

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA

SOTTOPASSI

Relazione tecnico descrittiva

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IR0E 03 R 11 RO SL0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	P. Cucino	Dic. 2021	G.Meneschini 	Dic. 2021	C. Urgiuoli 	Dic. 2021	L. Berardi Dic. 2021

File: IR0E03R11ROSL0000001A.doc

n. Elab.:

SOMMARIO

1	<i>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA</i>	3
1.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	3
1.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	3
1.3	PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE (RFI, ITF)	3
2	<i>INTRODUZIONE</i>	5
3	<i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</i>	7
3.1	CALCESTRUZZO SCATOLARE.....	7
3.2	CALCESTRUZZO MAGRONE	7
3.3	ACCIAIO	8
4	<i>CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO</i>	9
5	<i>DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI</i>	11
6	MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	14
7	ANALISI DEI CARICHI	16
7.1	G1: PESO PROPRIO	16
7.2	G1: PESO PROPRIO	16
7.3	G2: PERMANENTI PORTATI	16
7.4	QK: CARICHI VARIABILI	20
7.5	E: AZIONI SISMICHE.....	27
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	29
9	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	30
10	SCATOLARE SL01 NV01	31

1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

Sono elencati di seguito i principali riferimenti per la progettazione delle opere civili.

1.1 Elaborati di riferimento

SL01 (230+760) - PIANTA, PROSPETTO, SEZIONI - IR0E00R11PZSL0100001A

SL01 (230+760) – FASI REALIZZATIVE - IR0E00R11PZSL0100002A

1.2 Normativa e Standard di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate e conformi alle normative vigenti:

Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»

Decreto Ministeriale 28/10/2005. "Sicurezza nelle gallerie ferroviarie";

Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1303/2014 - relativa alla Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente "la sicurezza nelle gallerie ferroviarie" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;

Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1300/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente le "persone a mobilità ridotta" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;

Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1299/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità.

1.3 Prescrizioni e specifiche tecniche (RFI, ITF)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)

RFI, doc RFI DTC SI SP IFS 001 A “Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili” datato Dic 2016.

2 INTRODUZIONE

Nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della Linea ferroviaria Orte-Falconara, il presente Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica riguarda il raddoppio della tratta PM228-Albacina.

Il PFTE si basa sullo studio di fattibilità redatto da RFI nel 2020 e sugli input di base comunicati dalla committenza nei mesi scorsi.

L'intervento inizia dal PM228, posto alla progressiva Km 228+014, il progetto prevede un raddoppio in stretto affiancamento alla Linea storica per circa 4 Km.

E' prevista una viabilità sostitutiva per la soppressione del PL posto alla progressiva Km 229+436.

Successivamente il tracciato prosegue sempre con raddoppio in affiancamento realizzato per fasi, con un'alternanza di tratti in rilevato e in trincea.

Si arriva infine alla stazione di Albacina nella quale viene previsto un nuovo PRG per rispondere alle richieste funzionali della Committenza; verrà realizzato un nuovo sovrappasso, dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), e nuovi marciapiedi L utile pari a 250 m e H=55 cm.

I marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie. Nella stazione verranno creati i percorsi per le PMR percorsi tattili e segnaletica.

Saranno previsti inoltre, dal punto di vista impiantistico nella stazione di Genga:

- illuminazione punte scambi;
- impianti RED;
- illuminazione scale, banchine
- impianti IaP e DS

Nell'area della stazione verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

Successivamente il tracciato prosegue a semplice binario e si collega con la linea esistente che prosegue, da un lato verso Falconara, e dall'altro verso Macerata.

Nei pressi della stazione di Albacina viene prevista anche l'adeguamento della Cabina TE realizzata da RFI e necessaria per gestire il corretto assetto delle protezioni della LdC e garantire l'equipotenzialità delle condutture, visto che la linea, come detto in precedenza, prosegue a semplice binario.

Infine, sono previsti lungo il tracciato tratti di barriere antirumore di lunghezza complessiva pari a circa 1.200 m (tra BD e BP) e di altezza mediamente pari a 5,5 metri.



Figura 1: Inquadramento generale raddoppio ferroviario tratta PM228 - Albacina

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nell'opera in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati, nel rispetto delle indicazioni delle NTC18 e del "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI DTC SI MA IFS 001 A.

3.1 Calcestruzzo Scatolare

Per la realizzazione dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ($R_{ck} \geq 35.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	37	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	30.71	N/mm^2
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	38.71	N/mm^2
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} (\text{Breve durata}) = f_{ck} / 1.5$	20.47	N/mm^2
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} (\text{Lungo durata}) = 0.85 f_{cd}$	17.40	N/mm^2
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2.94	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.05	N/mm^2
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.53	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.37	N/mm^2
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33019	N/mm^2

3.2 Calcestruzzo Magrone

Classe di resistenza = C12/15

3.3 Acciaio

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico

4 CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito la classe di esposizione del calcestruzzo per le diverse parti della struttura:

Elemento	Classe cls	Classe esposizione	Ambiente	Diametro massimo aggregati	Max a/c	Min cemento	Copri ferro
				[mm]		[kg/mc]	[mm]
Soletta fondazione	C30/37	XF1	Aggressivo	32	0,50	320	60
Setti e pilastri	C30/37	XF1	Aggressivo	32	0,50	320	50
Soletta copertura	C30/37	XF1	Aggressivo		0.50	320	50

Classe esposizione norma UNI 9883	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acque non aggressive. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coperto o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9883	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarto industriali.	0,45	C 35/45	

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Il Prospetto 4 della UNI-EN 11104 prescrive, in funzione delle Classi di Esposizione, la resistenza minima delle miscele da adottare:

Σ.

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)												3,0 ^{a)}						
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}				

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

UNI 11104:2004

5 DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI

Il sottovia SL01 è ubicato alla pk 2+050 circa della nuova linea di progetto e realizzato in sostituzione dell'attuale sottovia esistente alla pk 230+760 della linea storica.

L'opera esistente verrà demolita e realizzata ex novo per risultare compatibile con il raddoppio ferroviario, che prevede lo spostamento del binario esistente di 1.50m rispetto l'attuale posizione. L'opera esistente è rappresentata da una struttura in muratura ad arco, di dimensioni nette interne massime di circa 4.00x4.00m, ed ospita la viabilità locale che permette il collegamento tra le due aree a nord e sud della linea. Il collegamento è da garantire anche successivamente all'intervento ferroviario.

