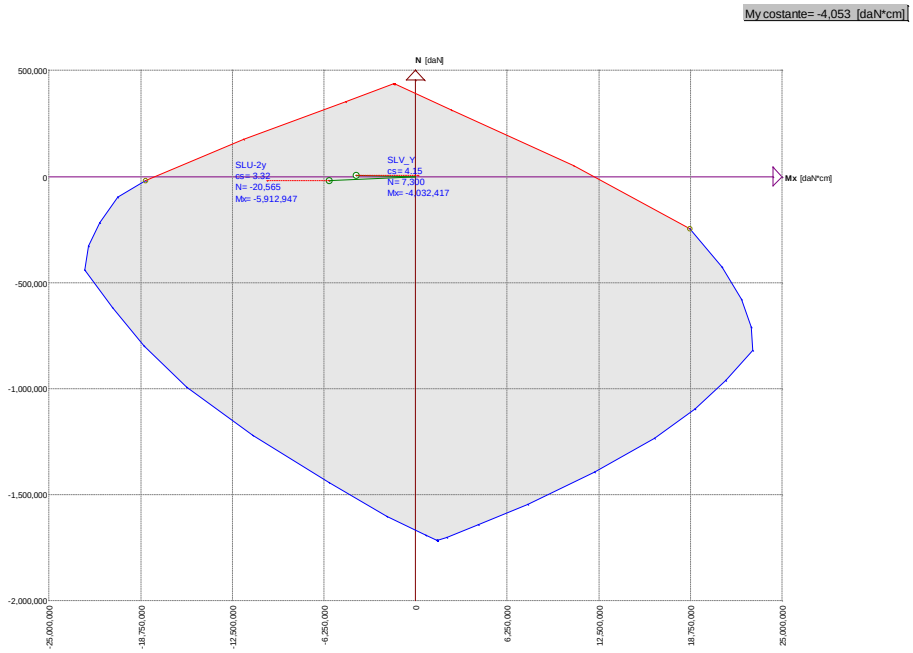
12.3.8. Trave trasversale piano terzo allineamento 12÷17

12.3.8.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = 591 kNm

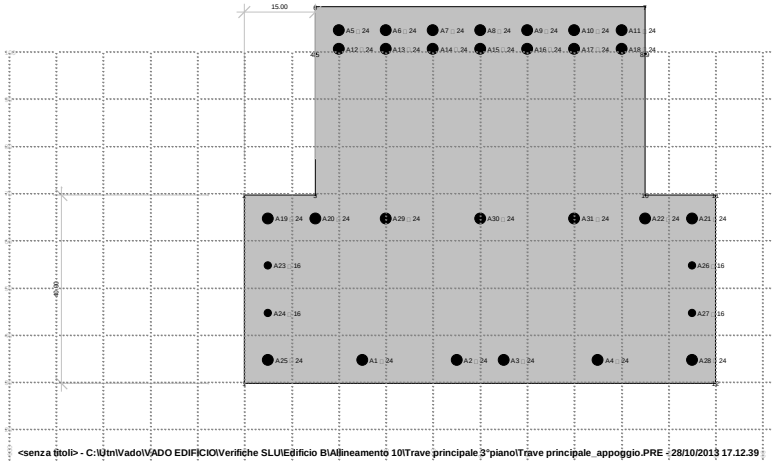
M_y = 4 kNm

N_{comp} = -205 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.32. La sezione è pertanto verificata.

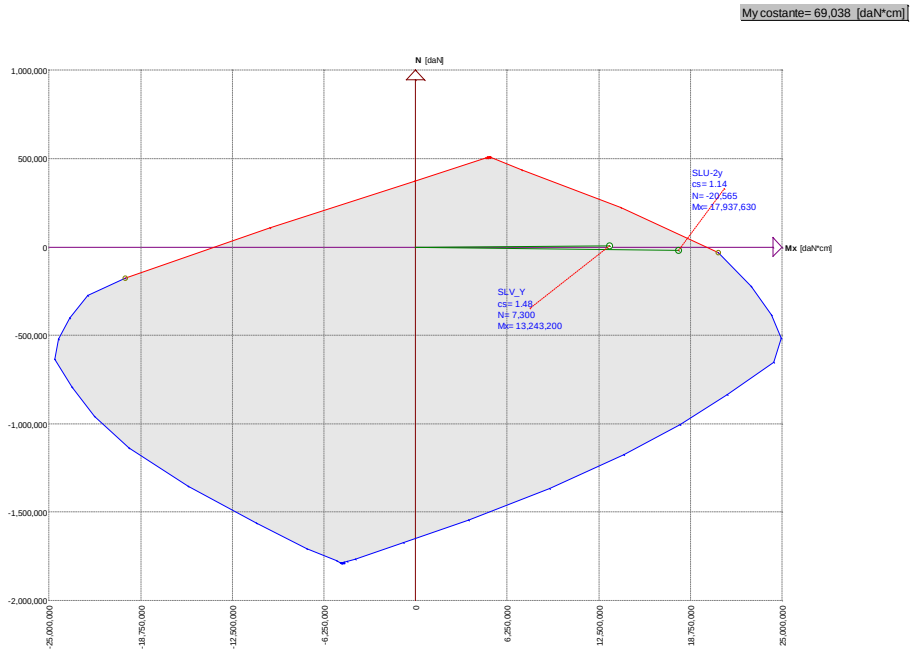
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.15.

12.3.8.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 14ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = -1793 kNm

M_y = 6 kNm

N_{comp} = -205 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.14. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.48.

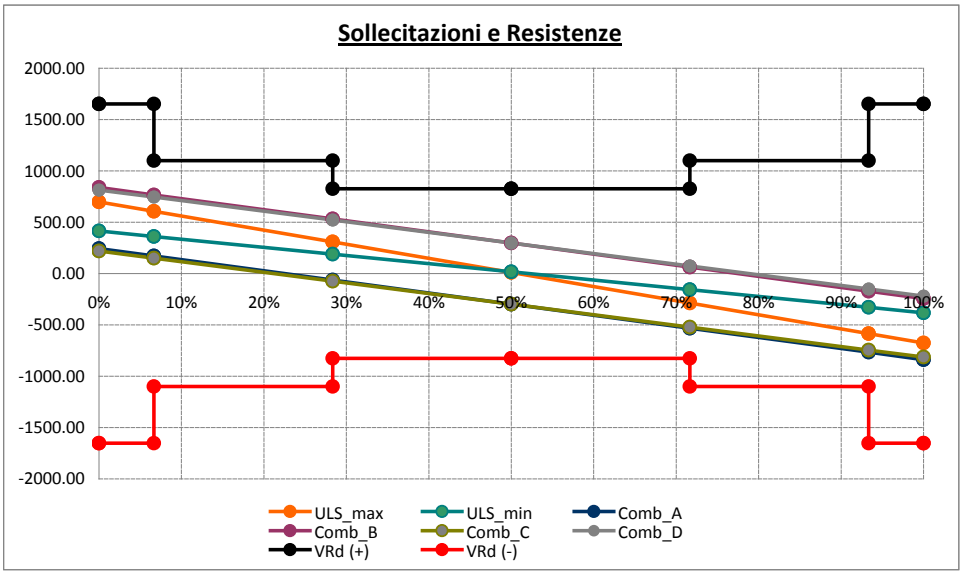
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 698 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**243.16 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-838.16 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**838.16 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-243.16 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**218.50 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-813.50 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**813.50 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-218.50 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	728.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	182.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1651.42	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1699.85	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**1651.42**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-205 kN	σcp	-0.366 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 294 kN
VRd min = 165 kN

Se VEd > 294 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	1622 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	23.47 °		
cot(TETA)	2.30	Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**1911 kN**	**(VRsd max**	**1911 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**830 kN**	**(VRsd max**	**2615 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**2074 kN**	**(VRsd max**	**1803 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 1911 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 1565 kN

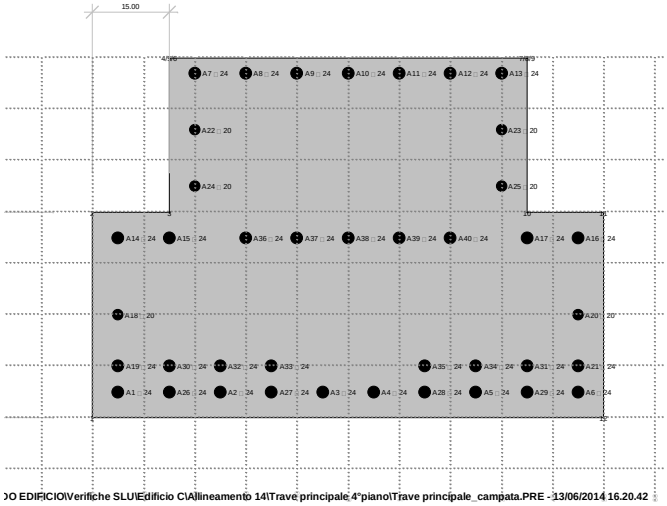
VRd = 1565 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.78 m

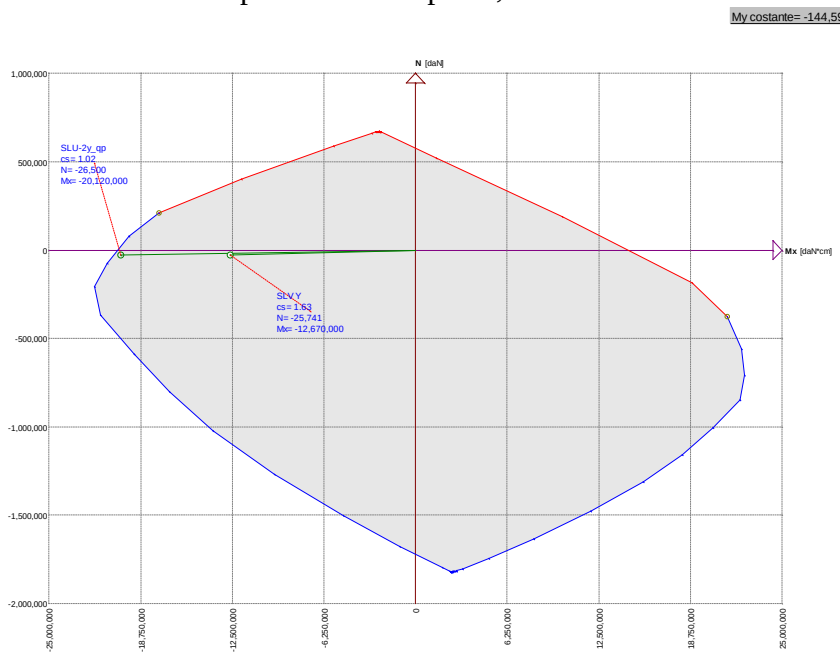
12.3.9. Trave trasversale piano quarto allineamento 12÷17

12.3.9.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 18ϕ24 come armatura resistente inferiore e 7ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y_qp, sono pari a:

M_x = 2012 kNm

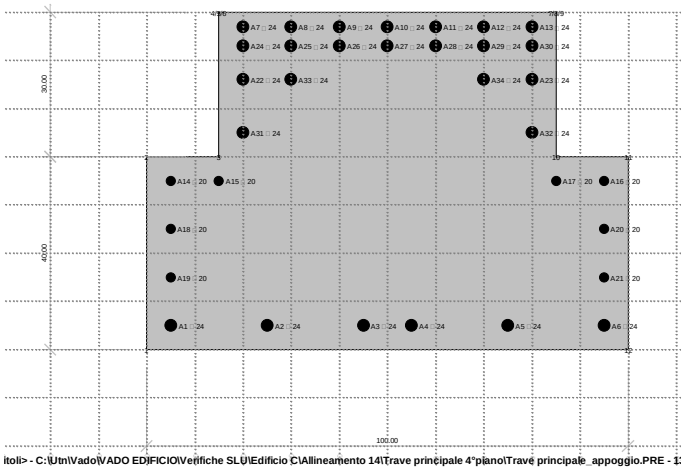
M_y = 15 kNm

N_{comp} = -265 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.02. La sezione è pertanto verificata.

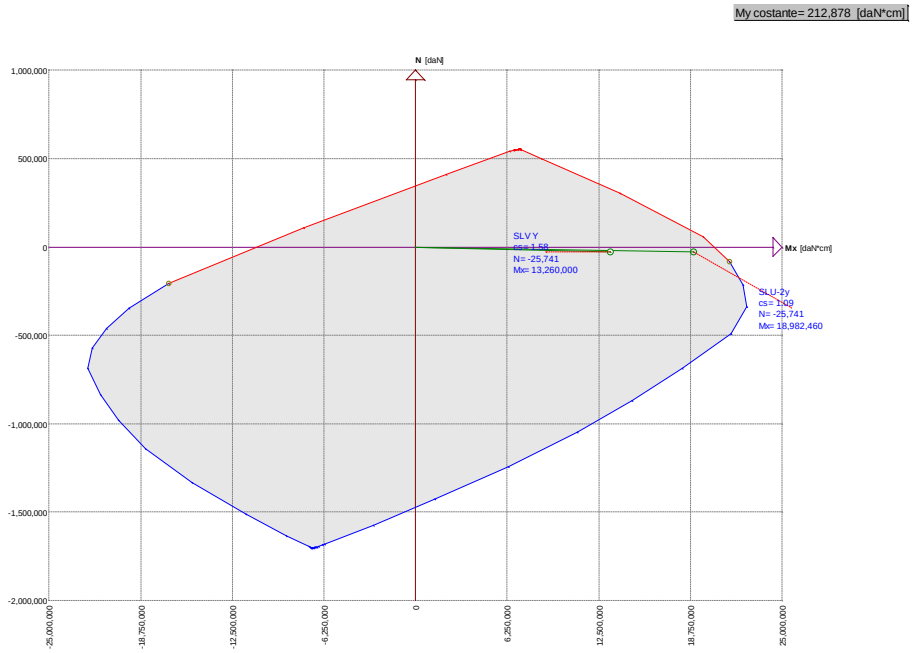
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.63.

12.3.9.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 18ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2y, sono pari a:

M_x = -1898 kNm

M_y = 21 kNm

N_{comp} = -257 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.09. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.58.

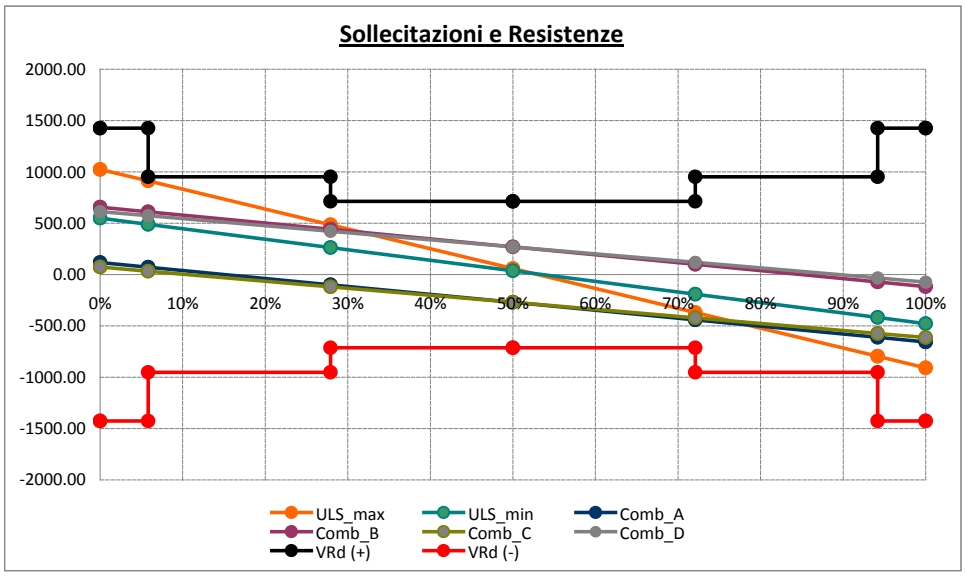
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y_qp, è:

V_{sd} = 1025 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 70 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/10 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	$V(GdR_A)_s$	=	**116.45 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-656.95 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	$V(GdR_B)_s$	=	**656.95 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-116.45 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	$V(GdR_C)_s$	=	**73.25 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-613.75 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	$V(GdR_D)_s$	=	**613.75 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-73.25 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	628.91	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.23	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	160.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	157.23	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**100.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**26.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1426.64	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1468.47	[kN]
Resistenza a taglio della trave	V_{Rd}	=	**1426.64**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	700 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	6328 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	265 kN	σcp	0.541 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.014	<	0.02		

VRd = 338 kN
VRd min = 212 kN

Se VEd > 338 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1622 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **23.47** °
cot(TETA) **2.30** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1656 kN (VRsd max 1656 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 719 kN (VRsd max 2266 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1798 kN (VRsd max 1563 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRsd = 1656 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.030
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3027562 VRcd = 1397 kN

VRd = 1397 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.67 m

12.3.10. Pilastro 80x90 cm allineamenti 12÷17

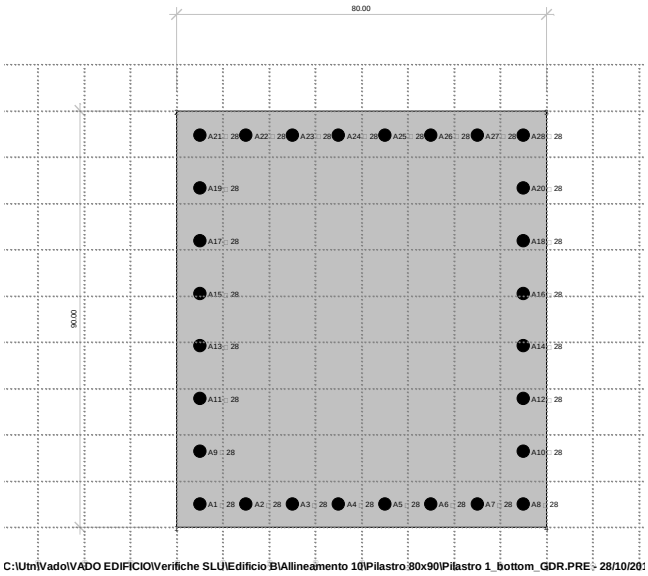
12.3.10.1 Sezione alla base ed in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/10cm sul lato lungo.

As = 28 * 6.16 = 172.48 cm^2

Ac = 80 * 90 = 7200 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.4% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV Y-ECCX-.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

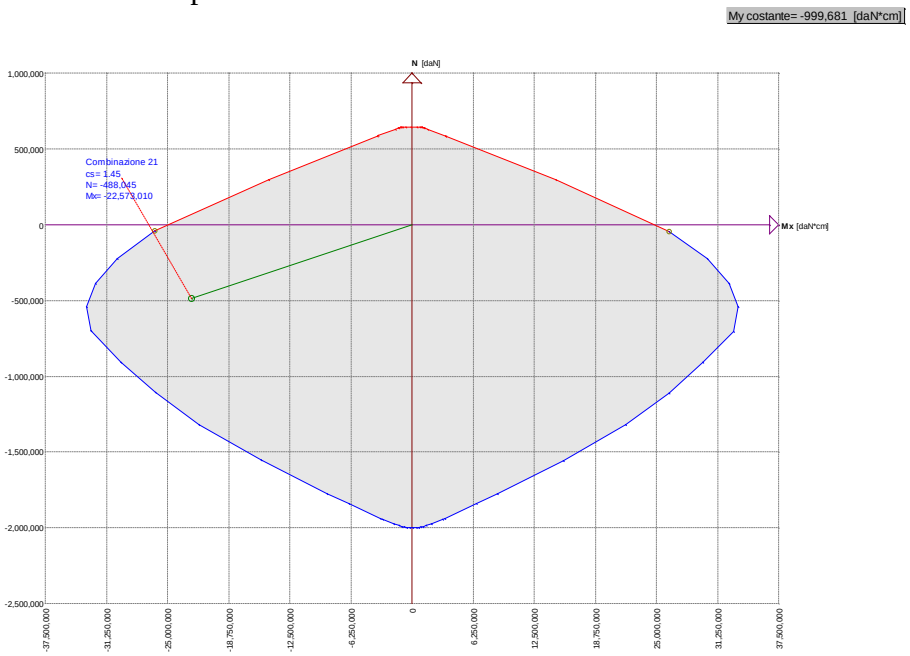
M_x = 2754 kNm

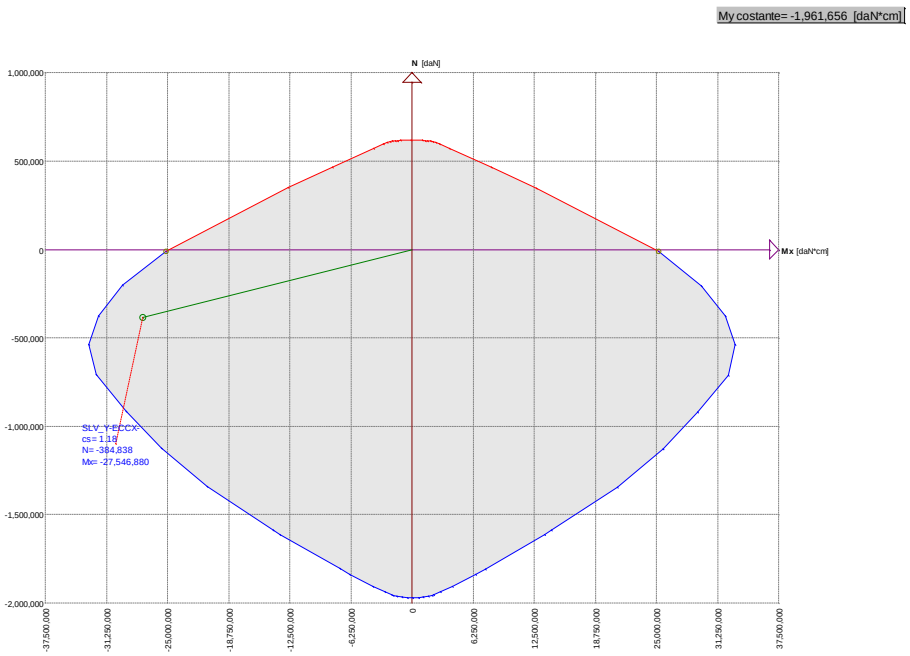
M_y = 196 kNm

N = -3848 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.19. La sezione è pertanto verificata.