La nuova opera è realizzata in asse alla vecchia prevedendo il mantenimento dell'esercizio, con l'ausilio di un sostegno provvisorio.



Fig.1 – Sottovia esistente alla pk 230+760 della LS

Il nuovo sottovia è un manufatto scatolare in c.a. gettato in opera ed ospita la nuova sede stradale, di larghezza 6.50m, con un franco verticale al finito 5.20 m. L'intervento sulla viabilità rappresenta solo un adeguamento della strada locale esistente per sottopassare la ferrovia di progetto, che mantiene immodificata la quota altimetrica. Il sottovia ha dimensioni nette interne BxH=6.50x6.00m con piedritti e soletta di base di spessore 1.00m mentre soletta superiore di spessore 0.90m. Lo sviluppo complessivo misurato in asse al sottovia è di 15.70m.

SEZIONE A-A
SCALA 1:100

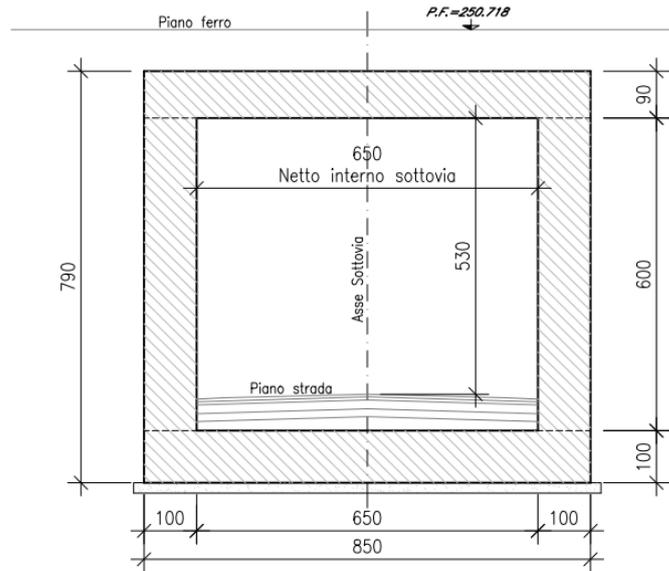


Fig.2: - Nuovo Sottovia alla pk 2+050 - Sezione

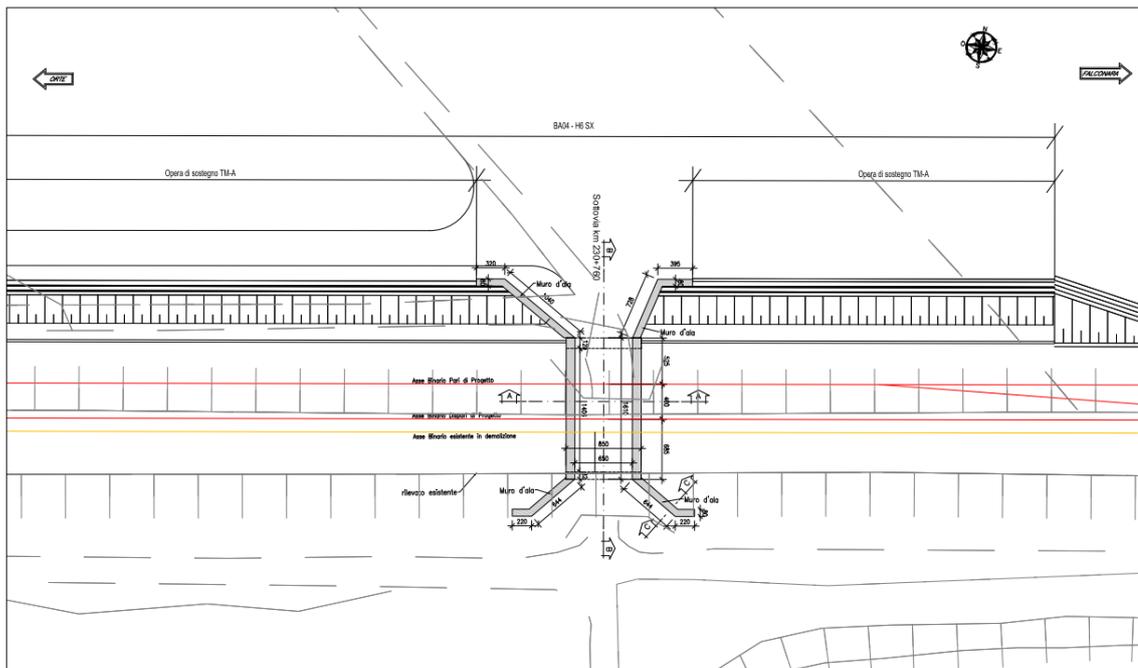


Fig.3: Nuovo Sottovia alla pk 2+050 - Planimetria

Il sottopasso verrà realizzato fuori opera e successivamente traslato al disotto della ferrovia.

Durante le fasi il binario sarà sostenuto da ponte provvisorio tipo “Essen Gemellato”, che consente di lavorare su luci maggiori rispetto al “Sistema Essen Standard”.

Il Ponte Essen Gemellato è un impalcato metallico sostenuto da travi estradossate rispetto a p.f. in acciaio di lunghezza 18m e sezione variabile, disposte parallelamente ai binari ad interasse 3.35m. Le travi fungono da sostegno ad una passerella denominata “Ponte Essen Leggero”, costituita da quattro longheroni ciascuno composto da una coppia di profilati a “C”. Tramite un sistema di dispositivi dette “Selle” fungono da sostegno della rotaia.

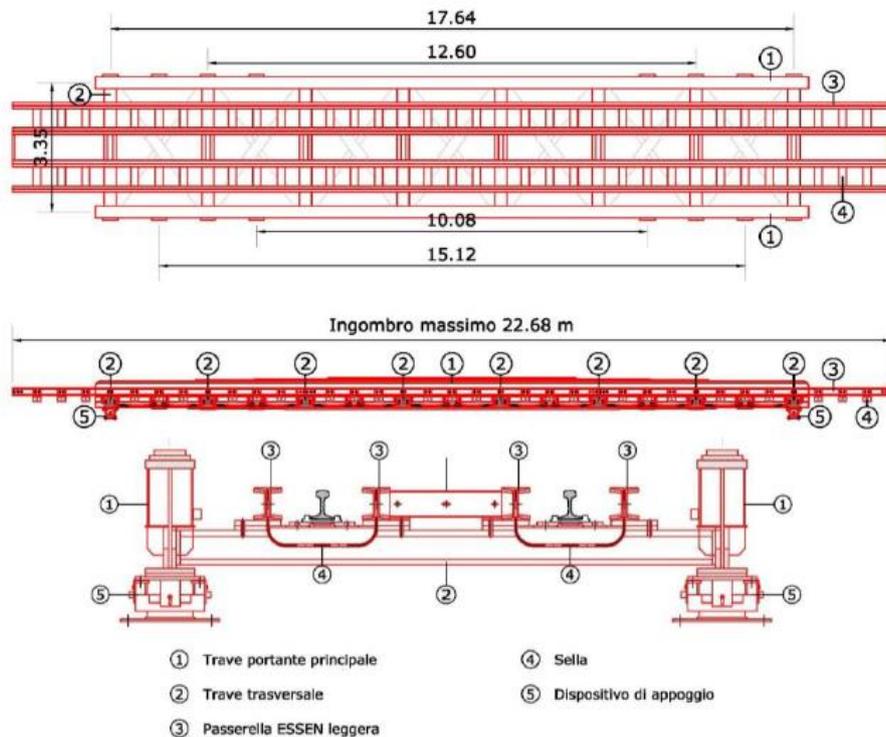


Fig.4: Ponte Essen Gemellato, planimetria e sezione

Le fasi operative, da eseguire nell’ambito delle IPO, sono:

- Montaggio dei Ponti Essen leggeri
- Scavo e varo delle travi trasversali
- Montaggio delle travi portanti

Le principali condizioni di utilizzo sono di seguito sintetizzate:

Portata teorica (m)	Raggio di curvatura minimo (m)	Categoria ammessa a circolare (m)	Velocità massima (km/h)
$L \leq 15.12$	$R \geq 300$	D4	80
$15.12 < L \leq 17.64$	$R \geq 300$	C3	30

6. MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Le strutture scatolari sono state modellate secondo dei modelli piani, costituiti da elementi frame ad asse rettilineo deniti sulla linea d'asse della carpenteria di rivestimento definitivo. Per le dimensioni dei suddetti elementi si faccia riferimento al precedente paragrafo.

L'interazione terreno-struttura è stata simulata applicando dei supporti "*compression only*" lungo il perimetro della struttura in grado di offrire resistenza solo se sottoposti a compressione secondo le seguenti relazioni:

Per piedritti :

Supporto orizzontale Kh; SL01: 6667 kN/m³

Per fondazione:

Supporto orizzontale Kh; SL01: 15000 kN/m³

Supporto verticale Kv; SL01: 6667 kN/m³

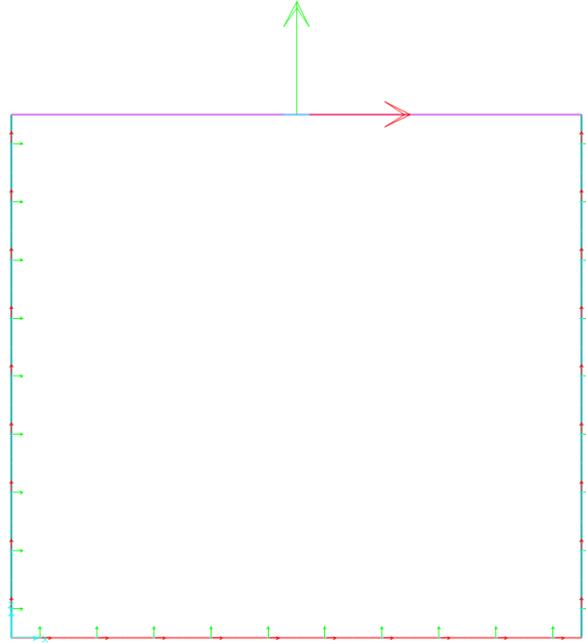


Figura 2: Modello SL01.

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 G1: peso proprio

Le azioni da considerate per la verifica degli elementi strutturali della stazione sono di seguito riassunte:

Carichi permanenti strutturali (G1): peso proprio degli elementi strutturali;

Carichi permanenti portati (G2): riempimento “ballast” gravante sulla soletta di copertura, spinta laterale del terreno e carico derivante dal pacchetto stradale sulla soletta di fondazione;

Carichi variabili (Qk):, carico variabile dovuto al passaggio di uno o più convogli ferroviari sulla soletta di copertura e carichi da traffico veicolare sulla soletta di fondazione;

Azioni sismiche (E): Accelerazione orizzontale dovuta al sisma e sovraspinta sismica del terreno.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal “*Criterio per dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M.2018*”, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE quasi permanente, frequente e rara), stati limite ultimi in condizioni statiche (SLU) e stati limite di salvaguardia della vita in condizioni sismiche (SLV).

7.2 G1: peso proprio

[P.P.]

Il peso proprio della porzione resistente della soletta di copertura e quello relativo ai pilastri è stato considerato automaticamente dal software di calcolo Straus7, ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

7.3 G2: permanenti portati

[P.cop]

Sul solettone di copertura è stato considerato un riempimento di ballast caratterizzato da un peso per unità di volume pari a $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ mentre sulla soletta di fondazione è presente una finitura stradale caratterizzata da un peso specifico medio di 15 kN/m^3 . Gli spessori e le relative pressioni di carico sono di seguito riportate per ciascun scatolare:

SL01 NV01: $t_{ba} = 0.8 \text{ m}$, $Q_{ba} = 14.4 \text{ kPa}$, $t_{ps} = 0.7 \text{ m}$, $Q_{ps} = 10.5 \text{ kPa}$