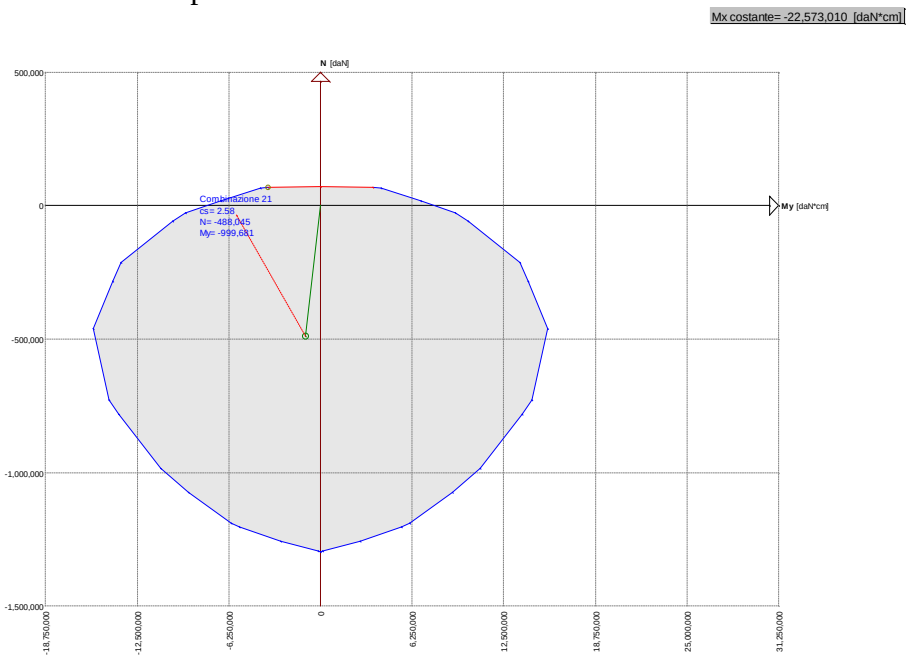
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.45.

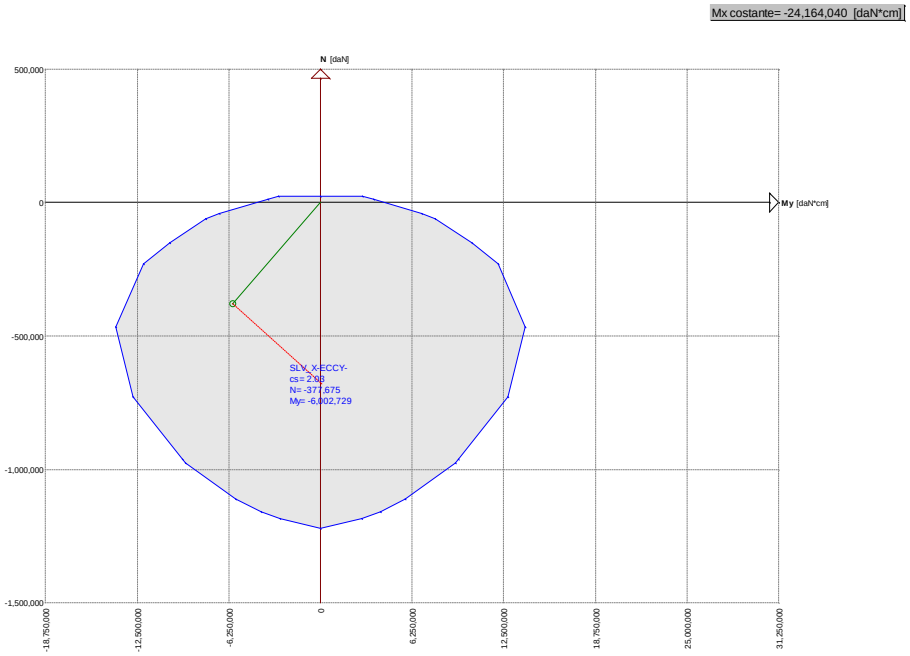




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X-ECCY-.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 2416 kNm
M_y = 600 kNm
N = -3776 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.03. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.58.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y, risulta pari a V_{sd} = 238 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -5520 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX-, risulta pari a V_{sd} = 874 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3500 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{3340 + 3340}{10} = 735kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3500 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	900 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4926 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	5520 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.007	<	0.02		

VRd = 718 kN
VRd min = 617 kN

Se VEd > 718 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	5		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	565 mm²		
s	100 mm	passo delle staffe	(s max = 600 mm =
ρw	0.0063	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**675 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2085 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **28.12** °
cot(TETA) **1.87** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2795 kN (VRsd max 2795 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1494 kN (VRsd max 3362 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 3734 kN (VRsd max 2319 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRsd = 2795 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRcd = 2747 kN

VRd = 2747 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.63 m

12.3.11. Pilastro 50x75 cm piani terzo e quarto allineamenti 12÷17

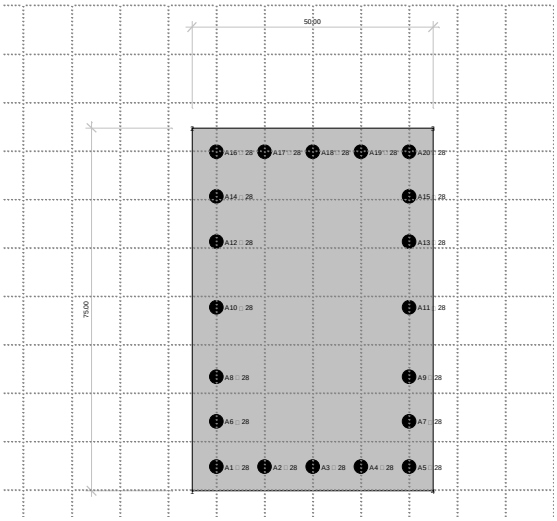
12.3.11.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/11cm sul lato lungo.

As = 20 * 6.16 = 123.2 cm^2

Ac = 75 * 50 = 3750 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.2% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5y.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

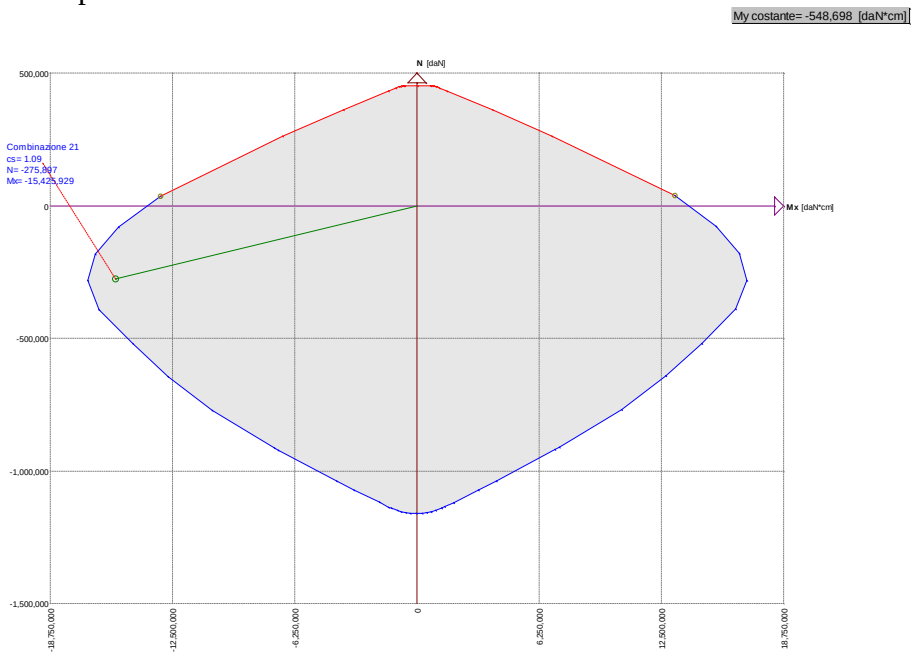
M_x = 1542 kNm

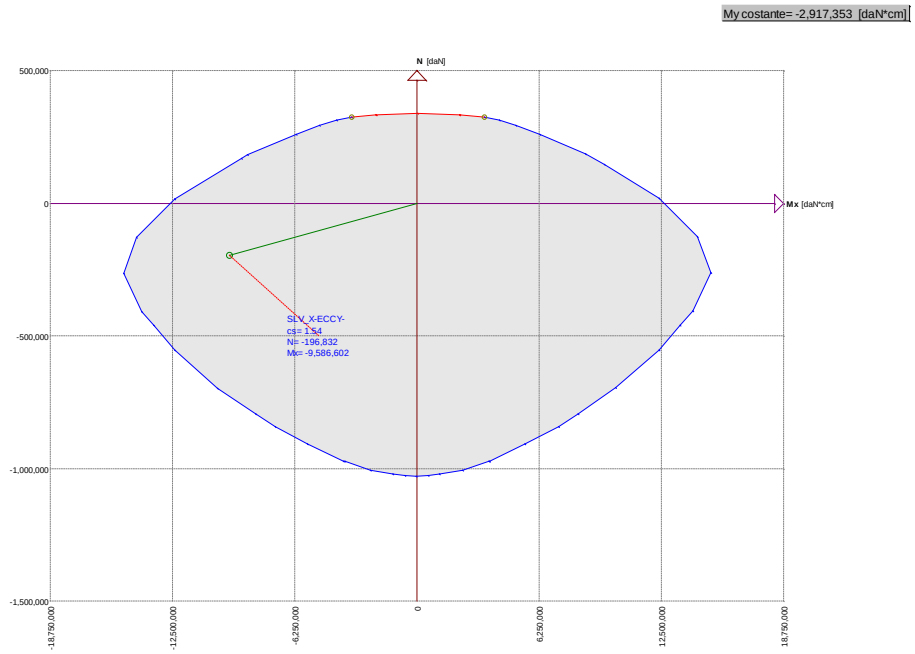
M_y = 55 kNm

N = -2758 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.09. La sezione è pertanto verificata.

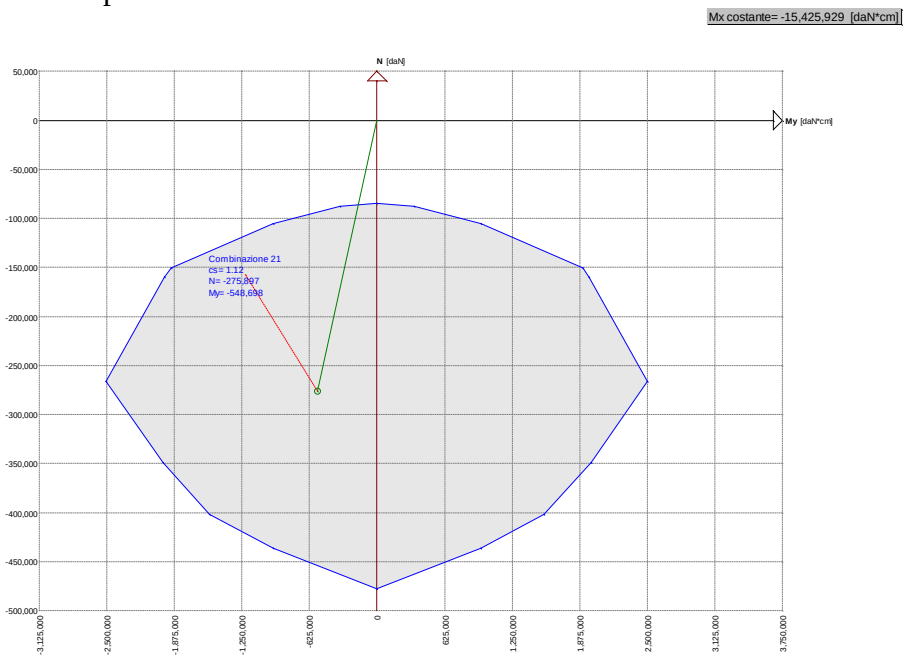
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCY- si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.54.

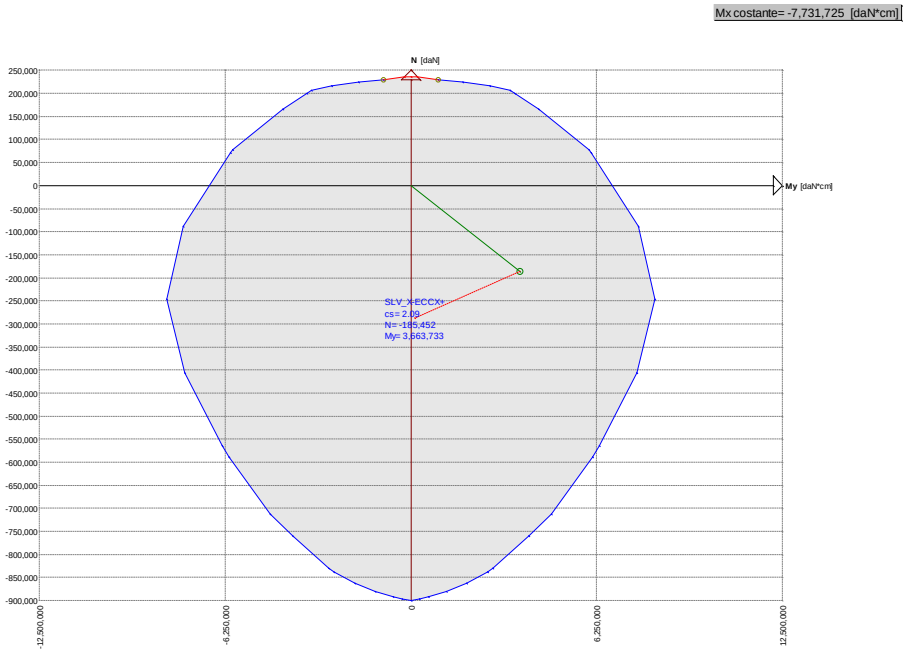




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-5y.
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.12. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.09.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y, risulta pari a V_{sd} = 495 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2758 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 293 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2002 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1675 + 1675}{4.55} = 810kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -2002 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ12/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3079 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	2002 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
k	1.535				
νmin	0.376				
ρl	0.009	<	0.02		

VRd = 386 kN
VRd min = 322 kN

Se VEd > 386 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
n. bracci	4		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	452 mm²		
s	100 mm	passo delle staffe	(s max = 560 mm =
ρw	0.0090	ρwmin	
α cw	1.00		
νl	0.61		
z	**630 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1159 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **34.44** °
cot(TETA) **1.46** Valore ammissibile (valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi c

VRsd = 1626 kN (VRsd max 1626 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1115 kN (VRsd max 1743 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2788 kN (VRsd max 1202 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.4581949 VRsd = 1626 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.200
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.4581949 VRcd = 1599 kN

VRd = 1599 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.46 m

12.3.12. Pilastro 50x75 cm piano quinto allineamenti 12÷15

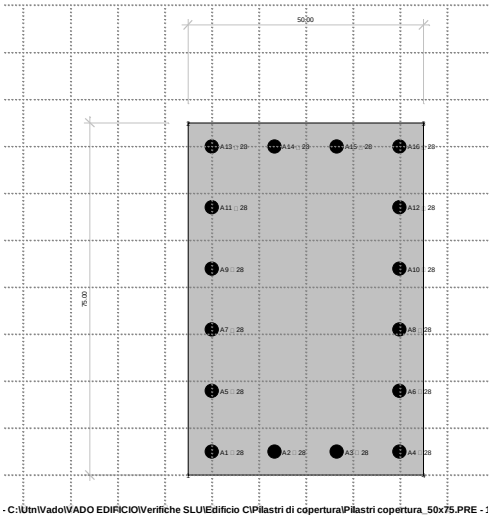
12.3.12.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/13cm sul lato corto e ϕ28/13cm sul lato lungo.

As = 16 * 6.16 = 98.56 cm^2

Ac = 75 * 50 = 3750 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.6% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV Y.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

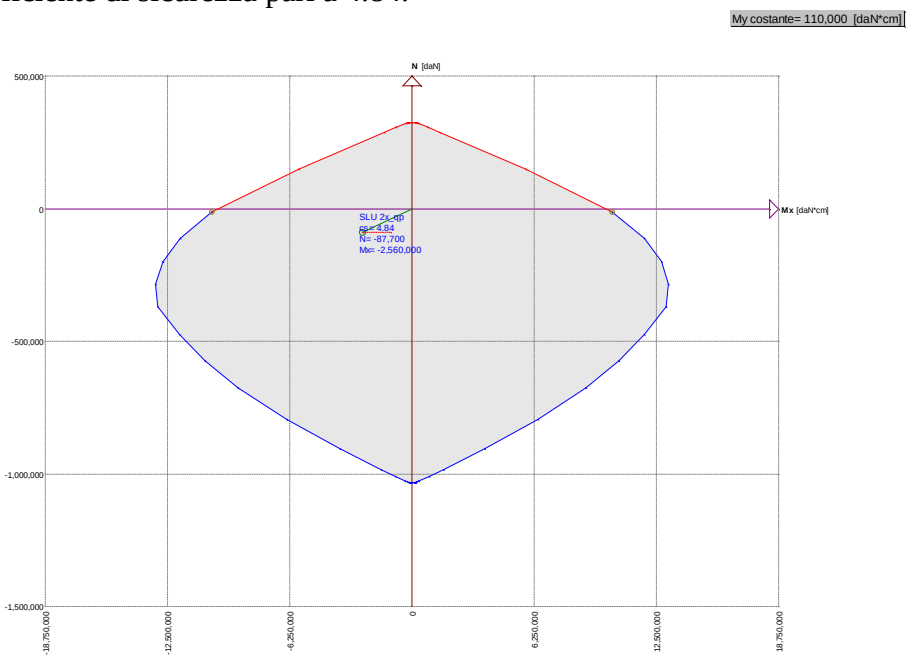
M_x = 273 kNm

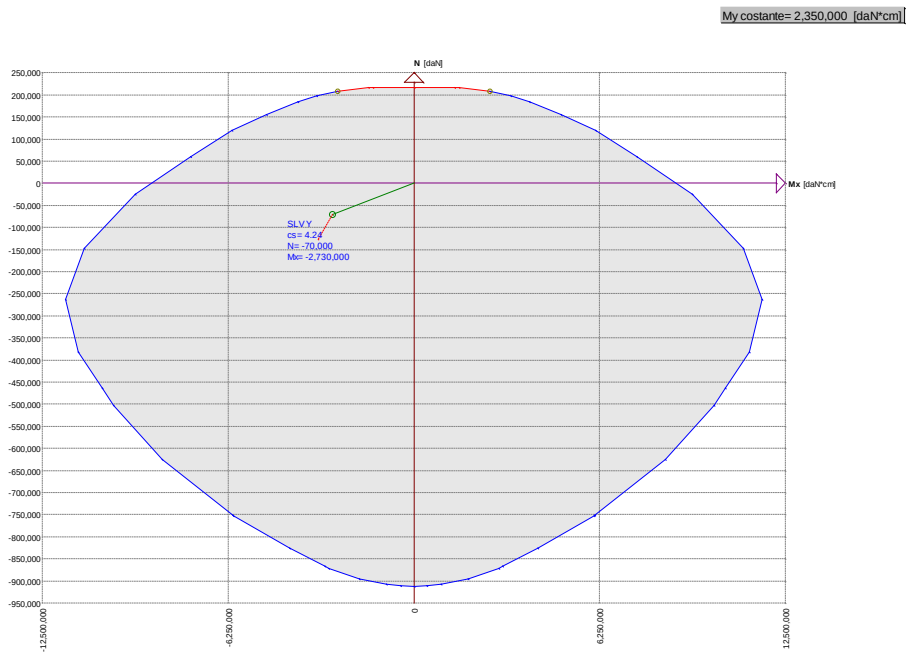
M_y = 235 kNm

N = -700 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 4.24. La sezione è pertanto verificata.

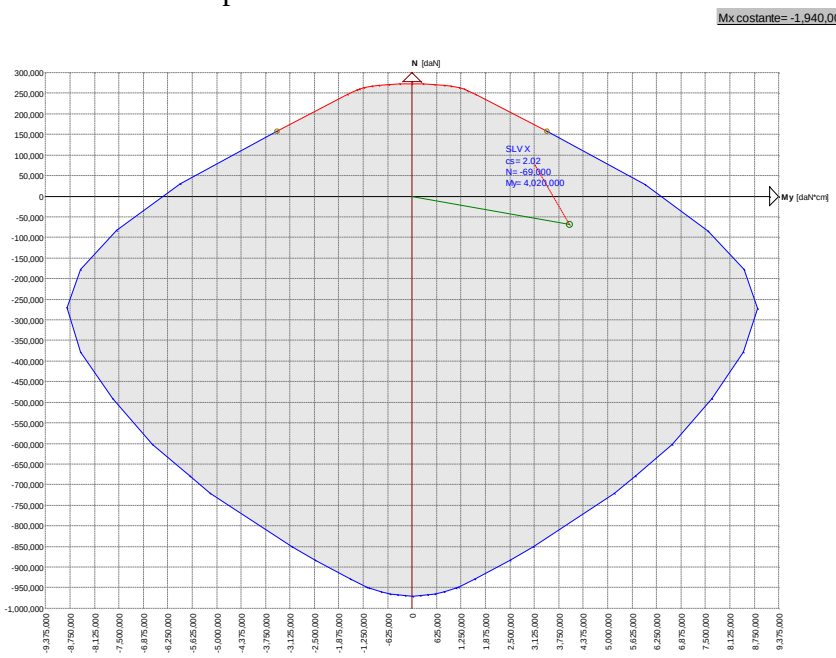
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 2x_qp si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.84.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 194 kNm
M_y = 402 kNm
N = -690 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.02. La sezione è pertanto verificata.



La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.
Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X, risulta pari a V_{sd} = 200 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -690 kN
Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/15 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/15 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	750 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	700 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2124 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-690 kN	σcp	-1.840 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.535				
vmin	0.376				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 77 kN
VRd min = 35 kN

Se VEd > 77 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	560 mm =
ρw	0.0042	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**630 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1738 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.63** °
cot(TETA) **2.40** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1238 kN (VRsd max 1238 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 516 kN (VRsd max 1743 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1291 kN (VRsd max 1202 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRsd = 1238 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRcd = 1014 kN

VRd = 1014 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.76 m

12.3.13. Pilastro 50x40 cm piano quinto allineamenti 12÷15

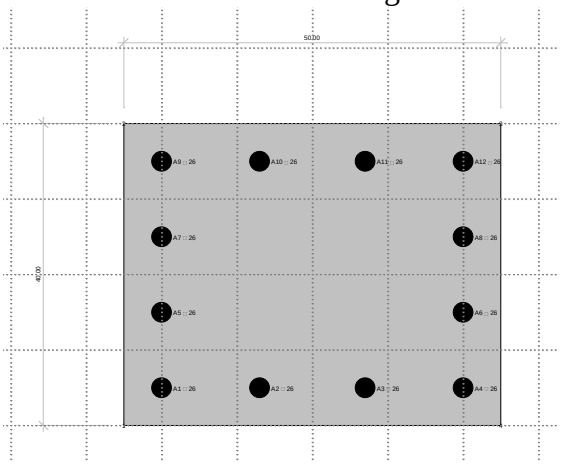
12.3.13.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ26/10cm sul lato corto e ϕ26/13cm sul lato lungo.

As = 14 * 5.31 = 74.34 cm^2

Ac = 50 * 40 = 2000 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 3.7% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV Y.

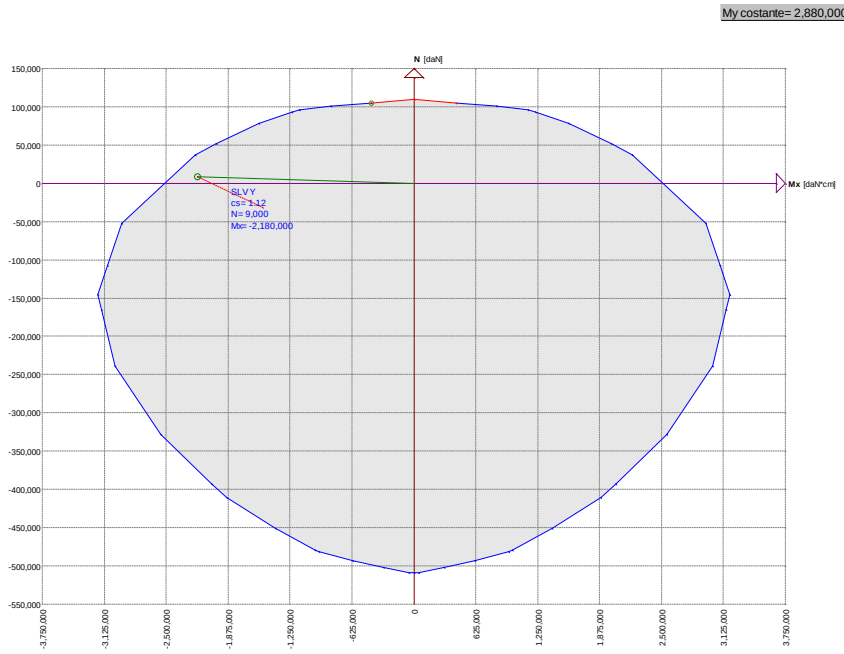
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

M_x = 218 kNm

M_y = 288 kNm

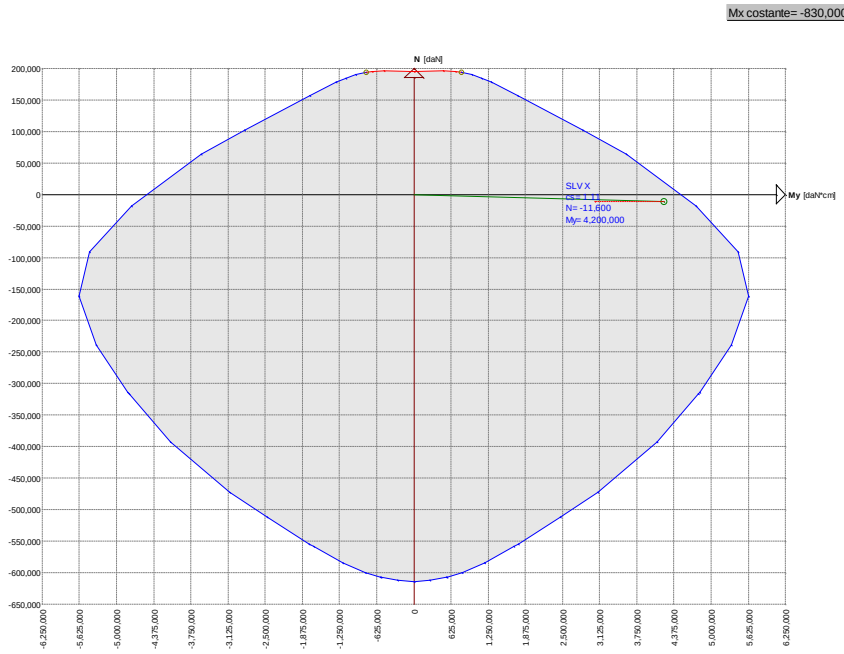
N = -90 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.12. La sezione è pertanto verificata.



La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 83 kNm
M_y = 420 kNm
N = -116 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.11. La sezione è pertanto verificata.



La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y_qp, risulta pari a V_{sd} = 137 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -271 kN

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/15 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/15 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	400 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	350 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2124 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	-208 kN	σcp	-1.040 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.756				
vmin	0.461				
ρl	0.012	<	0.02		

VRd = 98 kN
VRd min = 53 kN

Se VEd > 98 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	280 mm =
ρw	0.0042	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**315 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1738 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **22.63** °
cot(TETA) **2.40** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 619 kN (VRsd max 619 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 258 kN (VRsd max 872 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 645 kN (VRsd max 601 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRsd = 619 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3985157 VRcd = 507 kN

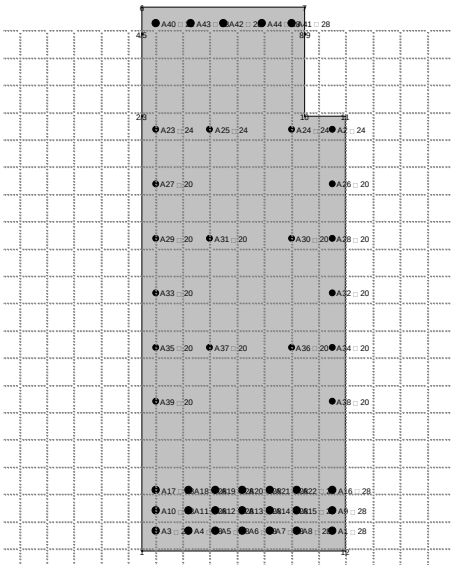
VRd = 507 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.38 m

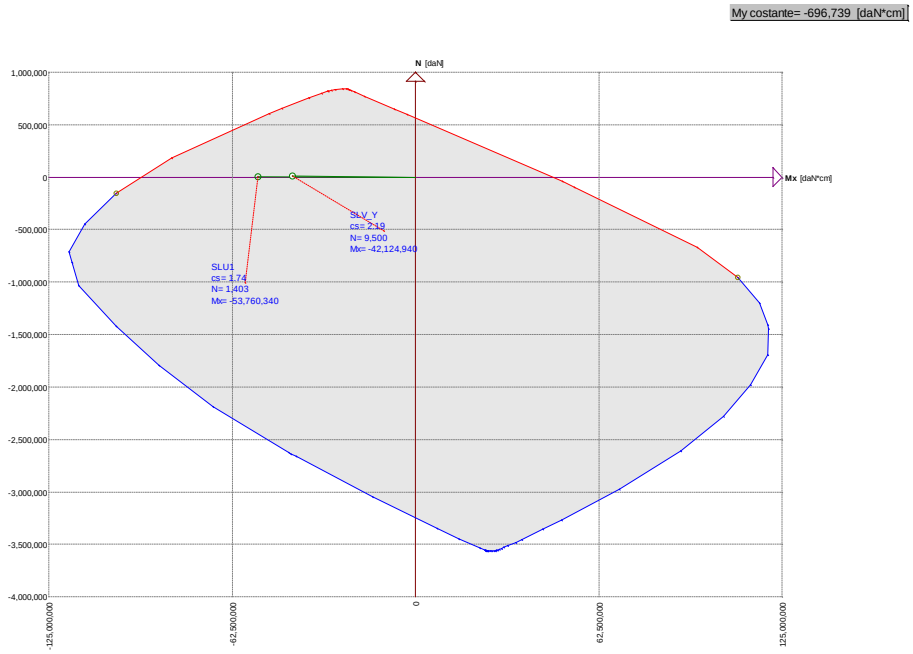
12.3.14. Trave trasversale piano secondo allineamento 18

12.3.14.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 21ϕ28 come armatura resistente inferiore e 5ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-1, sono pari a:

M_x = 5376 kNm

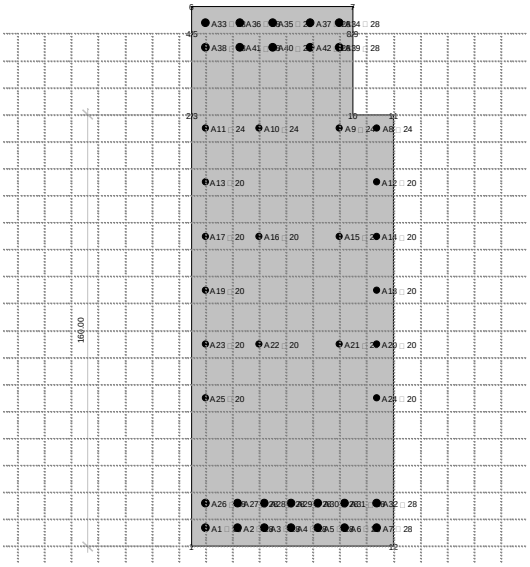
M_y = 70 kNm

N_{traz} = 14 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.73. La sezione è pertanto verificata.

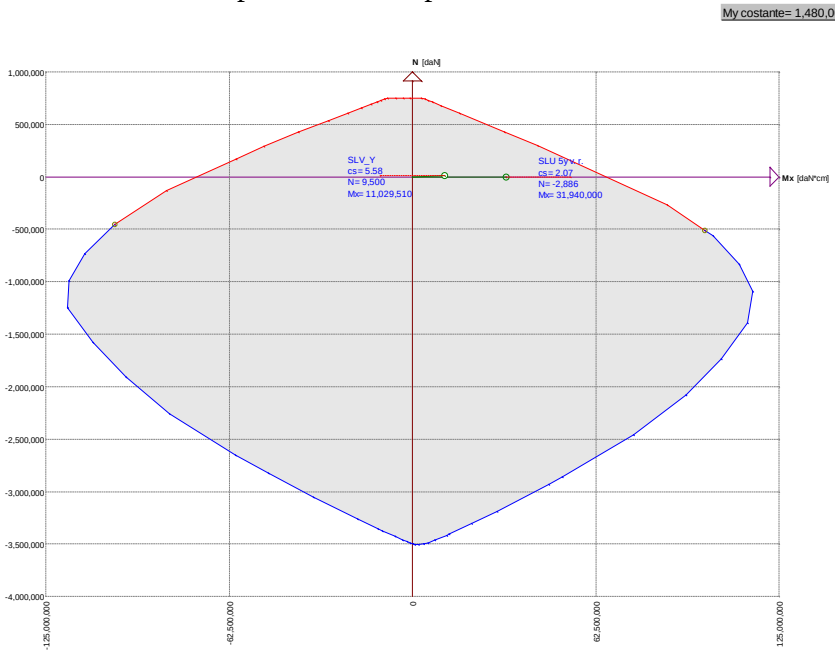
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.20.

12.3.14.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 14ϕ28 come armatura resistente inferiore e 10ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -3195 kNm

M_y = 148 kNm

N_{comp} = -28 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.07. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.58.

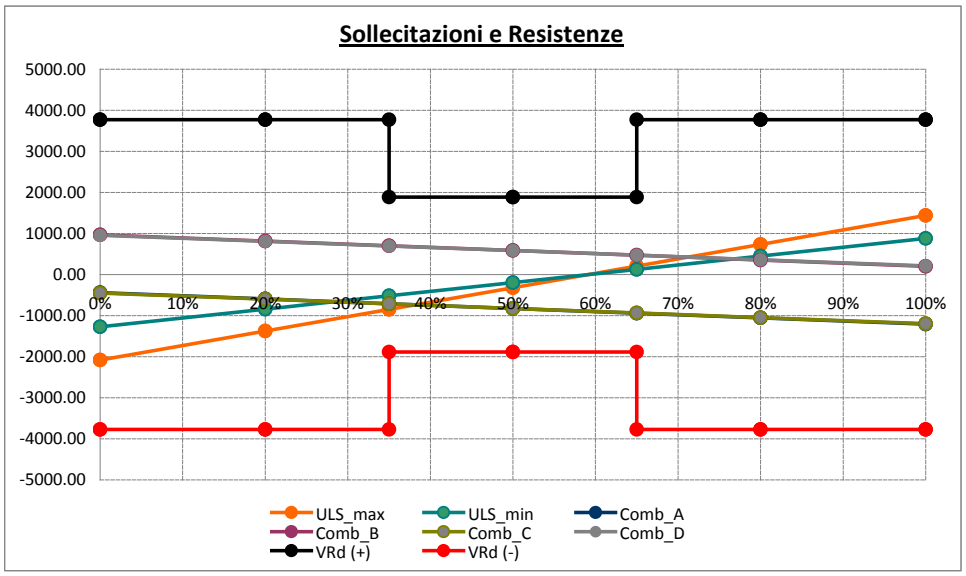
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 2135 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 60 cm, h = 200 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ12/12.5 a 3 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**-442.00 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-1206.00 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**967.00 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**203.00 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**-451.00 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-1197.00 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**958.00 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**212.00 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	12.00	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	3.00	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	1925.27	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	481.32	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	288.00	[mm]
	s_{min}	=	192.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	125.00	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	339.29	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	90.00	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	26.00	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	26.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.05	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	3773.38	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	4174.32	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**3773.38**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	600 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2000 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1950 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1810 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	12 kN	σcp	0.010 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.320				
vmin	0.300				
ρl	0.002	<	0.02		

VRd = 318 kN
VRd min = 353 kN

Se VEd > 353 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	3				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	339 mm²				
s	125 mm	passo delle staffe		(s max =	1560 mm =
ρw	0.0045	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1755 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1738 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **23.57** °
cot(TETA) **2.29** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 4272 kN (VRsd max 4272 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1864 kN (VRsd max 5828 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 4660 kN (VRsd max 4019 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.2918692 VRsd = 4272 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.001
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.2918692 VRcd = 3501 kN

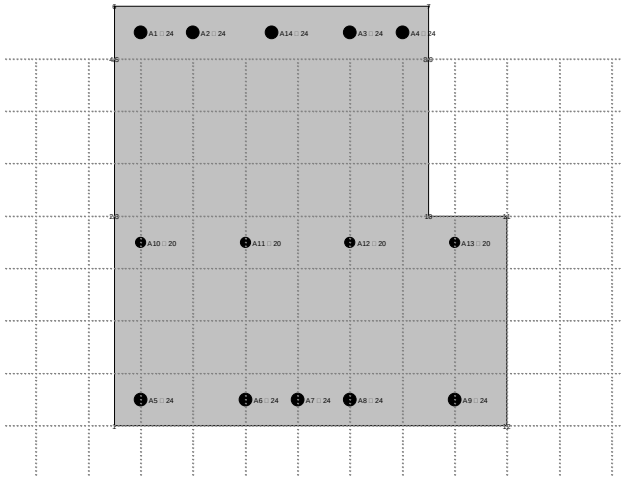
VRd = 3501 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 2.01 m

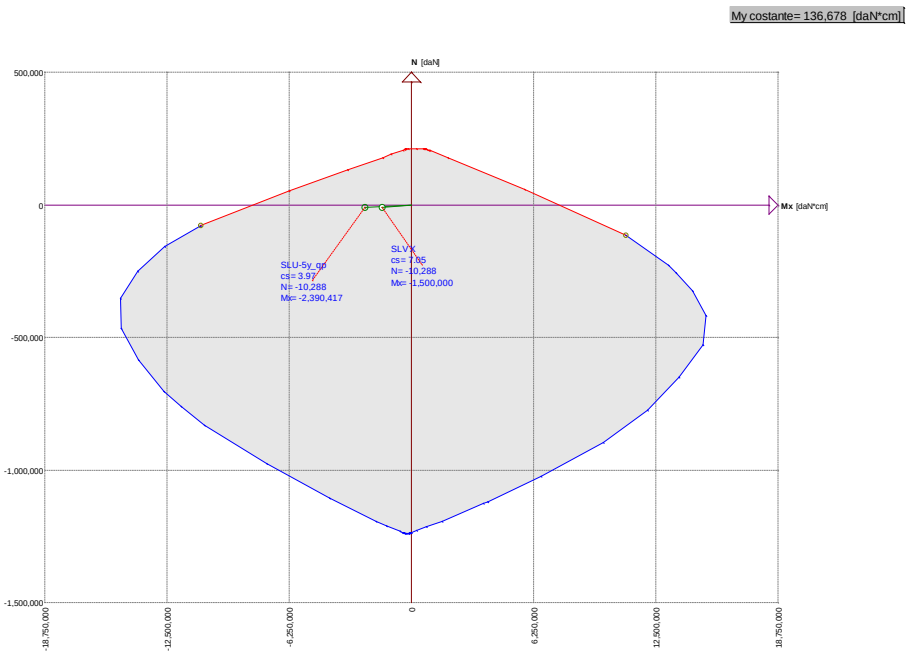
12.3.15. Trave trasversale piano terzo allineamento 18

12.3.15.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 5ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y_qp, sono pari a:

M_x = 240 kNm

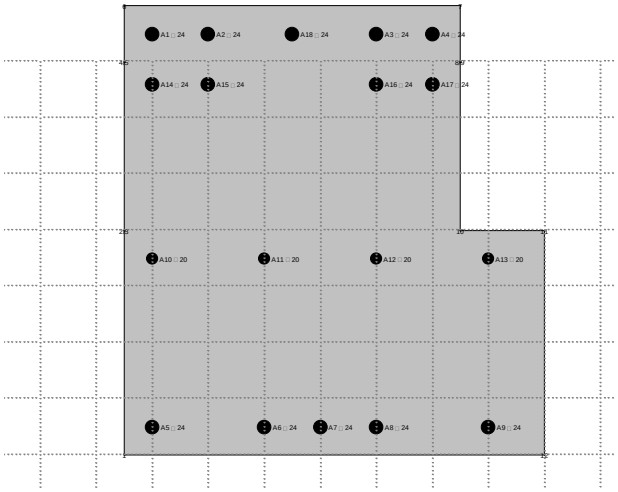
M_y = 13 kNm

N_{comp} = -102 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.96. La sezione è pertanto verificata.

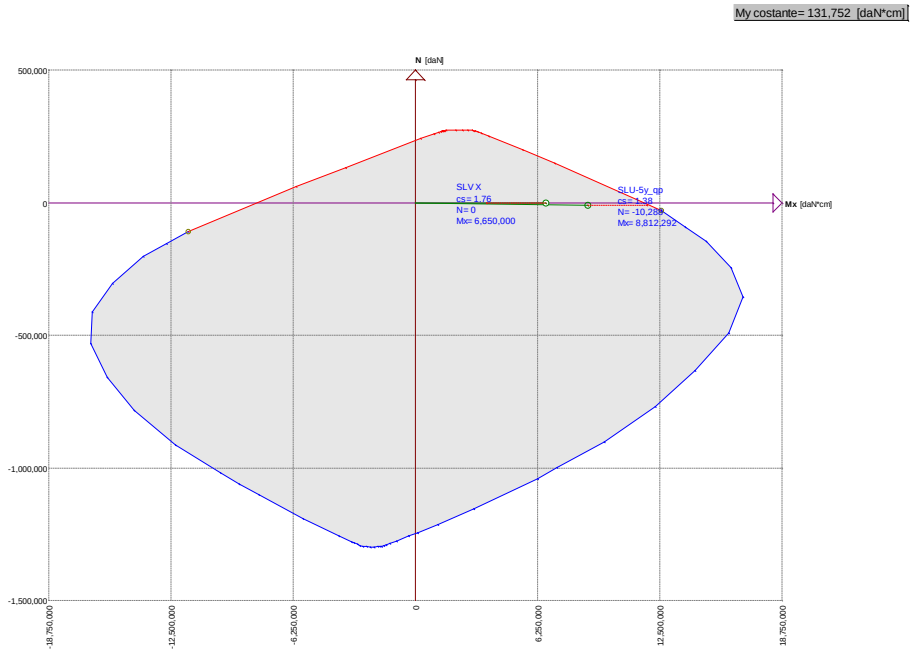
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 7.05.

12.3.15.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 9ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y_qp, sono pari a:

M_x = -881 kNm

M_y = 13 kNm

N_{comp} = -102 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.38. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.76.