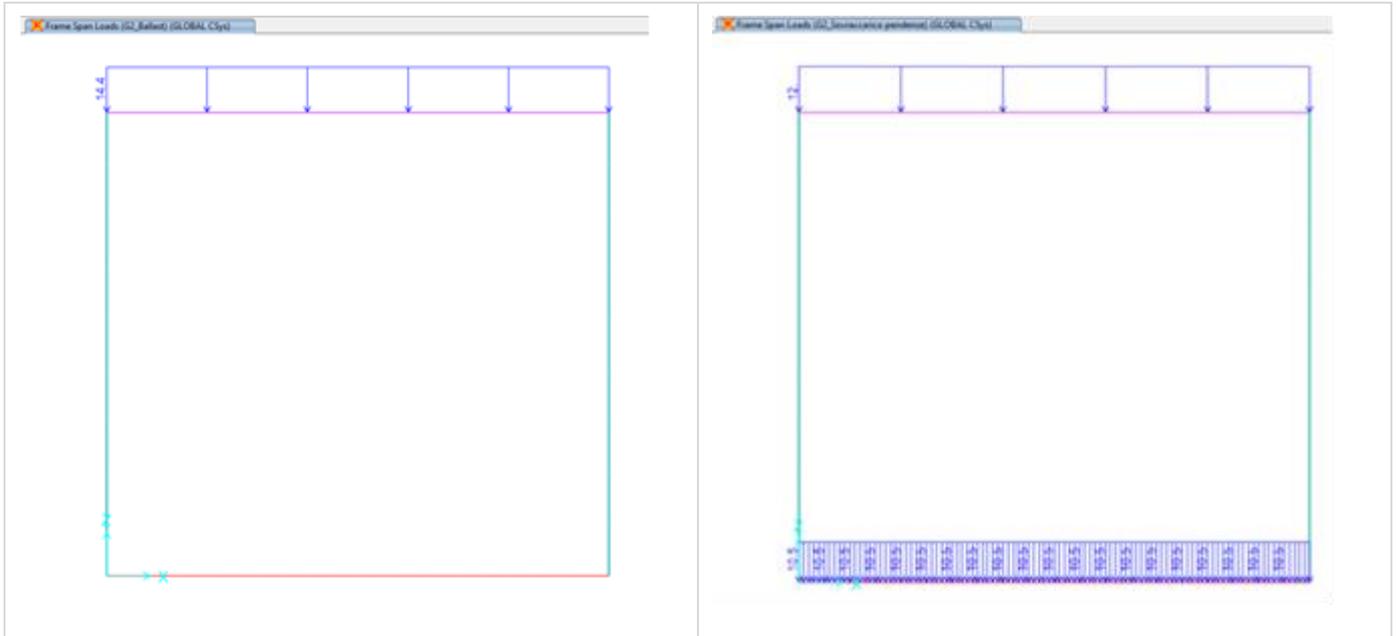


Figura 3: Permanenti portati – SL01.

[SP.sx]

Sul piedritto laterale sinistro è stata conteggiata la spinta derivante dal terreno laterale allo scatolare considerando un coefficiente di spinta a riposo $K_0=(1-\sin\phi')=0.4$ avendo considerato un angolo di attrito pari a 37° . Vengono di seguito riportati i profili di spinta adottati per gli scatolari oggetto di studio:

Spinta destra in asse a soletta sup. $P1= H1 * K0 * \gamma = 0.5m * 0.4 * 18. \text{ kN/m}^3 = 3.6 \text{ kN/m}^2$

Spinta destra in asse a soletta inf. $P2= H2 * K0 * \gamma = 6.95 \text{ m} * 0.4 * 18 \text{ kN/m}^3 = 50 \text{ kN/m}^2$

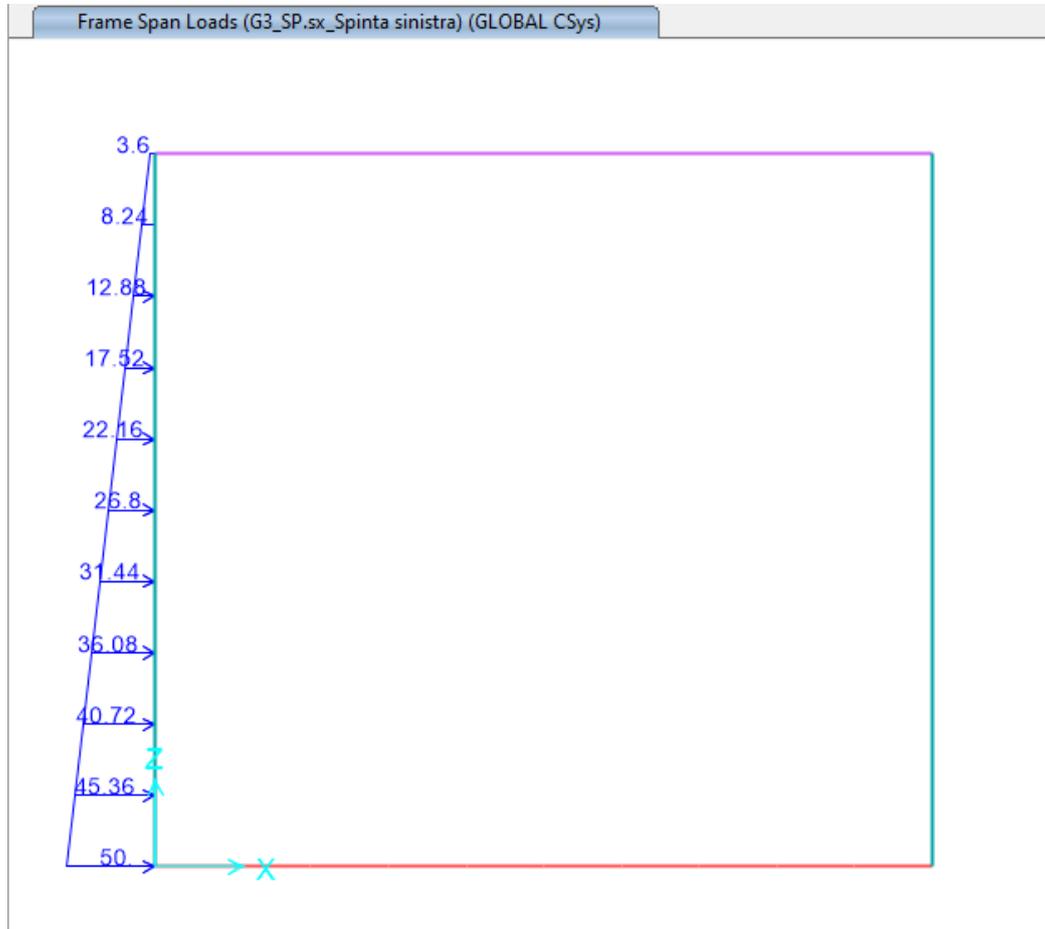


Figura 4: Spinta laterale statica sinistra – SL01.

[SP.dx]

Sul piedritto laterale destro è stata conteggiata la spinta derivante dal terreno laterale allo scatolare considerando un coefficiente di spinta a riposo $K_0=(1-\sin\phi')=0.4$ avendo considerato un angolo di attrito pari a 37° . Vengono di seguito riportati i profili di spinta adottati per gli scatolari oggetto di studio:

Spinta sinistra in asse a soletta sup. $P1= H1 * K_0 * \gamma = 0.5m * 0.4 * 18. \text{ kN/m}^3 = 3.6 \text{ kN/m}^2$

Spinta sinistra in asse a soletta inf. $P2= H2 * K_0 * \gamma = 6.95 \text{ m} * 0.4 * 18 \text{ kN/m}^3 = 50 \text{ kN/m}^2$

Frame Span Loads (G3_SP.dx.Spinta destra) (GLOBAL CSys)



Figura 5: Spinta laterale statica destra – SL01.

7.4 Qk: carichi variabili

[V]

La prima delle due azioni variabili considerata è quella relativa al carico verticale ferroviario definito secondo quanto riportato al punto 5.2.2.2.1.1 delle NTC18 e noto come modello di carico LM71.

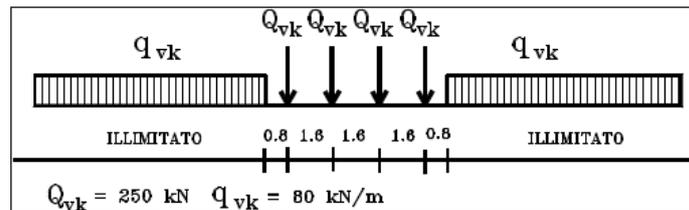


Figura 6: Modello di carico LM71.

RFI - 2.5.1.4.2.5

Standard manutentivo

normale

L 7.5 [m]

Luce del ponte

Determinazione del coefficiente di amplificazione dei carichi

In assenza di dati sperimentali relativi alla risposta dinamica del ponte, dovrà effettuarsi un'analisi modale, per la valutazione della prima frequenza flessionale del ponte n_0 . Tale frequenza, confrontata con i limiti superiore ed inferiore del fuso calcolati con $L\varphi=2L$ (con L pari alla luce netta dell'arco), dovrà risultare contenuta all'interno del fuso stesso.

L φ 15 [m]

Lunghezza caratteristica del ponte

v 100 [km/h]

Velocità massima

27.8 [m/s]

$$\alpha = \frac{v}{22} \quad \text{se } v \leq 22 \text{ m/s}$$

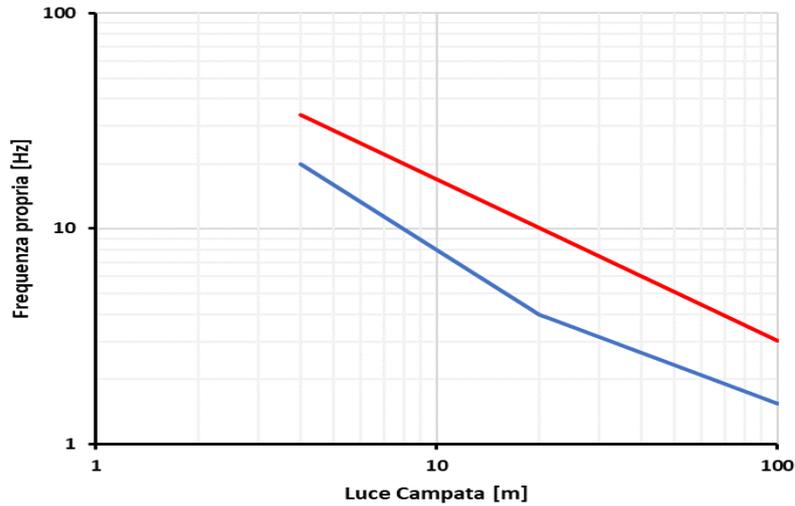
$$\alpha = 1 \quad \text{se } v > 22 \text{ m/s}$$

α 1 [-]

Coef.

Di regola, il calcolo di φ_{resale} viene fatto per un ponte con frequenza nota; in mancanza di tale informazione il calcolo di φ_{resale} andrà condotto sia per il limite superiore che per quello inferiore di n_0 e andrà assunto il valore più sfavorevole.

I limiti superiori ed inferiori per le frequenze proprie possono essere ricavati dalla figura 2.5.1.4.2.4-2. in funzione di $L\varphi$ che in figura è indicata con L.



$n_{0,INF}$	5.33	[Hz]
-------------	------	------

$n_{0,SUP}$	12.50	[Hz]
-------------	-------	------

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{20}\right)^2} \right]$$

φ''_{INF}	0.059	[-]
-------------------	-------	-----

φ''_{SUP}	0.442	[-]
-------------------	-------	-----

φ''^*_{INF}	0.059	[-]
---------------------	-------	-----

φ''^*_{SUP}	0.442	[-]
---------------------	-------	-----

$$K = \frac{v}{(2 \cdot L_{\phi} \cdot n_0)}$$

K_{INF}	0.174	[-]
-----------	-------	-----

K_{SUP}	0.074	[-]
-----------	-------	-----

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ per } K < 0,76$$

Oppure

$$\varphi' = 1,325 \text{ per } K \geq 0,76$$

φ'_{INF}	0.210	[-]
------------------	-------	-----

φ'_{SUP}	0.080	[-]
------------------	-------	-----

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi' + \varphi''^*$$

$\varphi_{R,inf}$	1.269	[-]
-------------------	-------	-----

$\varphi_{R,sup}$	1.522	[-]
-------------------	-------	-----

Figura 7: Coefficiente di adattamento

Il carico ferroviario è stato poi ripartito sia longitudinalmente ($Q_{vk}/1.6m$) che trasversalmente come riportato nella figura seguente ottenendo una pressione pari a 68.1 kPa:

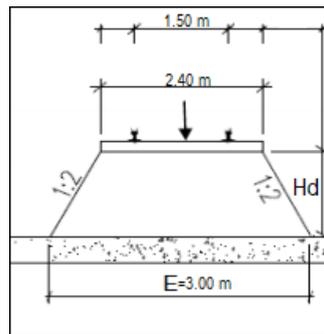


Figura 8: Schema relativo alla ripartizione del carico ferroviario in direzione trasversale.