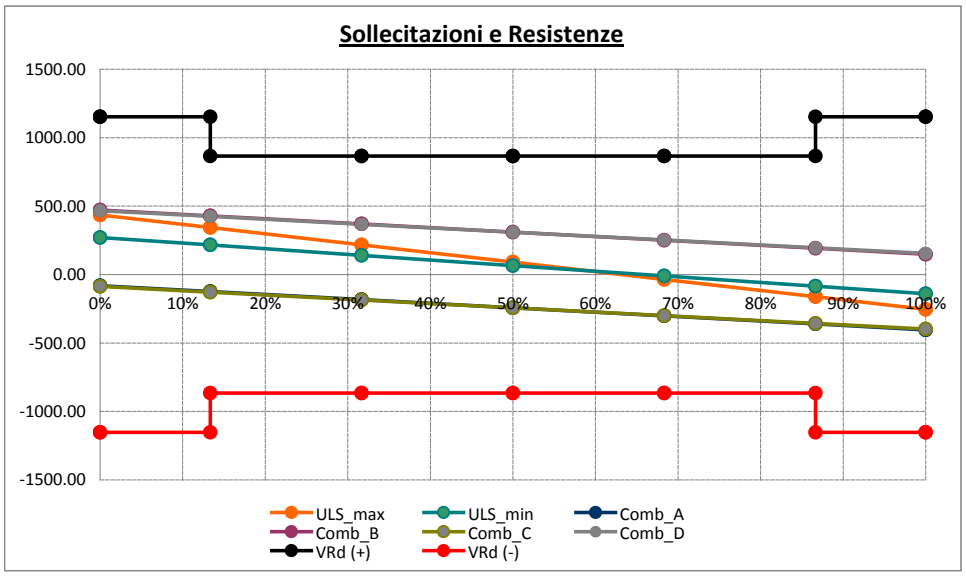
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y_qp, è:

V_{sd} = 436 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 60 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**-81.10 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-403.90 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**471.73 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**148.93 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**-86.50 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-398.50 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**466.33 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**154.33 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	729.11	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	182.28	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	160.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	160.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**25.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	25.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.14	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1153.29	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1418.56	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**1153.29**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	600 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3619 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.008	<	0.02		

VRd = 242 kN
VRd min = 166 kN

Se VEd > 242 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0035	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2085 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **20.57** °
cot(TETA) **2.67** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1474 kN (VRsd max 1474 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 553 kN (VRsd max 2241 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1383 kN (VRsd max 1546 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1383 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1266 kN

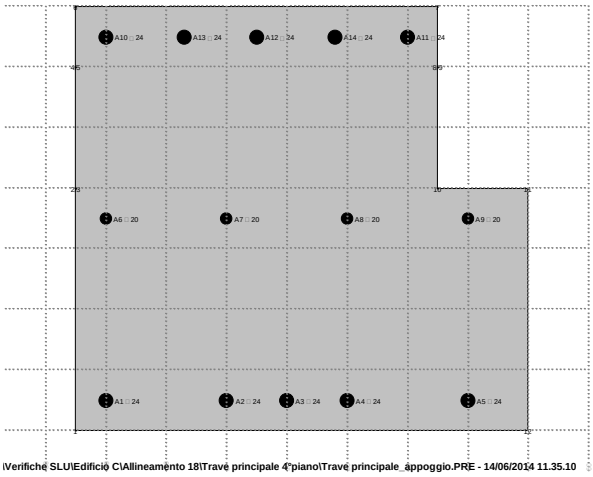
VRd = 1266 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

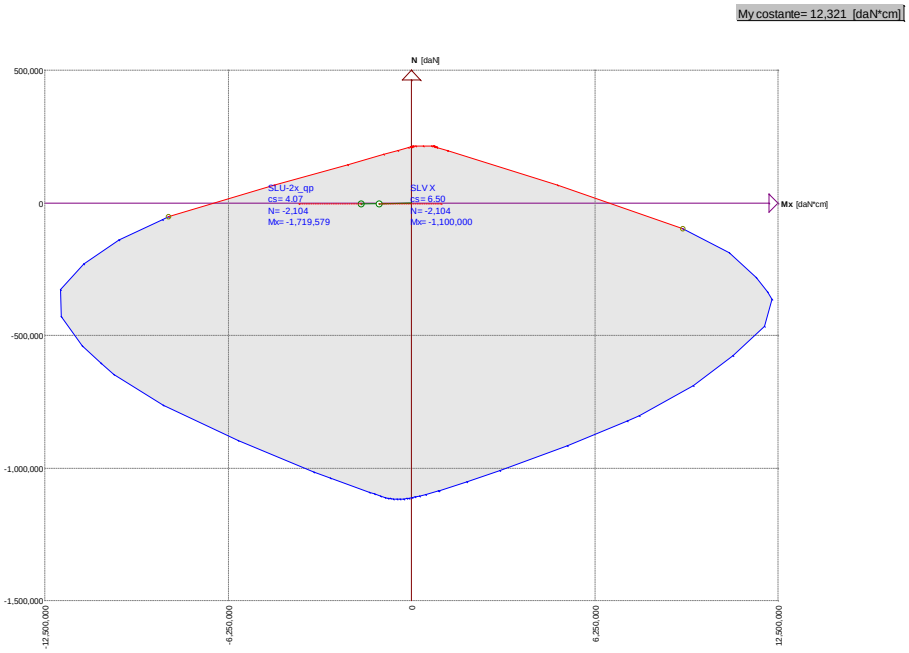
12.3.16. Trave trasversale piano quarto allineamento 18

12.3.16.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 5ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2x_qp, sono pari a:

M_x = 172 kNm

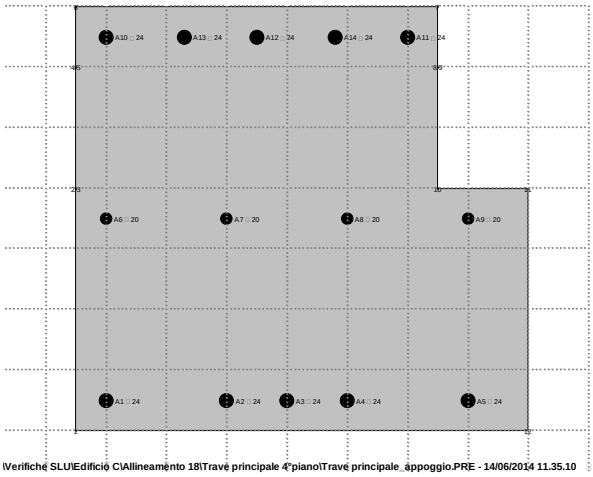
M_y = 2 kNm

N_{comp} = -21 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 4.07. La sezione è pertanto verificata.

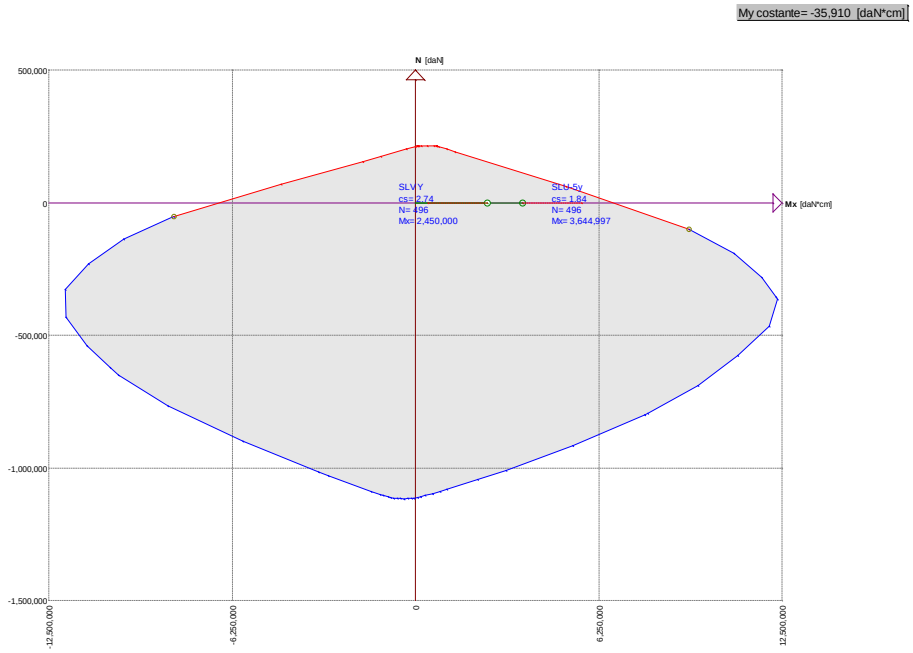
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 6.50.

12.3.16.2 Sezione all'appoggio e sbalzo



Verifica a flessione

La sezione presenta 5ϕ24 come armatura resistente inferiore e 5ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5y, sono pari a:

M_x = -365 kNm

M_y = 3 kNm

N_{traz} = 5 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.84. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.74.

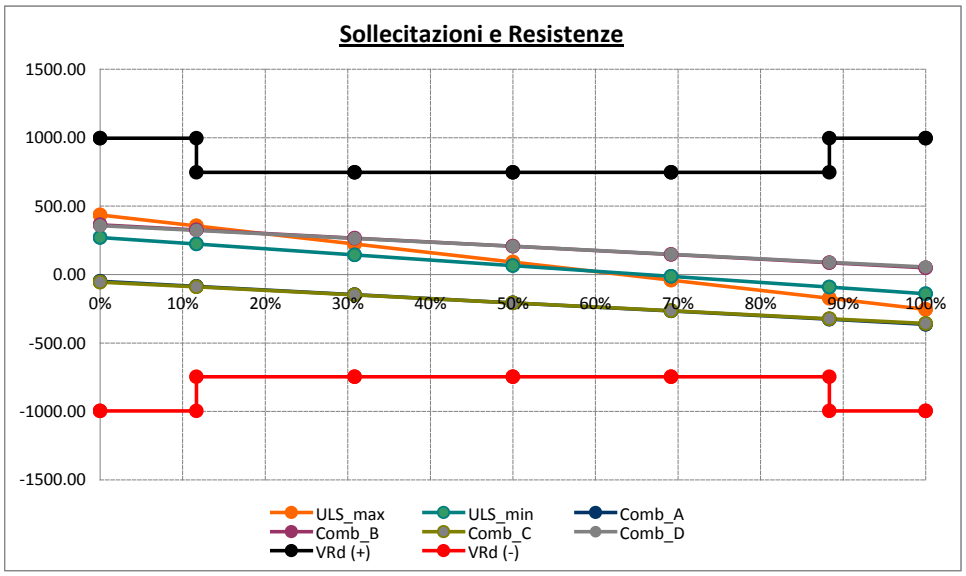
Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-2y, è:

V_{sd} = 276 kN

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 60 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**-49.43 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-363.23 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**363.23 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**49.43 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**-54.83 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-357.83 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**357.83 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**54.83 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	630.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.50	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	160.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	157.50	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**25.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	25.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.14	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	996.52	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	1225.73	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**996.52**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	600 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	3619 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.009	<	0.02		

VRd = 225 kN
VRd min = 150 kN

Se VEd > 225 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0035	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2085 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **20.57** °
cot(TETA) **2.67** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1278 kN (VRsd max 1278 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 479 kN (VRsd max 1943 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1199 kN (VRsd max 1340 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1199 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1097 kN

VRd = 1097 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

12.3.17. Pilastro 65x90 cm allineamento 18

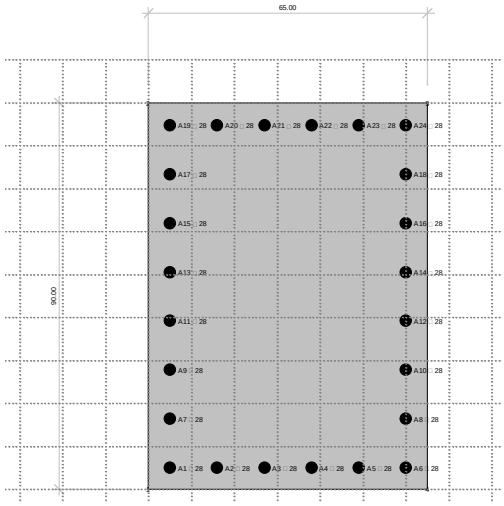
12.3.17.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/10cm sul lato lungo.

As = 24 * 6.16 = 147.84 cm^2

Ac = 65 * 90 = 5850 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.5% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLV Y-ECCX+.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

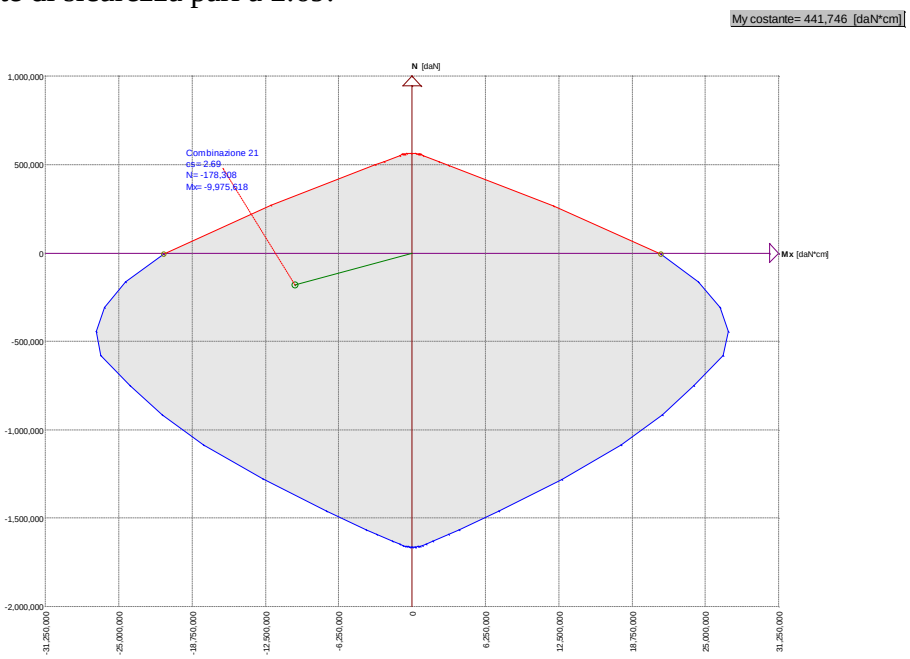
M_x = 1132 kNm

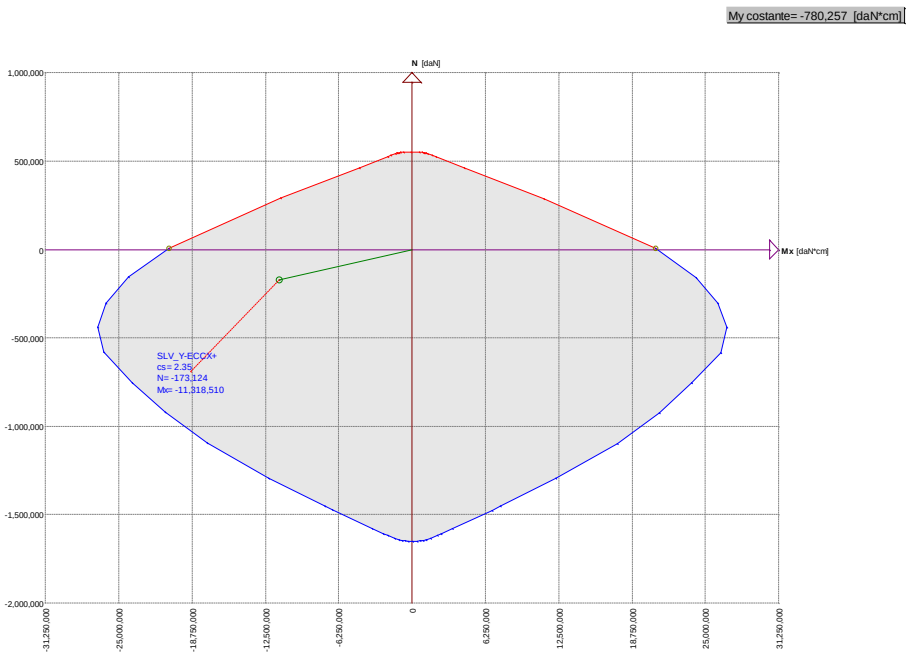
M_y = 78 kNm

N = -1731 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.35. La sezione è pertanto verificata.

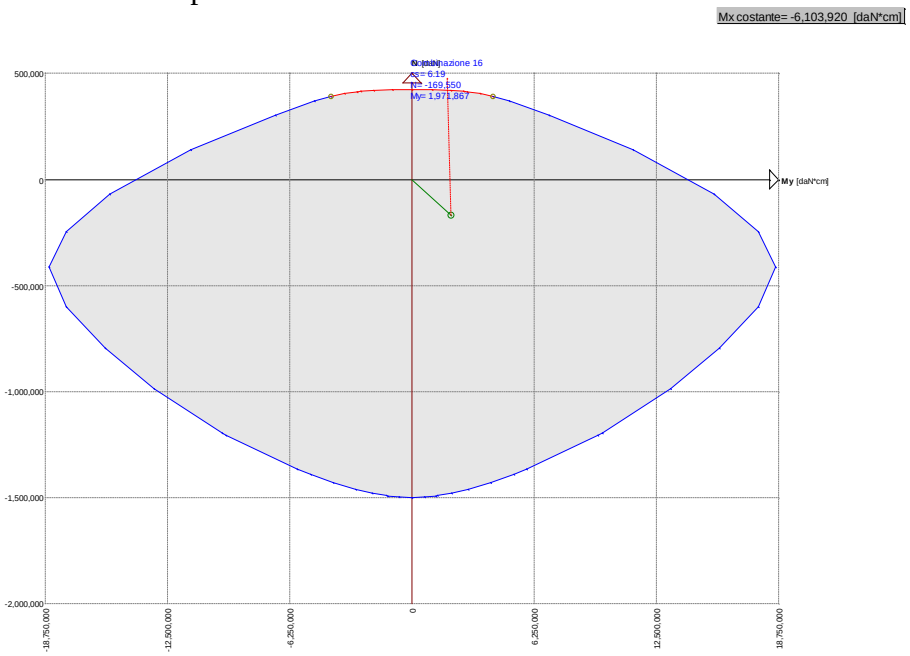
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5y si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.69.

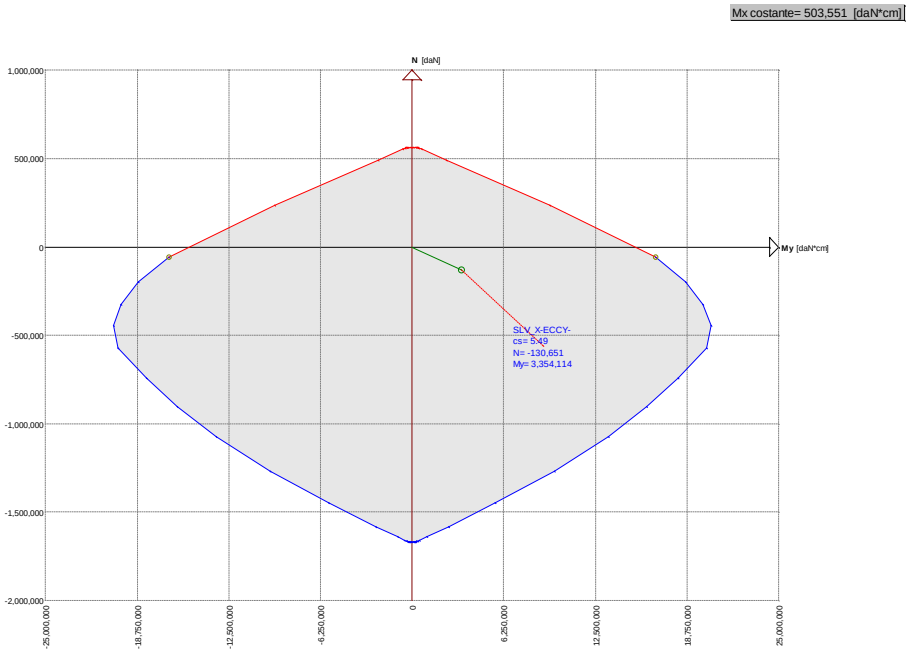




La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV X-ECCY-.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 50 kNm
M_y = 335 kNm
N = -1306 kN
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 5.36. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5x si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 6.19.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-6y, risulta pari a V_{sd} = 308 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1251 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 135 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1737 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{2600 + 2600}{10} = 580kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1737 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 5 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	650 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	900 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	850 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	14784 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1251 kN	σcp	2.138 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.485				
vmin	0.358				
ρl	0.020	>	0.02		

VRd = 571 kN
VRd min = 375 kN

Se VEd > 571 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	680 mm =
ρw	0.0048	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**765 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1506 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **24.42** °
cot(TETA) **2.20** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 2072 kN (VRsd max 2072 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 940 kN (VRsd max 2752 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 2351 kN (VRsd max 1898 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.2028377 VRsd = 2072 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.118
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.2028377 VRcd = 1897 kN

VRd = 1897 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

12.3.18. Pilastro 65x70 cm allineamento 18

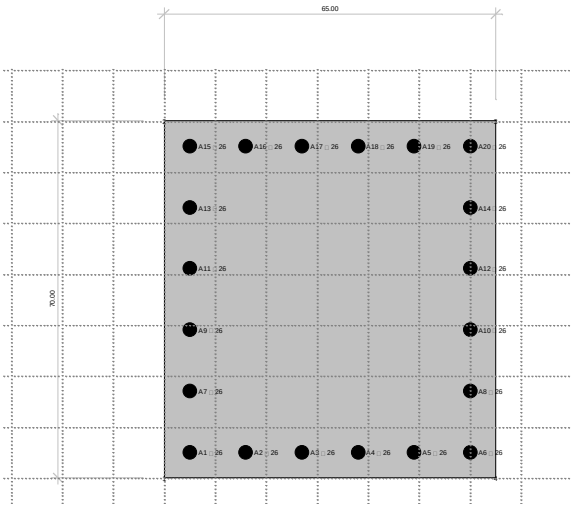
12.3.18.1 Sezione in sommità del pilastro

La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ28/10cm sul lato corto e ϕ28/10cm sul lato lungo.

As = 20 * 6.16 = 123.2 cm^2

Ac = 65 * 70 = 4550 cm^2

Rapporto ρ = As / Ac = 2.7% > 1.00% minimo regolamentare.



Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.

Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione a My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-5y.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

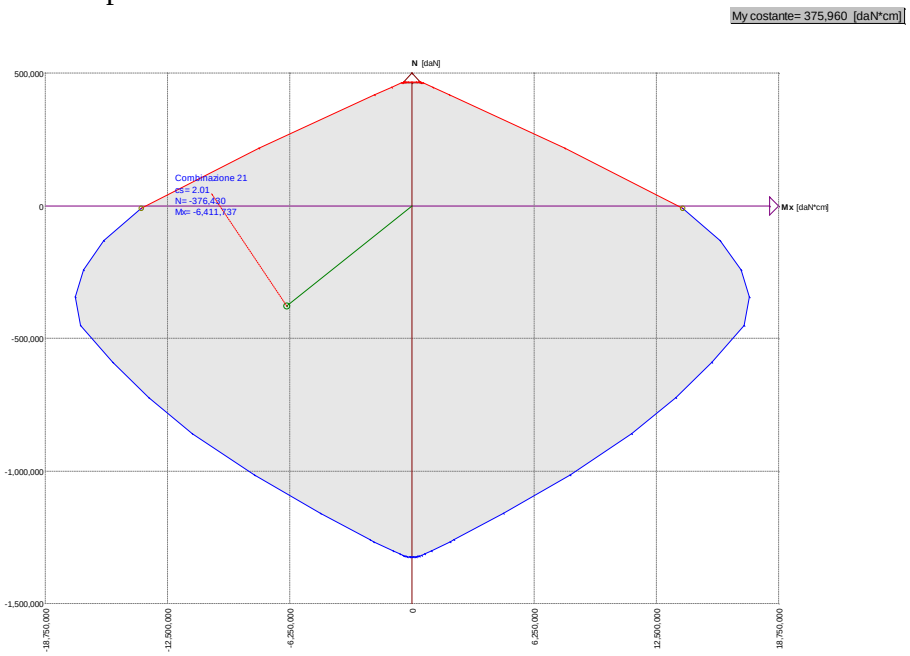
M_x = 641 kNm

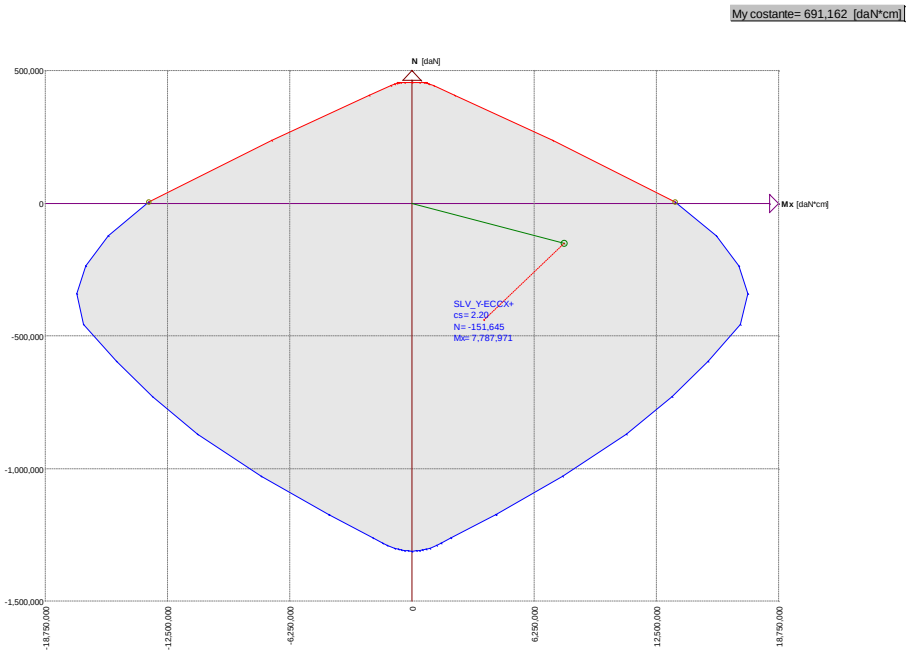
M_y = 37 kNm

N = -3764 kN

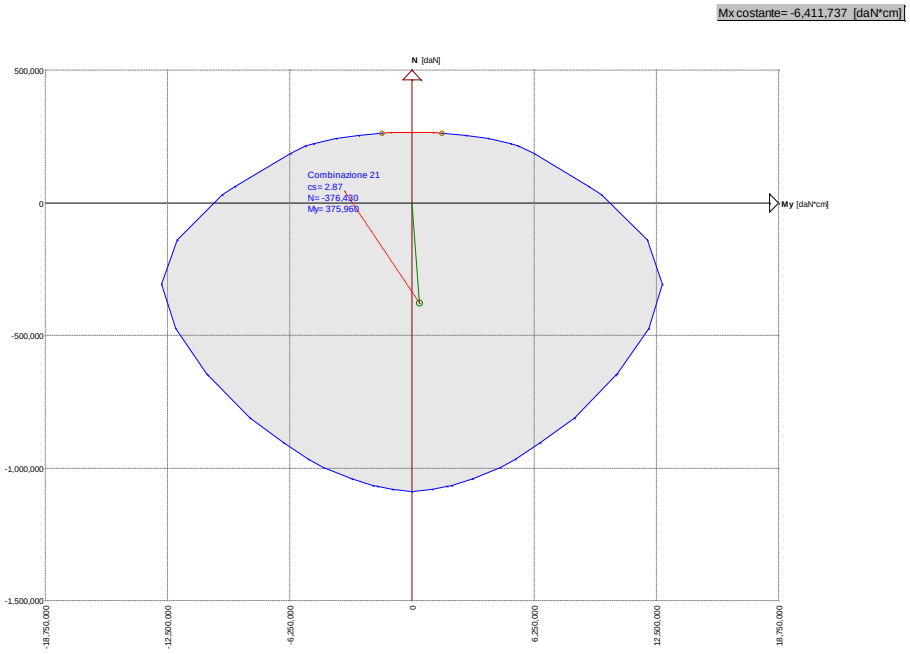
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.01. La sezione è pertanto verificata.

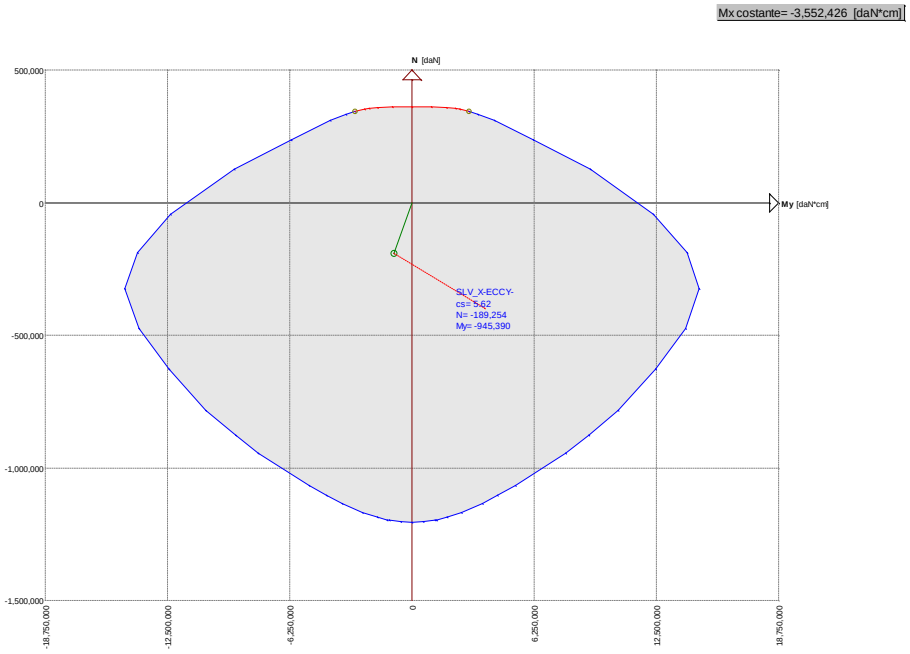
Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.20.





La coppia (Mx,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.
Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLU-5y.
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.87. La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.69.





La coppia (My,N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5y, risulta pari a V_{sd} = 142 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -3764 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV Y-ECCX+, risulta pari a V_{sd} = 103 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1750 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.1 \cdot \frac{1600 + 1600}{10} = 352kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1750 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	650 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	10600 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	3764 kN	σcp	3.627 N/mm²	>	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.020	>	0.02		

VRd = 545 kN
VRd min = 392 kN

Se VEd > 545 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0048	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1506 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **24.42** °
cot(TETA) **2.20** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1584 kN (VRsd max 1584 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 719 kN (VRsd max 2104 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1798 kN (VRsd max 1451 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.2028377 VRsd = 1584 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.200
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.2028377 VRcd = 1557 kN

VRd = 1557 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.64 m

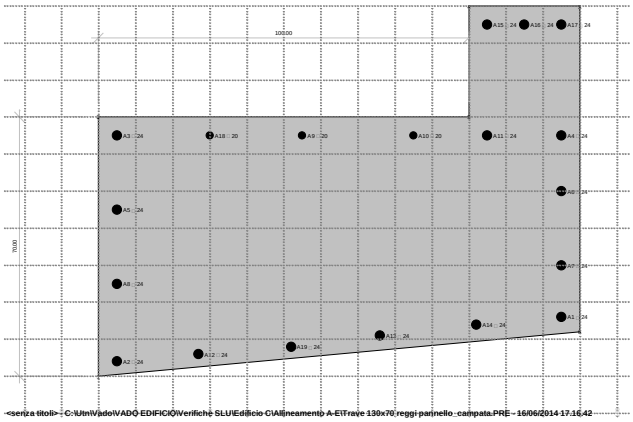
12.3.19. Pilastro 50x75 cm allineamento 18

12.3.19.1 Sezione alla base e in sommità del pilastro

Per le verifiche si faccia riferimento al paragrafo 12.3.11.

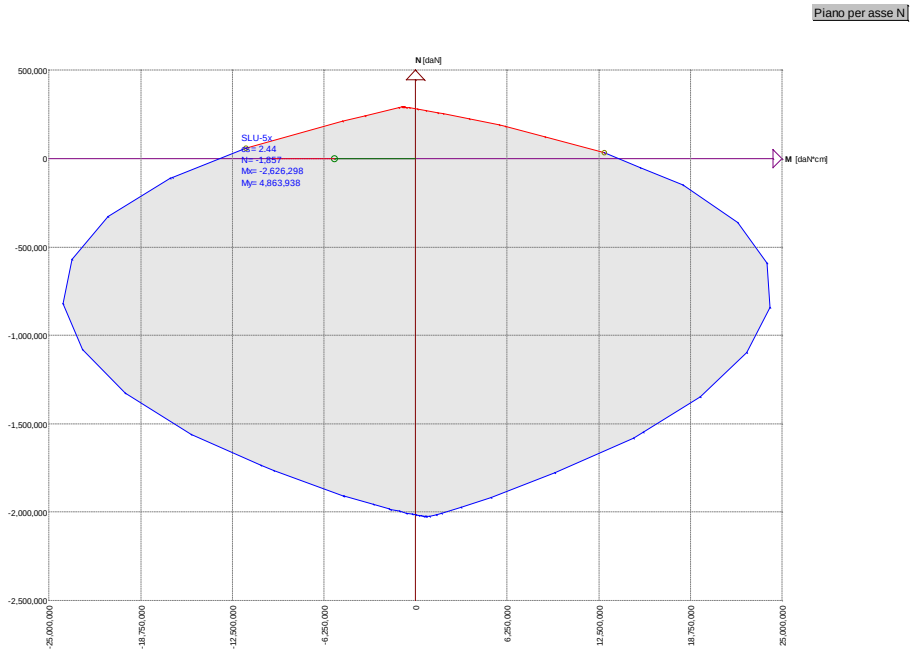
12.3.20. Trave longitudinale piano primo allineamenti A-E

12.3.20.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-5x, sono pari a:

M_x = 262 kNm

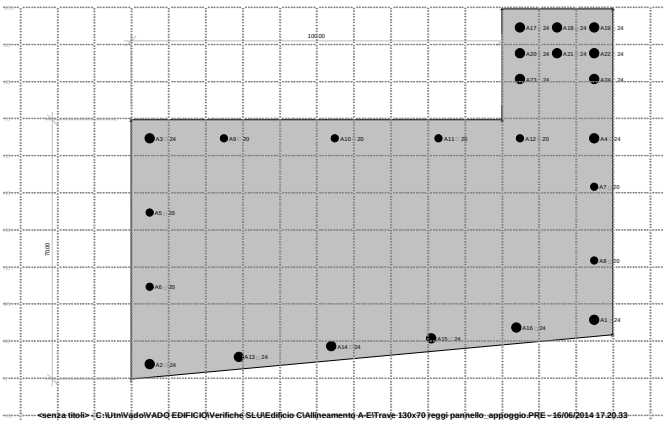
M_y = 486 kNm

N_{comp} = -18 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.44. La sezione è pertanto verificata.

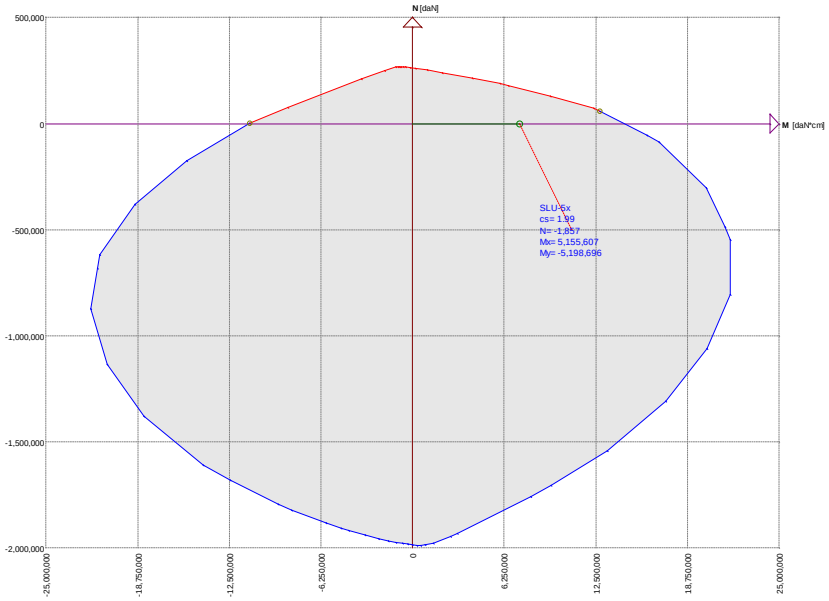
Nella combinazione di calcolo sismica SLV X-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 4.37.

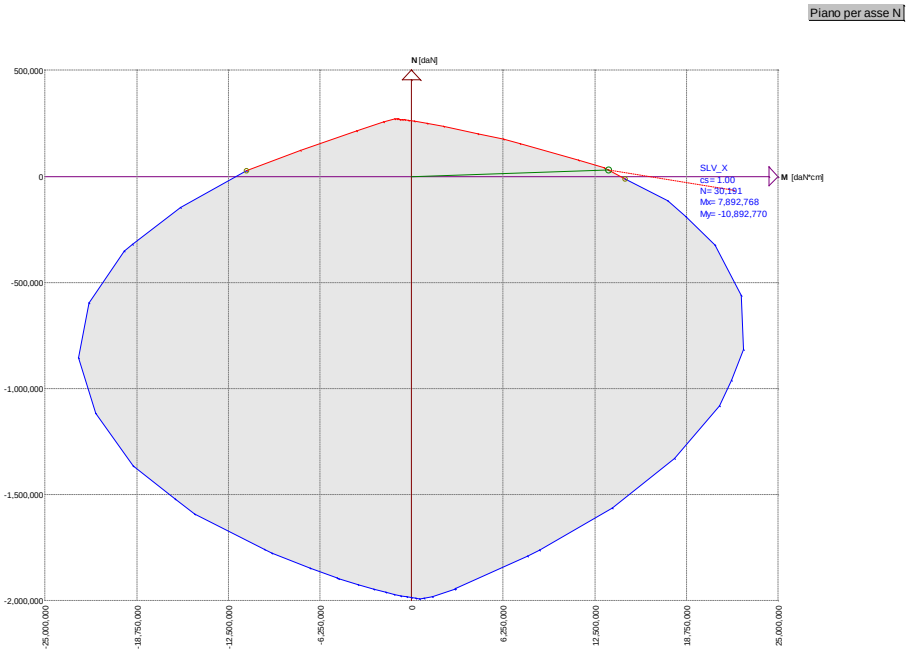
12.3.20.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 6ϕ24 come armatura resistente inferiore e 8ϕ24 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:





Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X pari a:

M_x = -790 kNm

M_y = 1089 kNm

N_{traz} = 302 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.00. La sezione è pertanto verificata.

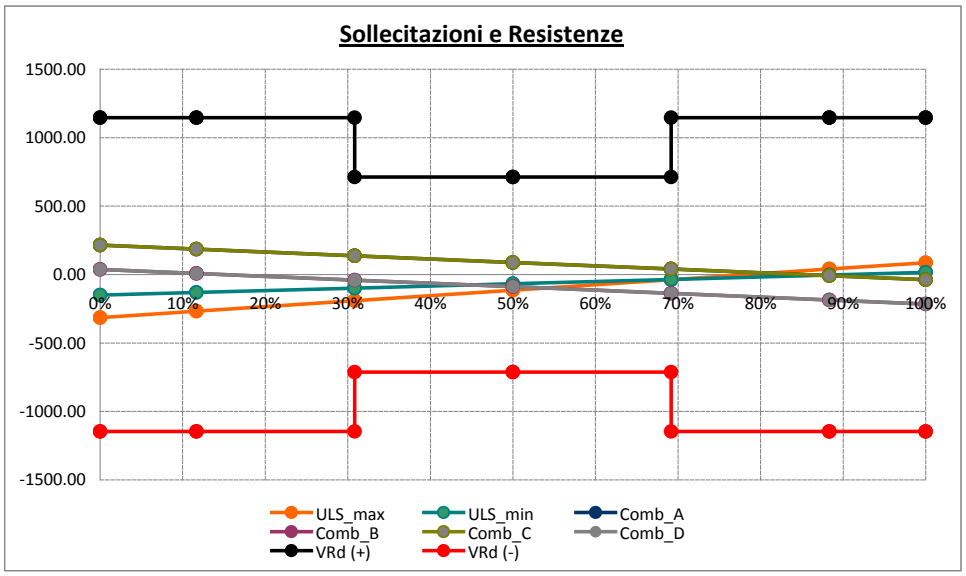
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU 5x si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.99.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X-ECCX+ è: V_{sd} = 358 kN.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 130 cm, h = 60 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ10/15 a 4 bracci.