Il carico associato al LM71 è stato poi applicato alla soletta di copertura di ciascun inbocco mentre alla soletta di fondazione è stato applicato il carico derivante al traffico veicolare altrimenti noto come schema di carico 1:

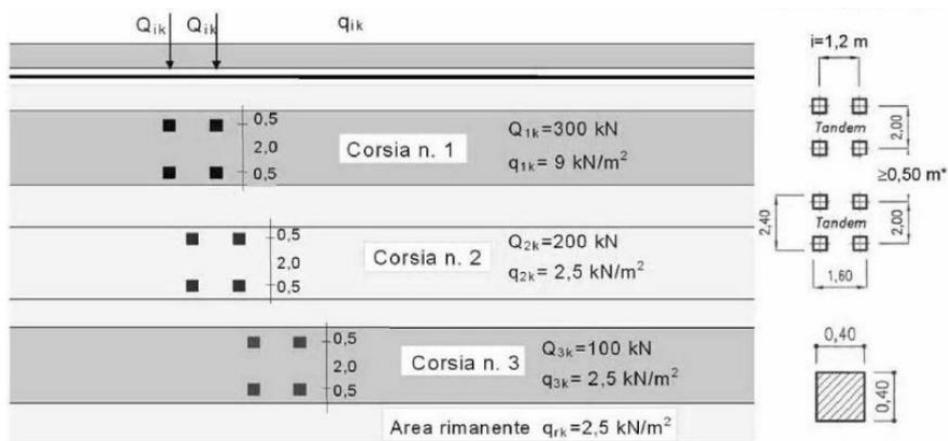


Figura 9: Schema di carico 1 da applicare alla soletta di fondazione (solo corsia 1 e 2).

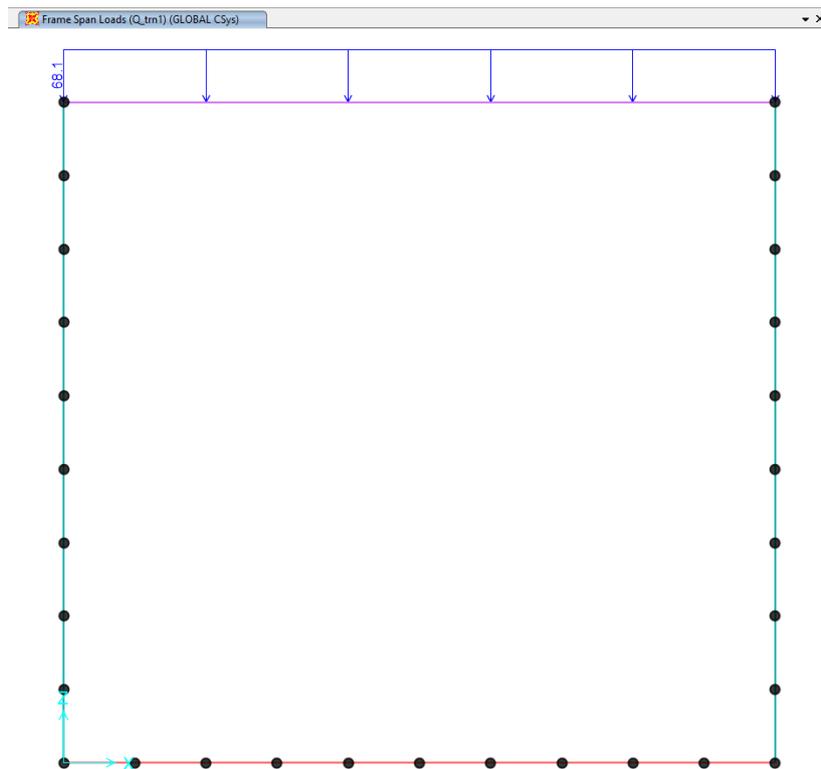
Poichè i modelli beam sono stati realizzati per metro di spessore, si è considerato agire sullo scatolare un singolo asse del tandem sollla soletta di fondazione e considerando una ripartizione laterale su una dimensione trasversale di e metri. I valori carico così ottenuti sono i seguenti per le due corsie:

$A = 0.4 \times 4.7 = 1.88 \text{ m}^2$; da cui:

$Q = 300/1.88 = 160 \text{ kN/m}^2$ (+ 9 kN/m²) corsia 1

$Q = 200/1.88 = 107 \text{ kN/m}^2$ (+ 2.5 kN/m²) corsia 2

I carichi varibiali applicati per i vari sottopassi sono di seguito riepilogati:



[SV.sx]

Questa tipologia di carico prende in considerazione la possibile presenza di possibili spinte laterali indotte dai carichi variabili supportati dal terreno posto lateralmente al piedritto sinistro. Per i casi in oggetto SL01 è presente tale tipologia di carico.



Figure 9 spinte laterali indotte dai carichi variabili sostenuti dal suolo sinistra

[SV.dx]

Questa tipologia di prende in considerazione la possibile presenza di possibili spinte laterali indotte dai carichi variabili supportati dal terreno posto lateralmente al piedritto sinistro. Per i casi in oggetto SL01 presente tale tipologia di carico.

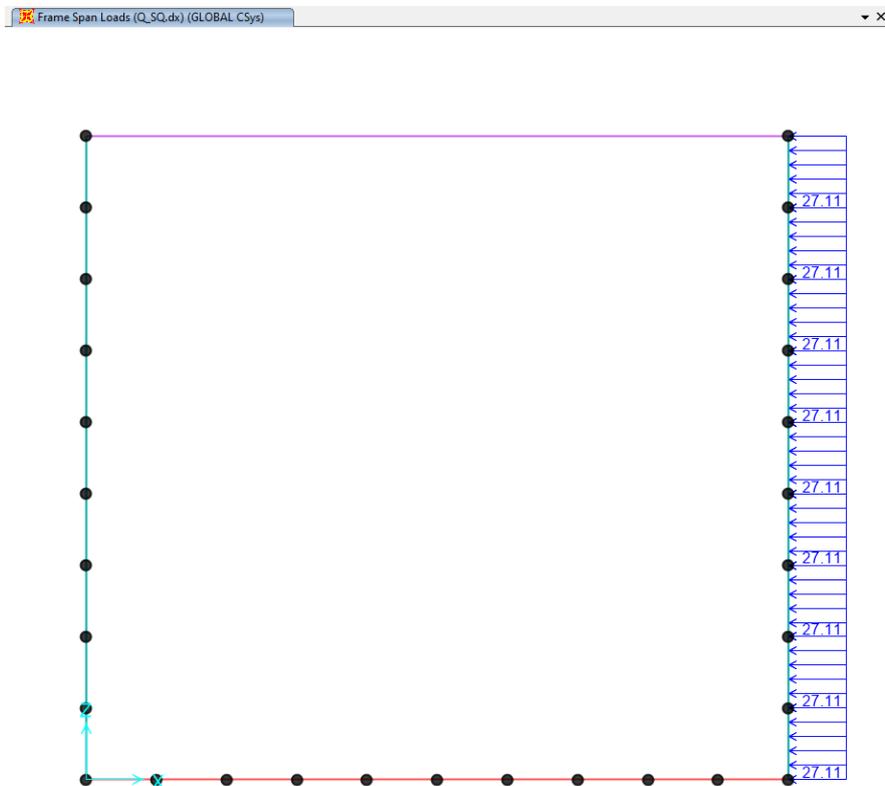


Figure 10 spinte laterali indotte dai carichi variabili sostenuti dal suolo sinistra destra

7.5 E: azioni sismiche

L'accelerazione massima di progetto è stata calcolata in conformità alla normativa vigente NTC18.

L'accelerazione di progetto allo SLV e la relativa sovraspinta sismica del terreno è stata calcolata per ciascun sottovia:

Stato limite	kh	kv
SLD	0.12	0.06
SLV	0.29	0.15
sld / slv	0.41	0.41

Piedritti					
Larghezza	7.90	m	Larghezza di Modello	6.95	m
Spessore	1.00	m			
γ_{conc}	25.00	kN/m ³			

Solleta Superiore					
Larghezza	8.50	m	Larghezza di Modello	7.5	m
Spessore	0.90	m			
γ_{conc}	25.00	kN/m ³			

Spinta Del Terreno in Fase Sismica					
E_{fill}	20.00	kN/m ³			
Fill Height	0				
Orizzontali			Verticale		
SLD	21.5517	$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kh_{SLD}$	SLD	0	$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kv_{SLD}$
SLV	52.4136	$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kh_{SLV}$	SLV	0	$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kv_{SLV}$

Sisma SLD_H					
Right Wall	24.96	kN/m			
Left Wall	3.41	kN/m			
Top Slab	3.06	kN/m			

Sisma SLD_V					
Right Wall	1.71	kN/m			
Left Wall	1.71	kN/m			
Top Slab	1.53	kN/m			

Sisma SLV_H					
Right Wall	60.71	kN/m			
Left Wall	8.29	kN/m			
Top Slab	7.44	kN/m			

Sisma SLV_V					
Right Wall	4.15	kN/m			
Left Wall	4.15	kN/m			
Top Slab	3.72	kN/m			

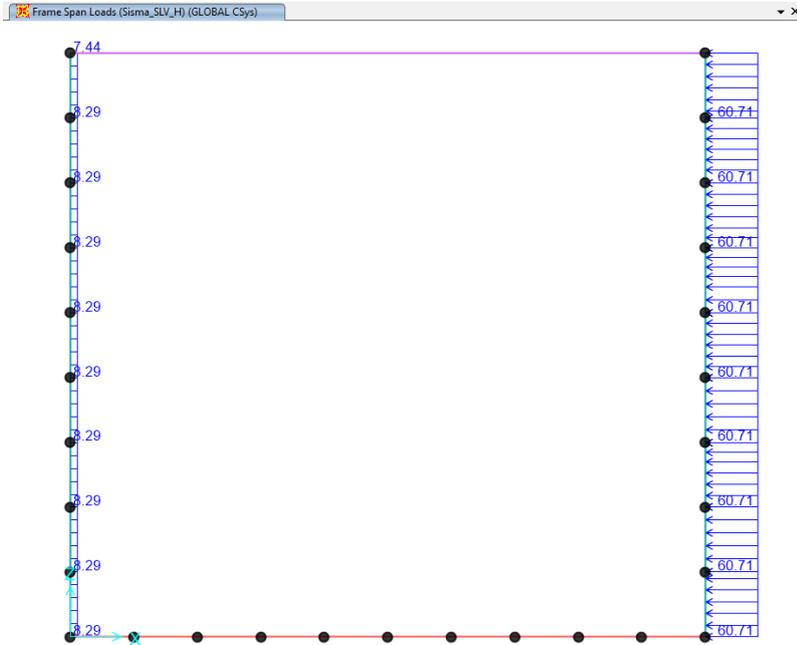


Figura 11 sovrappressioni sismiche orizzontali per i sottovia SL01

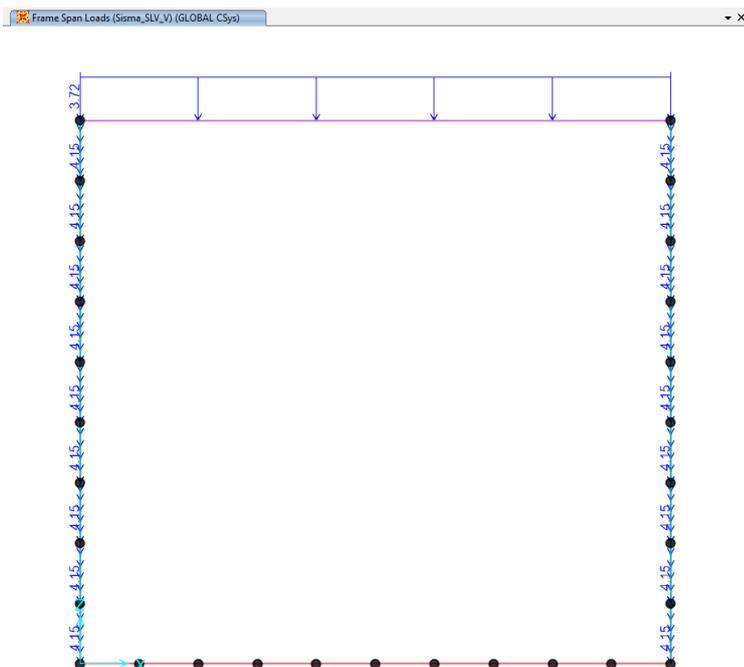


Figura 11 sovrappressioni sismiche verticali per i sottovia SL01

8. COMBINAZIONI DI CARICO

In riferimento al dimensionamento degli elementi scatolari vengono riportate le combinazioni di carico adottate per le combinazioni statiche (SLE e SLU) e sismiche (SLV) ritenute più significative e quindi adottate nelle analisi numeriche. Le combinazioni di carico sono state definite in accordo con il documento “*Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M.2018*”.

			SLU						SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE Q.P.
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
			SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLE-C	SLE-F1	SLE-F2	SLE-F3	SLE-QP	
1	Peso proprio	P.P	1.3	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
2	Peso coperture	P.cop	1.3	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
3	Spinta terreno sx	SP.sx	1.3	1.0	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4	Spinta terreno dx	SP.dx	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
5	Accidentale	V	1.5	1.5	0.0	1.5	0.0	1.5	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	
6	Spinta accidentale sx	SV.sx	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	0.0	1.0	0.0	0.8	0.0	0.0	
7	Spinta accidentale dx	SV.dx	1.5	0.0	1.5	0.0	0.0	1.5	1.0	0.0	0.0	0.8	0.0	
8	Sovrappinta sismica orizzontale	$\Delta S.h$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	Sovrappinta sismica verticale	$\Delta S.v$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
10	Inerzia sismica orizzontale	l.h	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	Inerzia sismica verticale	l.v	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Figura 1312: Combinazioni di carico statiche per gli scatolari.