Tagli di estremità dovuti alla gerarchia delle resistenze			
Combinazione GdR_A (Grav. uno + momenti orari)	**$V(GdR_A)_s$**	=	**215.10 [kN]**
	$V(GdR_A)_d$	=	**-37.44 [kN]**
Combinazione GdR_B (Grav. uno + momenti antiorari)	**$V(GdR_B)_s$**	=	**37.44 [kN]**
	$V(GdR_B)_d$	=	**-215.10 [kN]**
Combinazione GdR_C (Grav. due + momenti orari)	**$V(GdR_C)_s$**	=	**215.10 [kN]**
	$V(GdR_C)_d$	=	**-37.44 [kN]**
Combinazione GdR_D (Grav. due + momenti antiorari)	**$V(GdR_D)_s$**	=	**37.44 [kN]**
	$V(GdR_D)_d$	=	**-215.10 [kN]**



Resistenza a taglio nelle zone critiche				
Diametro delle armature trasversali	ϕ_{sw}	=	**10.00**	[mm]
Numero braccia della armature trasversali	$n_{b,sw}$	=	**4.00**	[-]
Altezza utile della sezione	d	=	628.00	[mm]
Passo minimo delle armature trasversali	$s_{min,1}$	=	157.00	[mm]
	$s_{min,2}$	=	225.00	[mm]
	$s_{min,3}$	=	192.00	[mm]
	$s_{min,4}$	=	240.00	[mm]
	s_{min}	=	157.00	[mm]
Passo adottato per le armature trasversali	s_{sw}	=	**150.00**	[mm]
Area delle armature trasversali	A_{sw}	=	314.16	[mm^2]
Angolo di inclinazione delle staffe	α	=	**90.00**	[°]
	$ctg\alpha$	=	0.00	[-]
Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	θ	=	**22.00**	[°]
Angolo di inclinazione dei puntoni in funz. della CD	θ_{CD}	=	22.00	[°]
	$ctg\theta_{CD}$	=	2.48	[-]
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	=	1146.48	[kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	=	2400.62	[kN]
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	=	**1146.48**	**[kN]**

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1300 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	600 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	550 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4520 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	18 kN	σcp	0.023 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.603				
vmin	0.402				
ρl	0.006	<	0.02		

VRd = 377 kN
VRd min = 290 kN

Se VEd > 377 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	440 mm =
ρw	0.0016	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**495 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 4518 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 13.81 °
cot(TETA) 4.07 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1651 kN (VRsd max 1651 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 406 kN (VRsd max 3561 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1014 kN (VRsd max 2456 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 1014 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.001
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 2014 kN

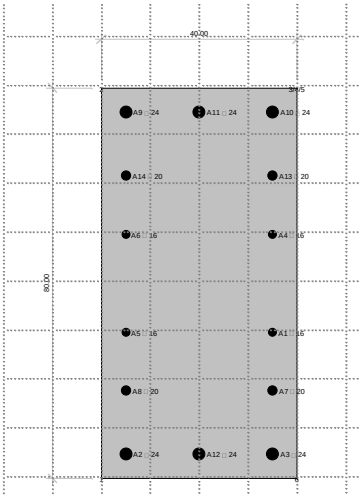
VRd = 1014 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.62 m

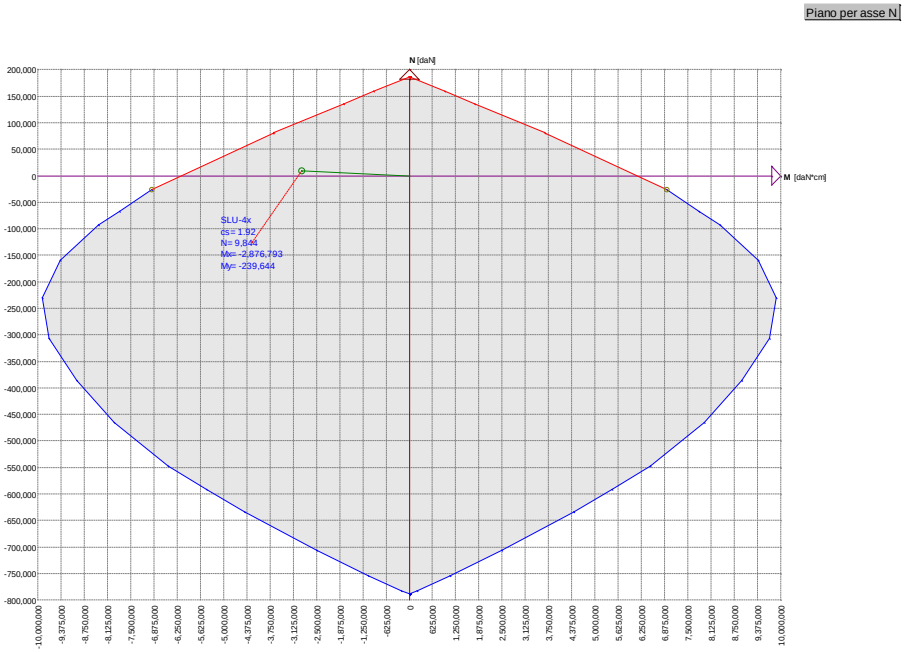
12.3.21. Trave longitudinale piani secondo÷quarto allineamenti A-E

12.3.21.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 3ϕ24+2ϕ20 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24+2ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-4x, sono pari a:

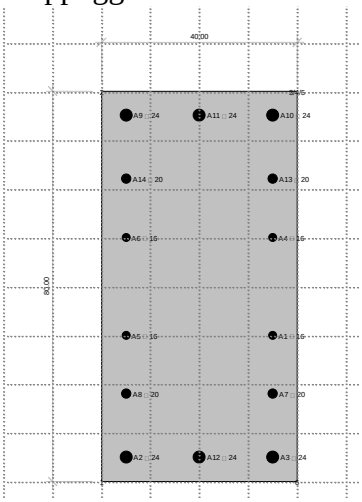
M_x = 287 kNm

M_y = 24 kNm

N_{traz} = 98 kN

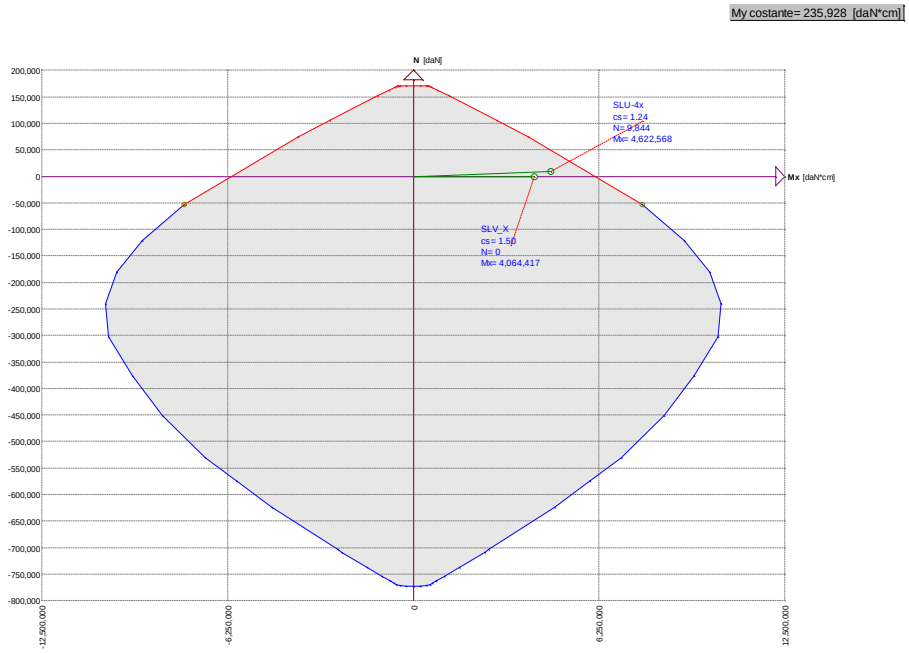
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.92. La sezione è pertanto verificata.

12.3.21.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 3ϕ24+2ϕ20 come armatura resistente inferiore e 3ϕ24+2ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-4x, sono pari a:

M_x = -462 kNm

M_y = 24 kNm

N_{traz} = 98 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.25. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV X si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 1.50.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-4x è: V_{sd} = 243 kN.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 40 cm, h = 80 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ8/15 a 3 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	400 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1256 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	15 kN	σcp	0.047 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
vmin	0.370				
ρl	0.004	<	0.02		

VRd = 132 kN
VRd min = 113 kN

Se VEd > 132 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	3				
ϕstaffa	8 mm				
Asw	151 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	600 mm =
ρw	0.0025	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**675 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1390 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **17.34** °
cot(TETA) **3.20** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 850 kN (VRsd max 850 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 266 kN (VRsd max 1494 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 664 kN (VRsd max 1031 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 664 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.003
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 846 kN

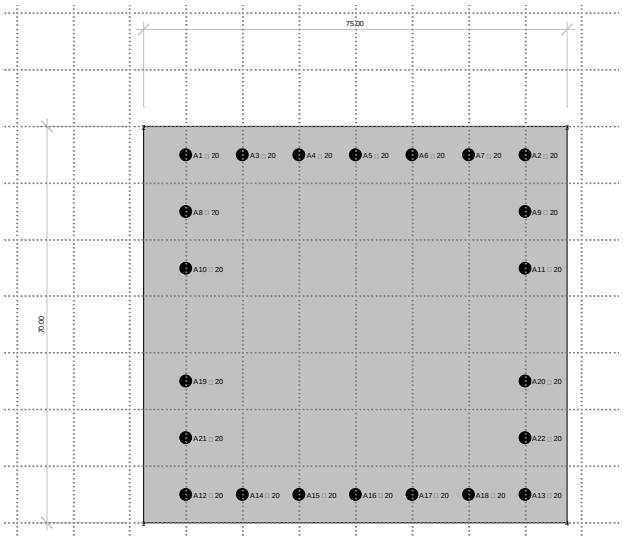
VRd = 664 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.84 m

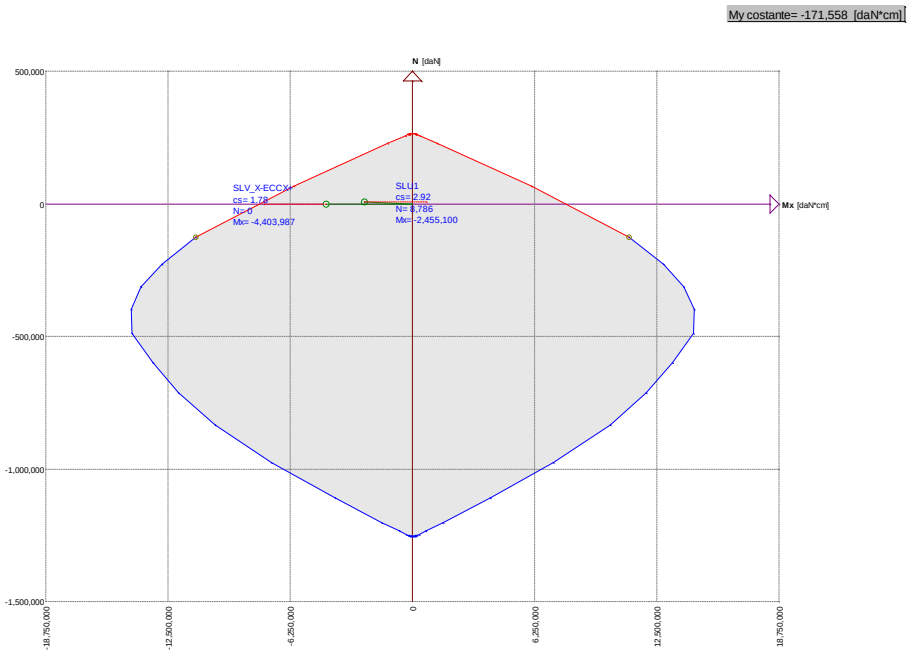
12.3.22. Trave longitudinale piani secondo÷quarto allineamenti B-D

12.3.22.1 Sezione di mezzeria



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ20 come armatura resistente inferiore e 7ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X-ECCX+, sono pari a:

M_x = 440 kNm

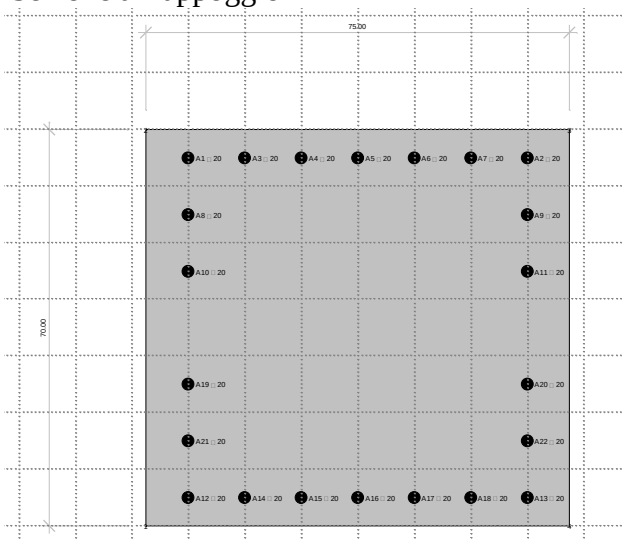
M_y = 17 kNm

N_{traz} = 88 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.78. La sezione è pertanto verificata.

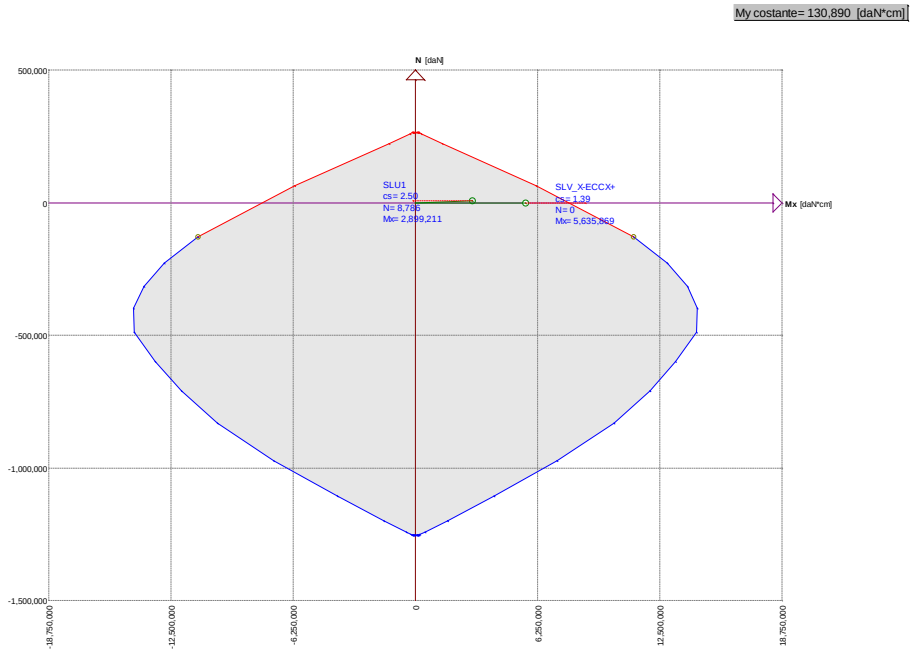
Nella combinazione di calcolo SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.90.

12.3.22.2 Sezione all'appoggio



Verifica a flessione

La sezione presenta 7ϕ20 come armatura resistente inferiore e 7ϕ20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X-ECCX+, sono pari a:

M_x = -563 kNm

M_y = 13 kNm

N_{traz} = 88 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.39. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo SLU 1 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.50.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV X-ECCX+ è: V_{sd} = 207 kN.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, l'area dell'anima della sezione, ovvero una sezione rettangolare b = 75 cm, h = 70 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ8/15 a 4 bracci.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2199 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.555				
vmin	0.384				
ρl	0.005	<	0.02		

VRd = 221 kN
VRd min = 187 kN

Se VEd > 221 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	8 mm				
Asw	201 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	520 mm =
ρw	0.0018	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**585 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 2607 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 14.56 °
cot(TETA) 3.85 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 1182 kN (VRsd max 1182 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 307 kN (VRsd max 2428 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 767 kN (VRsd max 1675 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 767 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 1372 kN

VRd = 767 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.73 m

12.3.23. Fondazioni

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

12.3.23.1 Verifica di resistenza STR

Il sistema di fondazione del corpo "C" è composto da travi rovesce principali longitudinali e travi di collegamento trasversali.
Le travi rovesce longitudinali costituiscono la fondazione diretta di tutti i telai e presentano la seguente geometria:
Lunghezza 44 m
Larghezza sezione b = 3.60 m
Altezza totale sezione h = 1.50 m
Altezza suola fondazione h = 0.75 m

La trave rovescia trasversale costituisce la fondazione diretta del telaio dell'allineamento 18 e presenta la seguente geometria:
Lunghezza 23 m
Larghezza sezione b = 2.80 m
Altezza totale sezione h = 1.50 m
Altezza suola fondazione h = 0.75 m

I cordoli di collegamento trasversale presentano la seguente geometria:
Lunghezza 20 m
Larghezza sezione b = 0.60 m
Altezza sezione h = 0.75 m

Trave rovescia longitudinale allineamenti A-E

Trave a T b=360 cm - Sezione in campata

$M_{xx,sd}$ = -2790 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-2x.

$M_{yy,sd}$ = 5 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5y.

Trave a T b=360 cm - Sezione in appoggio

$M_{xx,sd}$ = 2979 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-2x.

$M_{yy,sd}$ = 1082 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5y.

V_{sd} = 2674 kN in condizioni statiche, combinazione SLU-2xy.

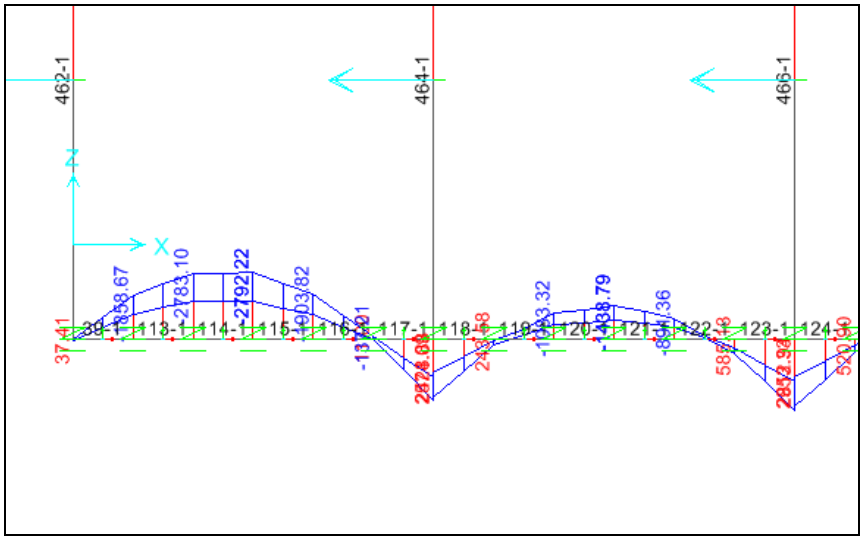
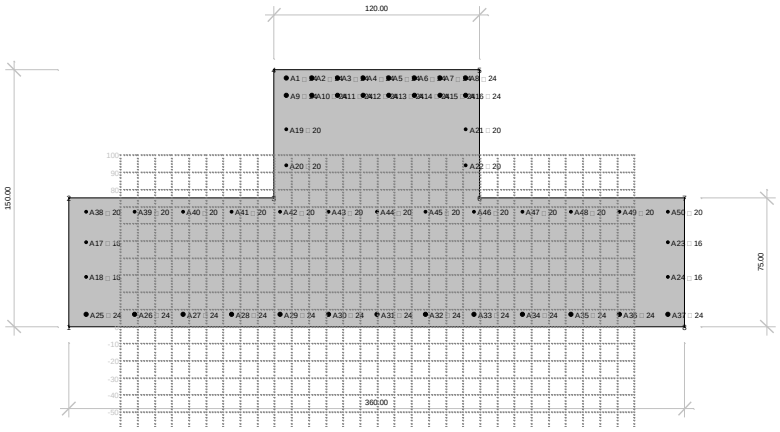
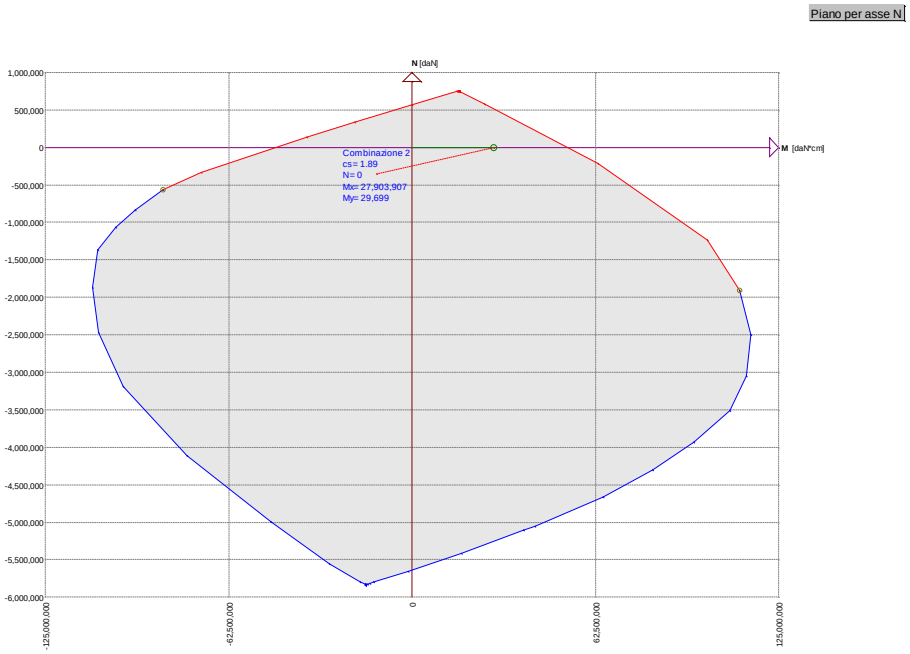


FIGURA 12.5 - DIAGRAMMA DI INVILUPPO, CON I PICCHI TEORICI SUI NODI

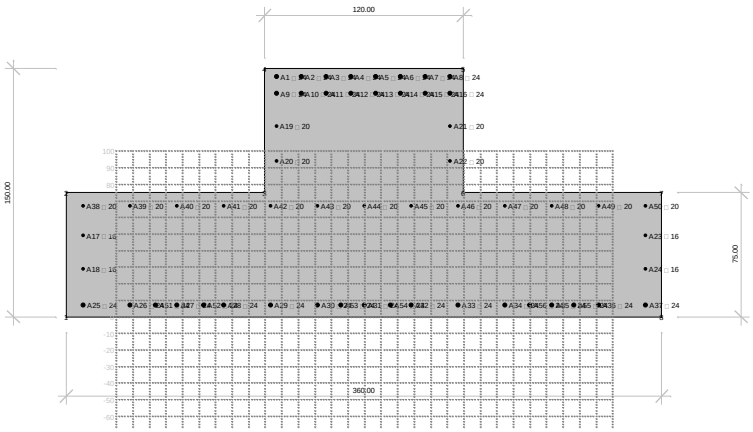
La sezione in campata della trave di fondazione presenta 13ϕ24 come armatura resistente inferiore e 16ϕ24 come armatura resistente superiore. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:



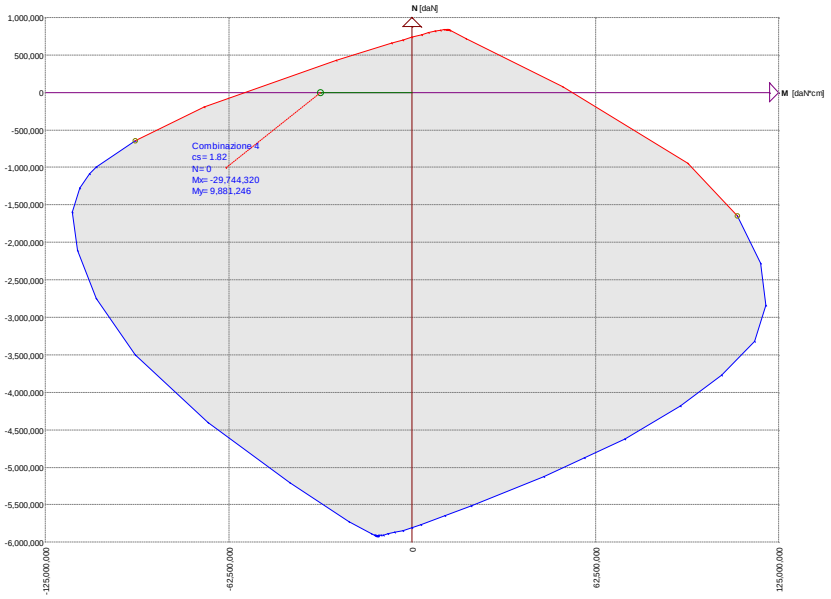


I valori, dovuti alla combinazione SLU-2y, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.89. La sezione è pertanto verificata.

La sezione in appoggio della trave di fondazione presenta 19ϕ24 come armatura resistente inferiore e 16ϕ24 come armatura resistente superiore. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:



I valori, dovuti alla combinazione SLU-2xy, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.82. La sezione è pertanto verificata.



Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 120 cm, h = 150 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/15 a 4 bracci in appoggio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1200 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	7232 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.371				
vmin	0.318				
ρl	0.004	<	0.02		

VRd = 678 kN
VRd min = 553 kN

Se VEd > 678 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	616 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	1160 mm =
ρw	0.0034	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1305 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 4171 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **20.35** °
cot(TETA) **2.70** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 5652 kN (VRsd max 5652 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2096 kN (VRsd max 8667 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 5241 kN (VRsd max 5977 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 5241 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 4896 kN

VRd = 4896 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.63 m

Trave rovescia trasversale allineamento 18

Trave a T b=280 cm - Sezione in campata

$M_{xx,sd}$ = -1046 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5y.

$M_{yy,sd}$ = 553 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-6x.

Trave a T b=280 cm - Sezione in appoggio

$M_{xx,sd}$ = 1400 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5y.

$M_{yy,sd}$ = 450 kNm in condizioni statiche, combinazione SLU-5y.

V_{sd} = 752 kN in condizioni statiche, combinazione SLU-5y.

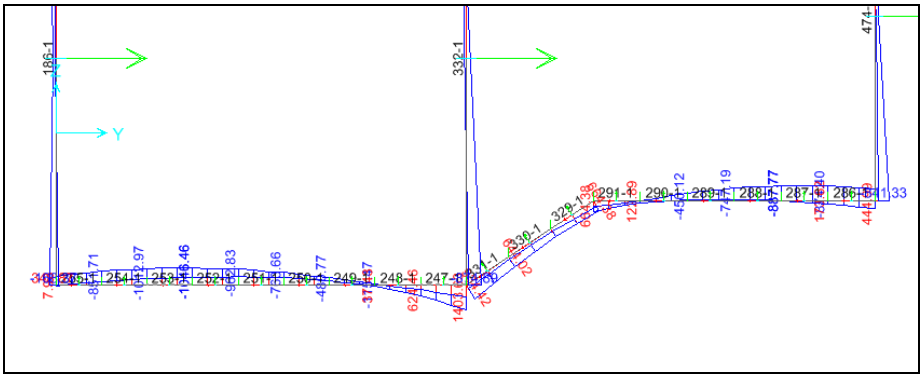
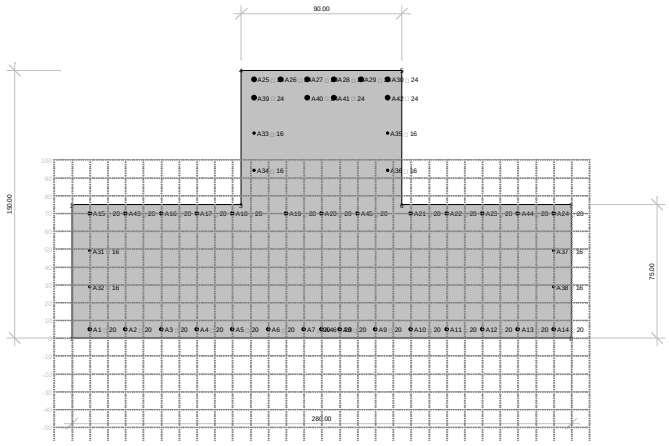
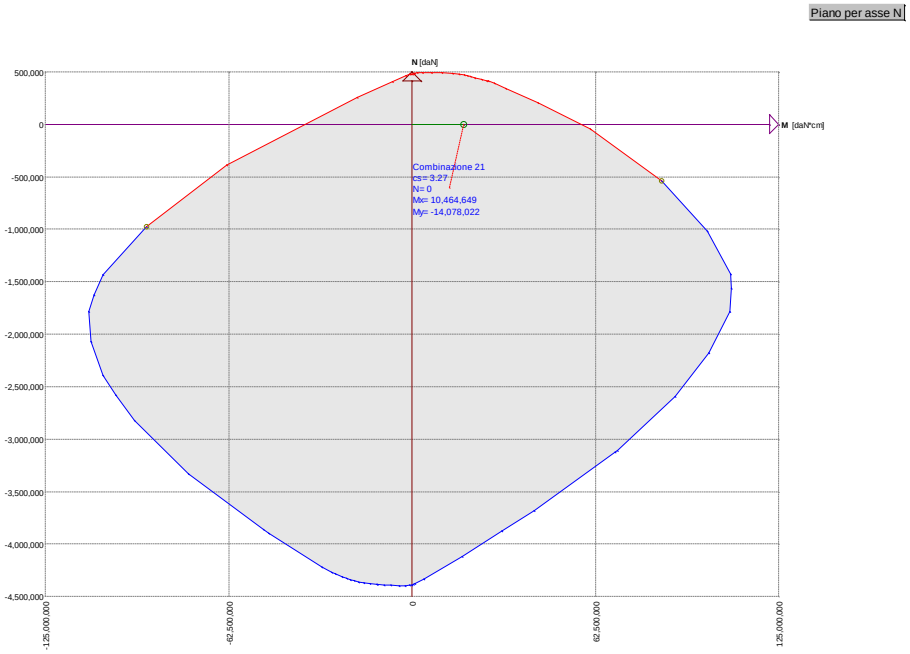


FIGURA 12.6 - DIAGRAMMA DI INVILUPPO, CON I PICCHI TEORICI SUI NODI

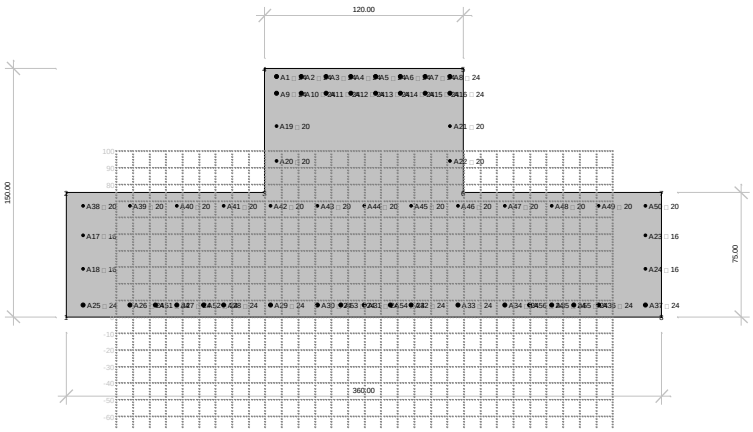
La sezione in campata della trave di fondazione presenta 15ϕ20 come armatura resistente inferiore e 10ϕ24 come armatura resistente superiore. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:



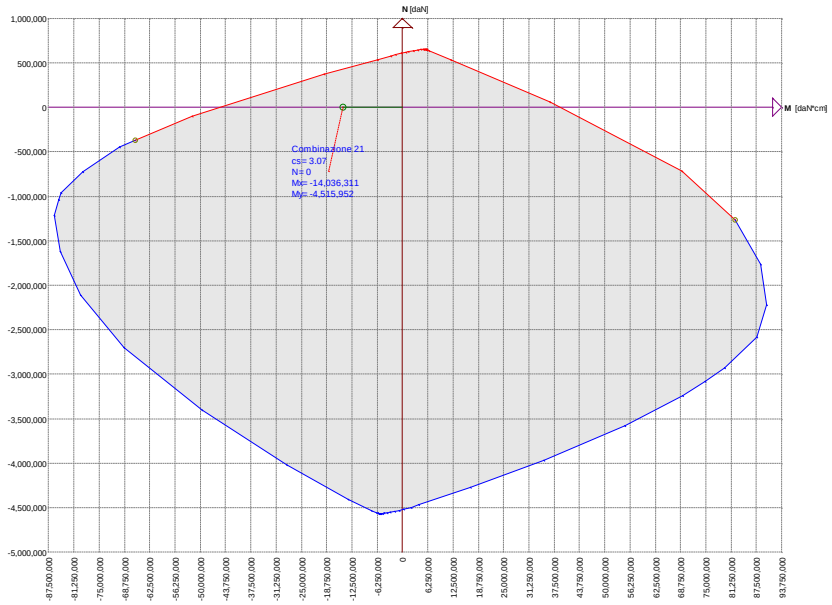


I valori, dovuti alla combinazione SLU-5y, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.27. La sezione è pertanto verificata.

La sezione in appoggio della trave di fondazione presenta 15ϕ24 come armatura resistente inferiore e 10ϕ24 come armatura resistente superiore. Di seguito si riportano la sezione tipo ed il campo M,N di rottura:



I valori, dovuti alla combinazione SLU-5y, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.07. La sezione è pertanto verificata.



Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 90 cm, h = 150 cm, e un'armatura composta da staffe verticali ϕ14/20 a 4 bracci in appoggio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	900 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	1810 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.371				
vmin	0.318				
ρl	0.001	<	0.02		

VRd = 353 kN
VRd min = 415 kN

Se VEd > 415 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	616 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	1160 mm =
ρw	0.0034	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1305 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 4171 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **20.35** °
cot(TETA) **2.70** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 4239 kN (VRsd max 4239 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1572 kN (VRsd max 6500 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 3930 kN (VRsd max 4483 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 3930 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 3672 kN

VRd = 3672 kN

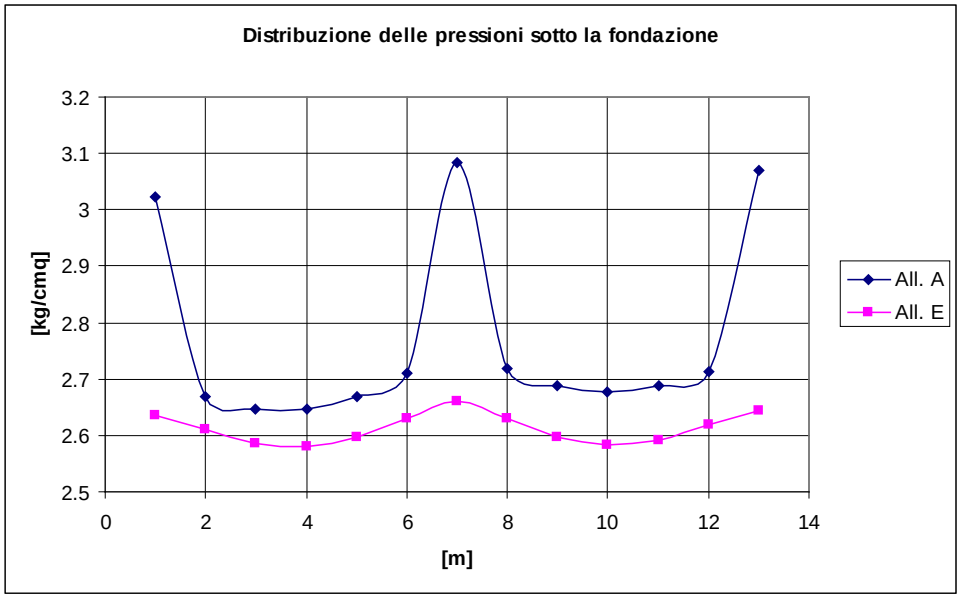
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.63 m

12.3.23.2 Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

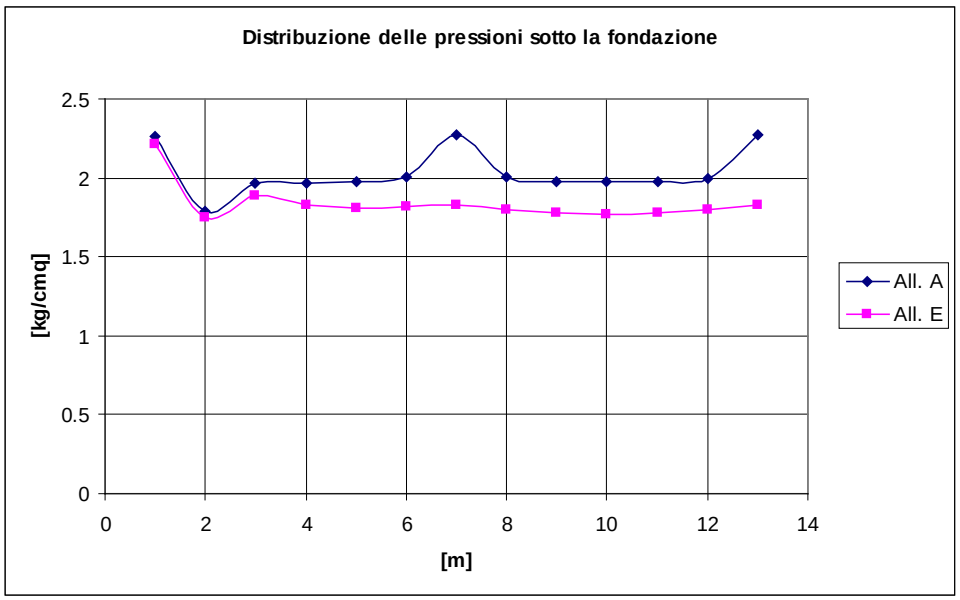
La fondazione è sempre tutta reagente (nella modellazione agli elementi finiti, tutte le molle alla Winkler reagiscono a compressione).
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

INV SLU: La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler all'intradosso della trave rovescia più sfavorita è pari a p_{picco} = 3.25 kg/cm^2.



Considerando l'effetto della diffusione del carico attraverso lo strato sottofondazione spesso 20 cm avviene su una superficie di 44.40m x 3.80m e riportando il diagramma delle pressioni ad una distribuzione parabolica, e tenendo in considerazione il contributo delle superfici aggiuntive costituite dalle travi di collegamento in fondazione, ottiene il seguente valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi: p = 3.1 kg/cm^2.

INV SLV: La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler all'intradosso della trave rovescia più sfavorita è pari a p_{picco} = 2.39 kg/cm^2.



Considerando l'effetto della diffusione del carico attraverso lo strato sottofondazione spesso 20 cm avviene su una superficie di 20.40m x 3.40m e riportando il diagramma delle pressioni ad una distribuzione parabolica, e tenendo in considerazione il contributo delle superfici aggiuntive costituite dalle travi di collegamento in fondazione, ottiene il seguente valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi: p = 2.27 kg/cm^2.

12.3.23.3 Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

La fondazione è sempre tutta reagente (nella modellazione agli elementi finiti, tutte le molle alla Winkler reagiscono a compressione).
Si considereranno i due stati limite:

- SLU2x Condizioni statiche
- SLVX Condizioni sismiche

SLU2x: La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler all'intradosso della trave rovescia più sfavorita è pari a p_{picco} = 3.25 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi della capacità portante del terreno tiene in conto della diffusione attraverso lo strato di magrone e vale p = 3.1 kg/cm^2.

SLVX: La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler all'intradosso della trave rovescia più sfavorita è pari a p_{picco} = 2.4 kg/cm^2.
Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi della capacità portante del terreno tiene in conto della diffusione attraverso lo strato di magrone e vale p = 2.27 kg/cm^2.

L'espressione della capacità portante proposta da Terzaghi è:
$q = c\ N_c + q_0\ N_q + ½\ \gamma\ B\ N_\gamma$
dove
c' è la coesione
q_0 è il sovraccarico presente alla quota di fondazione (a profondità D)
B è la larghezza della fondazione
γ è il peso del terreno.
N_c, N_q, N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ'.

L'espressione più generale per il calcolo della capacità portante è quella di Brinch-Hansen:
$q = c'\ N_c\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c + q_0\ N_q\ s_q\ d_q\ i_q\ b_q\ g_q + ½\ \gamma\ B\ N_\gamma\ s_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ b_\gamma\ g_\gamma$
in cui compaiono i seguenti termini correttivi:
s_x = fattori di forma della fondazione
i_x = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico
b_x = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione
g_x = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna
d_x = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Nel caso in esame,

$\phi' = 35°$

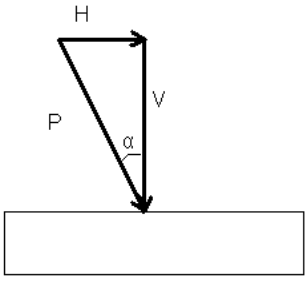
$c' = 0$ kPa

$q_0 = \gamma D = 19 * 2.00$ m $= 38.0$ kPa

$N_q = 40$

$s_q = 1$ per fondazione nastriforme

Per carichi inclinati, cioè con una componente orizzontale H e una verticale V, il valore della capacità portante è influenzato dal rapporto H/V, dalla direzione della risultante e dalla forma della fondazione.



Per Meyerhof-Vesic si ha

$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2$

e

$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2$

nella combinazione SLU2x

N= 1015 kN/m

V= 17 kN/m

α=0.96°

$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2 = 0.98$

$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2 = 0.945$

nella combinazione SLVX

N= 727 kN/m

V= 20 kN/m

α= 1.57°

$i_c = i_q = (1-\alpha/90°)^2 = 0.965$

$i_\gamma = (1-\alpha/\phi)^2 = 0.91$

per D<B, quale è il nostro caso, Hansen propone la seguente relazione per d_q:
$d_q = 1+ 2\ tg\phi\ (1-sen\phi)^2\ D/B = 1.14$
e $d_\gamma = 1$ per tutti i casi

$\gamma = 19\ kN/m^3$
$B = 3.60\ m$
$N_\gamma = 42$
$s_\gamma = 1$ per fondazione nastriforme

Per la combinazione SLU2y
$q = 0 +38*40*1*1.14*0.98*1*1 + ½\ 19*3.6*42*1*1*0.945*1*1 = 30.5\ kg/cm^2$.
Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 13.3\ kg/cm^2 > p= \underline{3.1\ kg/cm^2.}$

Per la combinazione SLVX
$q = 0+38*40*1*1.144*0.965*1*1 +½\ 18*3.6*42*1*1*0.91*1*1 = 29.8\ kg/cm^2$.
Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 12.9\ kg/cm^2 > p=\underline{2.27\ kg/cm^2.}$

12.3.23.4 Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a ($N * tg\phi' / \gamma_R$), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.

Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale:
Tmax = 600 kN / 6m in direzione longitudinale (taglio trasmesso da un telaio alla sua trave di fondazione nella combinazione SLVX).

Tmax = 290 kN / 6m in direzione trasversale (taglio trasmesso da un telaio alla sua trave di fondazione nella combinazione SLVY).
N = 4365 kN /6m

Il taglio risultante invece dalla gerarchia delle resistenze della singola colonna è il seguente:
$V_{Gdr} = \gamma_{rd}*(M^{s}_{c,rd}+ M^{i}_{c,rd})/l_p = 1.1*(3340+3340)/10 = 735$ kN
$N_{sis} = 3500$ kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 4365 * tg(35°) / 1.1 = 2227$ kN/6m > Tmax = 735 kN
La verifica è soddisfatta.

12.3.23.5 Valutazione dei cedimenti

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Si procede alla valutazione dell'indice di rigidezza della trave rovescia di fondazione:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot E_0 \cdot l^3 \cdot b}{\left(1 - v_0^2\right) \cdot E_1 \cdot J}$$

Dove:

$$J = \frac{(3.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 \cdot 0.75^2)^2 - 4 \cdot 3.6 \cdot 2.4 \cdot 0.75 \cdot (1.5 - 0.75)^2}{12 \cdot (3.6 \cdot 1.5 - 2.4 \cdot 0.75)} = 0.548438 \text{ m}^4$$

$E_0 = 114$ MPa
$E_1 = 30000$ MPa
$v_0 = 0.27$
Risulta quindi:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot 114 \cdot 22^3 \cdot 3.6}{\left(1 - 0.27^2\right) \cdot 30000 \cdot 0.548438} = 225 > 1$$

Definito il parametro α come rapporto tra lunghezza della trave e base risulta:

$$\alpha = \frac{2l}{b} = \frac{44}{3.6} = 12 < 20$$

La trave non risulta infinitamente rigida. Si passa a valutare se essa possa essere assimilata a infinitamente flessibile.

Si calcola:

$$L = \left[\frac{2 \times E_1 \times J \times \left(1 - v_0^2\right)}{b \times E_0}\right]^{0.33} = 4.145$$

E si definiscono le seguenti quantità:

$$\beta = \frac{b}{2L} = \frac{3.6}{2 \times 4.145} = 0.43 \qquad 0.3 < \beta < 0.5$$

$$l^* = \frac{l}{L} = \frac{22m}{4.145} = 5.3 \qquad > 3.5$$

La trave è infinitamente flessibile.
Il valore dell'invariante, per travi flessibili rettangolari, dipende dal rapporto 2l/b:
I = 2.24 (valore medio per rapporti 2l/b > 10)

Il cedimento di una fondazione nastriforme flessibile risulta pari a:

$$w = qB\frac{\left(1 - v^2\right)}{E} I = 267 \times 3.6 \times \frac{(1 - 0.27^2)}{114000} \times 2.24 = 0.0175 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

12.3.24. Pavimentazione officina

Viene riportato qui nel seguito un riassunto dei calcoli, che si riferiscono alla pavimentazione del locale officina. Si tratta di una pavimentazione di tipo industriale, conformata come lastra in calcestruzzo armata, suddivisa, come d'uso, in riquadri di adeguata pezzatura. Per maggiori dettagli riguardo i criteri di calcolo e le verifiche si rimanda alla relazione sulle pavimentazioni MI010P-G-Z-R-4140-C0.

L'intero pacchetto della pavimentazione, a partire dal livello del piano di scavo, posto a quota +2.30 m l.m.m., è costituito da:

- primo strato con spessore di 20 cm a formazione del magrone di sottofondazione, armato con rete elettrosaldata con diametro 8 mm su maglia cm. 20x20, esteso a tutta la impronta planimetrica dell'edificio;

- spessore soprastante di 136 cm, realizzato con materiale arido adeguatamente compattato, da porre in opera dopo la realizzazione del reticolo strutturale delle fondazioni in c.a.;
- pacchetto isolante di 18 cm di spessore, intercluso fra uno strato inferiore ed uno superiore di calcestruzzo magro, entrambi con spessore di 10 cm;
- pavimentazione in c.a. con spessore pari a 26/24 cm, ove la variazione di 2 cm è dovuta alla formazione delle pendenze superficiali per la raccolta dei liquidi sversati;
- spessore totale dal piano di scavo, esclusa la riduzione di due centimetri a formazione del piano delle pendenze = 20 cm + 200 cm.

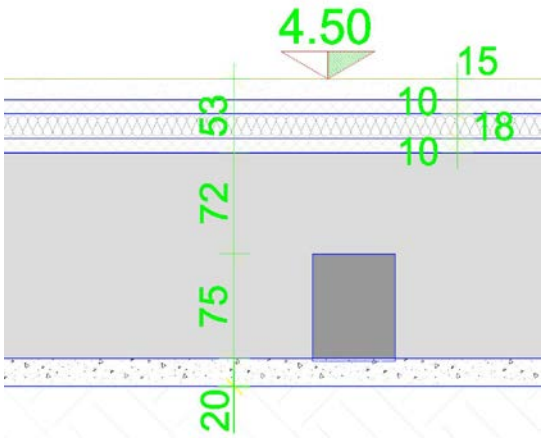


FIGURA 12.7 – PACCHETTO COMPLESSIVO

La tipologia strutturale della pavimentazione con piastre in c.a., si può sintetizzare come indicato qui appresso:

- Piastra in c.a. con spessore 260/240 mm;
- Calcestruzzo strutturale di classe R'ck 25, opportunamente levigato mediante elicottero meccanico e finitura superficiale con formazione di pendenza e spolvero di cemento/quarzo in ragione di 3/4 kg/mq;
- Armatura formata da due reti elettrosaldate in acciaio tipo B450C saldabile con diametro pari a 8 mm su maglia cm. 20x20, poste in prossimità della superficie inferiore e superiore, corredate di opportuni distanziatori;

- Giunti di contrazione disposti su maglia 4,00 m x 4,50 m circa, ottenuti mediante taglio con disco per una profondità non superiore ad 1/5 dello spessore (ovvero 4 cm) e sigillatura degli stessi con profilo in PVC.

Si è previsto il trattamento superficiale mediante spolvero di cemento/quarzo, in modo da conferire la appropriata resistenza all'abrasione, necessaria per l'utilizzo previsto.

Descrizione dei carichi

Per quanto concerne la descrizione dei carichi agenti si fa riferimento ad un carico da Reachstacker in condizioni non operative e quindi scarico (rif. mezzi LINDE).
I correlati valori di carico sono pertanto i seguenti:

- Carico relativo all'assale anteriore in condizioni di veicolo scarico = 44320 kg.
- Carico relativo all'assale posteriore in condizioni di veicolo scarico = 36920 kg;

Ne derivano quindi i seguenti carichi su una singola ruota:

- Carico su una ruota dell'assale anteriore = 44320/4 = 11080 kg;
- Carico su una ruota dell'assale posteriore = 36920/2 = 18460 kg.

I valori dei correlati interassi sono i seguenti:

- Assale anteriore (fra le due coppie di ruote): b_{10} = 3030 mm;
- Assale posteriore: b_{11} = 2786 mm;

Per quanto concerne l'impronta del carico si fa riferimento ad una pressione di gonfiaggio pari a 1.0 MPa (ovvero 1,0 N/mm^2) e ad una larghezza dei pneumatici pari a 18", ovvero a 45,72 cm
Fra le condizioni di carico suddette la più gravosa é quella relativa al carico massimo su ciascuna delle ruote posteriori sopra indicate, per la quale si assume la seguente impronta di carico:
A = 184600 N / 1.0 = 184600 mm2
lx = 457.2 mm
ly = 184600 / 457.2 = 403.8 mm

Calcolo degli sforzi indotti

Con la schematizzazione del terreno secondo Winkler e quindi con un valore della rigidezza k = 130000.00 kN/m^3 = 0.13 N/mm^3, si otttiene:

$M_{max,0}$ = 184600 x (1 + 0.15) x [0.078 x (225.6 / 746)^2 – (0.1833 . lg (225.6 / 746) + 0.049)] = 32128 Nmm/mm = 32.128 kNm/m

Nella ipotesi alternativa di avere un sottofondo di qualità più scadente, che si ipotizza qui possa essere rappresentato con il valore esplorativo k = 1.3 kg/cm^3 = 0.013 N/mm^3 si ottiene:

M = 40817 Nmm/mm = 40.817 kNm/m

Verifica allo stato limite di punzonamento

La superficie di punzonamento si ottiene dal contorno caricato in superficie, considerato esteso con diffusione a 45° entro lo spessore della piastra. Si ha quindi:
Contorno della superficie caricata:
p = (457.2 mm + 403.8 mm) x 2 = 1722.0 mm
Superficie di punzonamento:
S = u h = [(457.2 + 2x 250/2) + (403.8 + 2x 250/2)]x 2 x 250 = 680500 mm^2
Valore di calcolo della resistenza a trazione assiale:
$f_{ctd} = f_{ct0,05} / \gamma_{mc}$ = (0.7 x 0.48 x $R_{ck}^{0,5}$) / 1,6 = 0.21 x $R_{ck}^{0,5}$ = 1.05 N/mm^2
Forza resistente a punzonamento allo stato limite ultimo:
F_{Rd} = 0.5 u h f_{ctd} = 0.5 x 680500 x 1.05 = 357263 N = 357.263 kN
Fattore moltiplicativo delle azioni = γ_F = 1.5
Carico esterno allo Stato Limite Ultimo:
γ_F x P = 1.5 x 18460 kg = 27690 kg ≈ 276.900 kN (< 357.263 kN)

Il margine trovato, pari al 29%, risulta significativo; esso è ritenuto tuttavia appropriato per contrastare gli effetti sui bordi e tale quindi da non richiedere la pre-

disposizione di barrotti o particolari conformazioni dei bordi della pavimentazione che si affacciano sul giunto. Ci si limiterà ad una conformazione a maschio femmina che, data la necessità di rastremare i bordi implica una, sia pure contenuta, deformabilità verticale relativa.

Verifica allo stato limite di fessurazione

Dati geometrici:

h = 25 cm Spessore strutturale
b = 100 cm larghezza della sezione di calcolo
d = 20.5 cm distanza dell'armatura tesa dal bordo compresso
d' = 5.5 cm distanza dell'armatura compressa dal bordo compresso
A_s = φ14/ 20 = 7.70 cm^2 armatura tesa
A'_s = 0 cm^2 assunzione cautelativa per l'armatura compressa
E_s = 210000 N/mm^2 modulo di elasticità dell'acciaio
E_{cm} = 30200 N/mm^2 modulo di elasticità del calcestruzzo
$\alpha_e = Es / E_{cm} = 6.95 \approx 7.0$
Ai fini della verifica delle tensioni indipendente dal tempo si assume:
$\alpha_e = 15$
c = 50 mm ricoprimento delle armature
s = 20 cm interasse delle barre di armatura

La verifica condotta nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali e trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo evidenzia:

x = 12.39 cm
σ_c = 3.88 N/mm^2
σ_s = 148.55 N/mm^2

Ai fini del controllo del rispetto del limite di apertura delle fessure si esegue il calcolo riportato qui appresso:
distanza massima fra le fessure:

Δ_{smax} = 3.4 x 50 + 0.8 x 0.5 x 0.425 x 15 / 0.0118 = 170 + 216 = 386 mm

La deformazione unitaria media delle barre risulta inferiore al valore limite indicato dalle Istruzioni citate, per cui si adotta tale valore, ovvero:
$\varepsilon_{sm} \geq 0.6\ \sigma_s / E_s = 0.6 \times 148.55 / 210000 = 0.000424$

Risulta quindi:
$wd = \varepsilon_{sm}\ \Delta_{smax} = 0.16$ mm $< w_1 = 0.2$ mm

12.4. Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite di esercizio, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TABELLA 12-3 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLE PER IL CORPO C

SLE RARA								
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y	Q6
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y	Carroponte
SLE R-1X	1	1	1	0.5	0.6	0.6	0	0.7
SLE R-1Y	1	1	1	0.5	0.6	0	0.6	0.7
SLE R-2X	1	1	0.7	1	0.6	0.6	0	0.7
SLE R-2Y	1	1	0.7	1	0.6	0	0.6	0.7
SLE R-3X	1	1	0.7	0.5	1	0.6	0	0.7
SLE R-3Y	1	1	0.7	0.5	1	0	0.6	0.7
SLE R-4X	1	1	0.7	0.5	0.6	1	0	0.7
SLE R-4Y	1	1	0.7	0.5	0.6	0	1	0.7
SLE FREQUENTE								
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y	Q6
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y	Carroponte
SLE F-1	1	1	0.5	0	0	0	0	0.7
SLE F-2	1	1	0.3	0.2	0	0	0	0.7
SLE F-3	1	1	0.3	0	0.5	0	0	0.7
SLE F-4X	1	1	0.3	0	0	0.2	0	0.7
SLE F-4Y	1	1	0.3	0	0	0	0.2	0.7
SLE QUASI PERMANENTE								
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y	Q6
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y	Carroponte
SLE Q-1	1	1	0.3	0	0	0	0	0.6

12.4.1. Deformabilità verticale delle travi principali

Per la deformabilità delle travi principali di fa riferimento agli stati limite di esercizio, nella combinazione quasi permanente delle azioni (SLE.-qp), così definita:
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$
Con Q_{k1} = carico accidentale uffici, $\psi_{21} = 0.3$, Q_{k2} = carico neve, $\psi_{21} = 0.0$
e i carichi permanenti G1 e G2 applicati con il loro intero valore.

Con riferimento alla Circolare 2 febbraio 209, n.617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le co-*

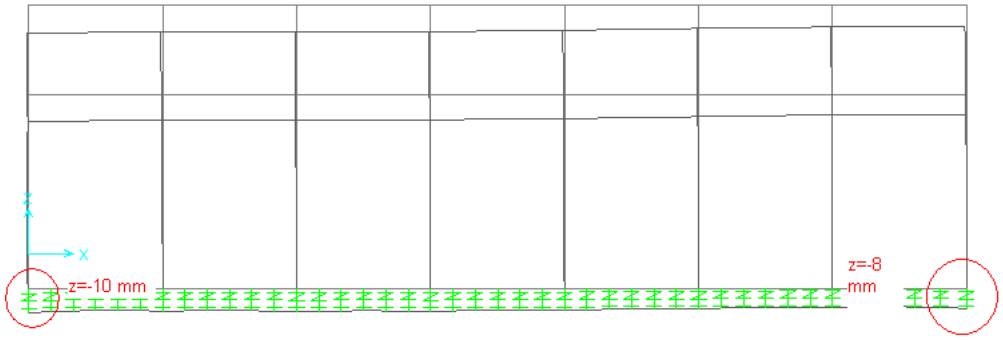
struzioni"di cui al D.M. 14 gennaio 2008 al punto C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità:

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.
Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

elemento			Freccia verticale	rapporto L/f	
trave principale corpo C	piano 1	mezzeria	0.8 cm	2500	>500
	piani sup	mezzeria	1.0 cm	1200	>500
		sbalzi	0.4 cm	1700	>500

12.4.2. Controllo dei cedimenti differenziali e delle rotazioni attese in fondazione

Le dimensioni degli elementi di fondazione sono tali per cui il volume di terreno interessato nel calcolo dei cedimenti è costituito sostanzialmente dallo strato di riporto, il quale risulta fondamentalmente omogeneo.
In virtù della modularità strutturale e della sostanziale uniformità dei sovraccarichi di utilizzo, i cedimenti differenziali dovrebbero essere ascrivibili solo a eventuali disuniformità dello strato di terreno interessato, che nel nostro caso è appunto il riporto, da considerarsi omogeneo ed adeguatamente compattato.
Il cedimento differenziale massimo tra gli elementi di fondazione è dell'ordine del 50% del cedimento assoluto calcolato, e pertanto dell'ordine dell'1 per mille.
Nelle fondazioni del corpo C si ottengono spostamenti assoluti massimi che oscillano tra gli 8 e i 10 mm.
Si ottengono quindi spostamenti differenziali inferiori a 2 mm.



Per quanto riguarda il carroponte, possiamo garantire un cedimento differenziale entro il limite 1/1000.

12.4.3. Verifiche tensionali e di fessurazione

12.4.3.1 Trave trasversale piano secondo allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	170	5138	12.5	262	19.9	14.9	360
Appoggio	-73	-878	3.6	106	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	170	4753	165	4626	11.2	0.000902	0.000873	220	0.199	0.192	0.3	0.2
Appoggio	-26	-468	-25	-454	1.8	0.000155	0.000150	262	0.041	0.039	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.2 Trave trasversale piano terzo allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-129	220	7.2	144	19.9	14.9	360
Appoggio	-129	-664	17.0	317	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-129	200	-129	192	6.3	0.000331	0.000315	316	0.105	0.100	0.3	0.2
Appoggio	-129	-551	-129	-532	13.7	0.000929	0.000890	164	0.153	0.143	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.3 Trave trasversale piano quarto allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-129	220	3.9	808	19.9	14.9	360
Appoggio	-130	-664	14.8	355	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-129	200	-129	192	3.5	0.000190	0.000181	274	0.052	0.050	0.3	0.2
Appoggio	-129	-550	-129	-532	11.7	0.001100	0.001055	168	0.186	0.178	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.4 Pilastro 40x90 cm allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-1876	178	6.3	-	19.9	14.9	360
Sommità	-1700	880	16	-	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4y (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-1774	96	-1764	136	5.3	0.000131	0.00101	225	0.029	0.023	0.3	0.2
Sommità	-1570	537	-1557	456	9.1	0.000164	0.00111	219	0.035	0.024	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.5 Pilastro 32x75 cm allineamento 11

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-2 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-24	47	6.5	107	19.9	14.9	360
Sommità	-3	60	10	178	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-27	41	-28	40	5.4	0.000215	0.00227	242	0.055	0.052	0.3	0.2
Sommità	-2	54	-1.7	52	9.5	0.000358	0.00336	270	0.098	0.091	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.6 Trave trasversale piano secondo allineamenti 12÷17

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	239	10696	11.1	242	19.9	14.9	360
Appoggio	-141	-1760	3.2	196	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	219	9897	211	9638	10	0.000860	0.000832	239	0.205	0.199	0.3	0.2
Appoggio	-74	-1061	-72	-1031	10.9	0.00330	0.00321	567	0.187	0.182	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.7 Trave trasversale piano terzo allineamenti 12÷17

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4y (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-159	606	7.2	154	19.9	14.9	360
Appoggio	-159	-1296	12.5	312	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-155	393	-159	376	4.5	0.000275	0.000262	268	0.074	0.070	0.3	0.2
Appoggio	-155	-1119	-159	-1082	10.3	0.01018	0.00976	207	0.212	0.200	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.8 Trave trasversale piano quarto allineamenti 12÷17

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-1y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-185	1403	17.8	305	19.9	14.9	360
Appoggio	-185	-1373	15.2	318	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-140	1236	-130	1186	14.8	0.000930	0.000978	216	0.211	0.200	0.3	0.2
Appoggio	-140	-1156	-130	-1100	12.0	0.001075	0.001017	108	0.117	0.110	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.9 Pilastro 80x90 cm allineamenti 12÷17

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-3935	194	6.0	-	19.9	14.9	360
Sommità	-3572	1600	15	142	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4y (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-3789	156	-3696	154	4.8	0.000214	0.00210	265	0.057	0.056	0.3	0.2
Sommità	-3330	966	-3236	940	9.1	0.000112	0.00109	225	0.025	0.025	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.10 Pilastro 50x75 cm allineamenti 12÷17

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-2013	1128	19.8	205	19.9	14.9	360
Sommità	-2055	368	9.1	20	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4y (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-1879	943	-1810	915	14.8	0.000611	0.00590	215	0.131	0.127	0.3	0.2
Sommità	-1768	264	-1767	263	7.1	0.000012	0.00009	230	0.004	0.003	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.11 Pilastro 50x40 cm allineamenti 12÷15

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (base) e SLE R-1 (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-215	200	13.0	235	19.9	14.9	360
Sommità	-198	101	7.1	110	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-4y (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-201	158	-201	150	10.0	0.000549	0.00499	256	0.141	0.128	0.3	0.2
Sommità	-183	72	-182	67	5.5	0.000198	0.00180	236	0.047	0.042	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.12 Trave trasversale piano secondo allineamento 18

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1x (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	7	3901	9.2	204	19.9	14.9	360
Appoggio	-19	-576	2.75	90	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1x (mezzeria), SLE F-4y (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	8	3663	8	3575	8.4	0.000655	0.000639	293	0.196	0.188	0.3	0.2
Appoggio	2	-290	8	-215	1.5	0.00152	0.00126	266	0.042	0.034	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.13 Trave trasversale piano terzo allineamento 18

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4x (mezzeria) e SLE R-4y (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-96	143	4.2	97	19.9	14.9	360
Appoggio	-87	-629	10.4	263	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (mezzeria), SLE F-3 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-87	133	-86	132	2.8	0.000188	0.000180	300	0.056	0.052	0.3	0.2
Appoggio	-85	-550	-85	-536	9.0	0.00714	0.00693	240	0.171	0.166	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.14 Trave trasversale piano quarto allineamento 18

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1y (mezzeria) e SLE R-4x (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	-11	101	2.7	78	19.9	14.9	360
Appoggio	-85	-244	7.9	204	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	-28	88	-97	82	1.9	0.000178	0.000168	236	0.058	0.055	0.3	0.2
Appoggio	-28	-228	-97	-220	5.7	0.00460	0.00444	276	0.127	0.123	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.15 Pilastri inferiori 65x90 cm allineamento 18

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4y (base) e SLE R-4y (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-1450	582	8.1	70	19.9	14.9	360
Sommità	-1293	722	8.2	98	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-1552	228	-1559	227	4.8	0.000029	0.000020	316	0.009	0.006	0.3	0.2
Sommità	-1222	622	-1194	607	8.5	0.000244	0.000237	227	0.055	0.054	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.16 Pilastri inferiori 65x70 cm allineamento 18

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-4y (base) e SLE R-4y (sommità) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Base	-2911	592	13.0	44	19.9	14.9	360
Sommità	-2755	429	9.8	10	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (base), SLE F-1 (sommità) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Base	-2854	100	-2796	97	6.7	0.000127	0.000124	203	0.026	0.025	0.3	0.2
Sommità	-2697	20	-2640	19	4.8	0.000202	0.000198	195	0.039	0.039	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.17 Pilastri piani superiori 50x75 allineamento 18

Per le verifiche si faccia riferimento al paragrafo 12.4.3.10.

12.4.3.18 Trave longitudinale piano primo allineamenti A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1x (mezzeria) e SLE R-4x (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	0	141/398	3.3	141	19.9	14.9	360
Appoggio	-207	-16/187	1.7	24	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-4x (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	89	11/471	87	11/471	4.8	0.000562	0.000545	389	0.219	0.200	0.3	0.2
Appoggio	48	-20/84	47	-21/64	0.6	0.00061	0.00044	286	0.022	0.013	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.19 Trave longitudinale piani secondo÷quarto allineamenti A-E

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-3x (mezzeria) e SLE R-3x (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	66	202	6.0	189	19.9	14.9	360
Appoggio	66	-324	9.1	285	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 (mezzeria), SLE F-3 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	29	122	8	61	1.8	0.000291	0.000131	271	0.079	0.039	0.3	0.2
Appoggio	29	-263	8	-217	5.6	0.000628	0.000476	294	0.201	0.140	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.20 Trave longitudinale piani secondo÷quarto allineamenti B-D

Le tensioni massime si riferiscono alle combinazioni di calcolo SLE R-1 (mezzeria) e SLE R-1 (appoggio) riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	58	173	3.6	120	19.9	14.9	360
Appoggio	58	-213	4.4	144	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-1 (mezzeria), SLE F-1 (appoggio) e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\,max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	27	190	27	183	3.8	0.000334	0.000315	420	0.140	0.133	0.3	0.2
Appoggio	25	-231	26	-233	4.5	0.000409	0.000401	285	0.122	0.114	0.3	0.2

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.21 Fondazioni allineamenti A-E

Le tensioni massime si riferiscono alla combinazione di calcolo SLE R-1x riportata nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	0	-2051	3.0	192	19.9	14.9	360
Appoggio	0	1966	6	213	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	0	-1960	0	-1914	2.8	0.000590	0.000570	247	0.146	0.141	0.4	0.3
Appoggio	0	1822	0	1740	10.8	0.000518	0.000501	461	0.243	0.231	0.4	0.3

Le verifiche sono soddisfatte.

12.4.3.22 Fondazioni allineamento 18

Le tensioni massime si riferiscono alla combinazione di calcolo SLE R-1x riportata nella seguente tabella.

Sezione	N_R [kN]	M_R [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{c,Rd,R}$ [MPa]	$\sigma_{c,Rd,Qp}$ [MPa]	$\sigma_{s,Rd}$ [MPa]
Mezzeria	0	-746	3.8	121	19.9	14.9	360
Appoggio	0	999	3.9	135	19.9	14.9	360

Le verifiche a fessurazione più gravose sono riferite alle combinazioni SLE F-3 e SLE QP-1 riportate nella seguente tabella.

Sezione	N_{Fr} [kN]	M_{Fr} [kNm]	N_{Qp} [kN]	M_{Qp} [kNm]	σ_c [MPa]	$\varepsilon_{sm,Fr}$	$\varepsilon_{sm,Qp}$	$\Delta_{s\ max}$ [mm]	w_{kF} [mm]	w_{kQP} [mm]	$W_{F,2}$ [mm]	$W_{Qp,1}$ [mm]
Mezzeria	0	-565	0	-528	2.4	0.000251	0.000232	289	0.072	0.067	0.4	0.3
Appoggio	0	761	0	715	10.8	0.000265	0.000243	360	0.092	0.087	0.4	0.3

Le verifiche sono soddisfatte.