			SLV															
			12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
			SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8	SLV9	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14	SLV15	SLV16
1	Peso proprio	P.P	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	Peso coperture	P.cop	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3	Spinta terreno sx	SP.sx	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	Spinta terreno dx	SP.dx	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
5	Accidentale	V	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
6	Spinta accidentale sx	SV.sx	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
7	Spinta accidentale dx	SV.dx	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
8	Sovrappinta sismica orizzontale	$\Delta S.h$	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3
9	Sovrappinta sismica verticale	$\Delta S.v$	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0
10	Inerzia sismica orizzontale	l.h	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-0.3	0.3	-0.3	0.3
11	Inerzia sismica verticale	l.v	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1.0	1.0	-1.0	-1.0

Figura 134: Combinazioni di carico sismiche per gli scatolari.

9. RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Le analisi eseguite per gli scatolari sono di tipo statico non lineare in modo tenere in conto della possibilità che le molle agiscano a sola compressione. Le combinazioni di carico adottate sono riportate nel precedente paragrafo della presente relazione di calcolo e sono state raggruppate nei seguenti involuipi:

	1: Absolute Envelope	2: Absolute Envelope	3: Absolute Envelope	4: Absolute Envelope	5: Absolute Envelope	6: Absolute Envelope
CASES	SLE Quasi - Permanente	SLE Frequente	SLE Rara	SLU	SLV	Envelope Case
1: SLU1				✓		✓
2: SLU2				✓		✓
3: SLU3				✓		✓
4: SLU4				✓		✓
5: SLU5				✓		✓
6: SLU6				✓		✓
7: SLE-C			✓			✓
8: SLE-F1		✓				✓
9: SLE-F2		✓				✓
10: SLE-F3		✓				✓
11: SLE-QP	✓					✓
12: SLV1					✓	✓
13: SLV2					✓	✓
14: SLV3					✓	✓
15: SLV4					✓	✓
16: SLV5					✓	✓
17: SLV6					✓	✓
18: SLV7					✓	✓
19: SLV8					✓	✓

Figura 14: Involuipi di carico per il dimensionamento e la verifica degli scatolari.

10. SCATOLARE SL01 NV01

Azioni interne agli SLU

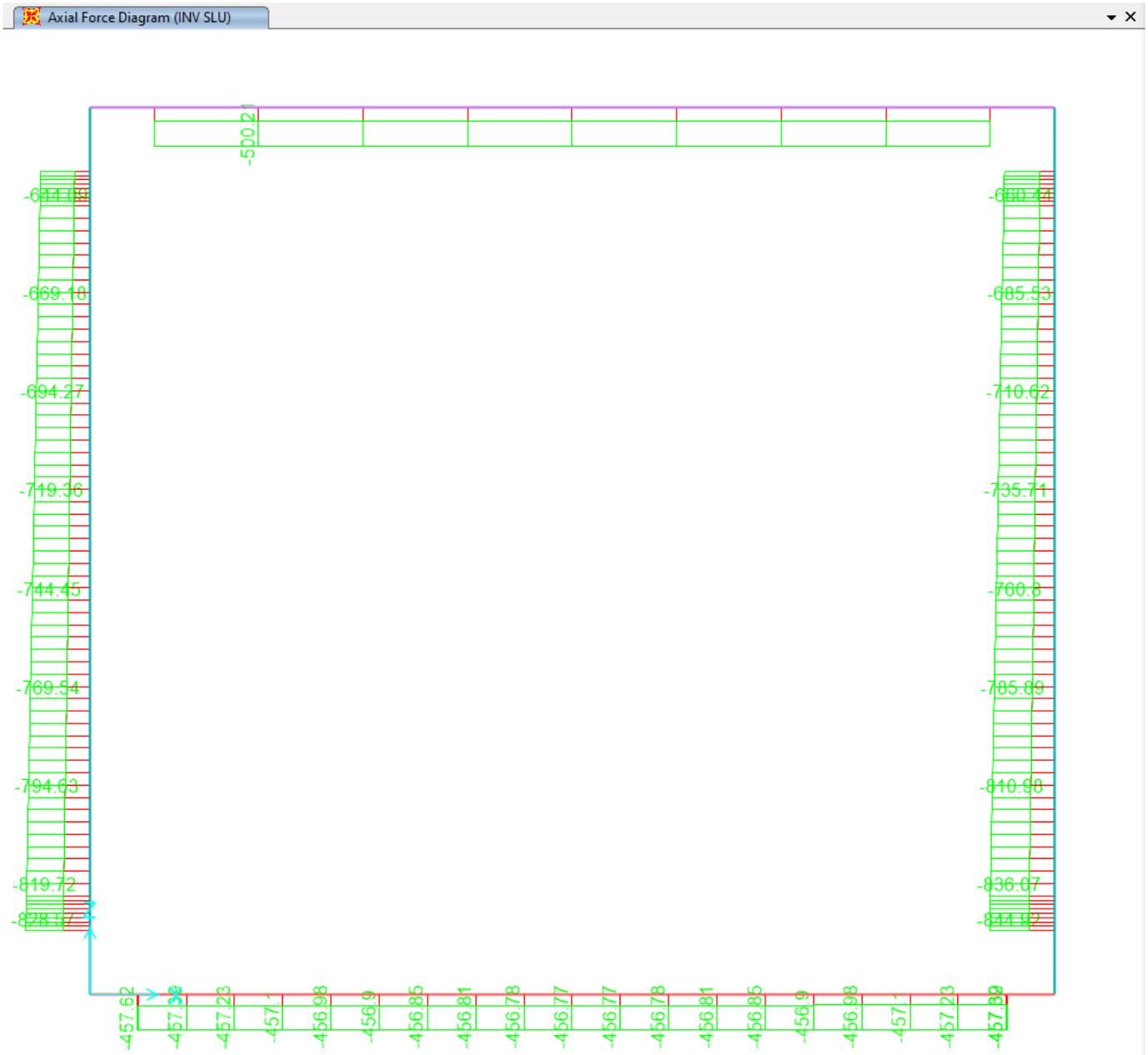


Figura 15: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLU.

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLU)

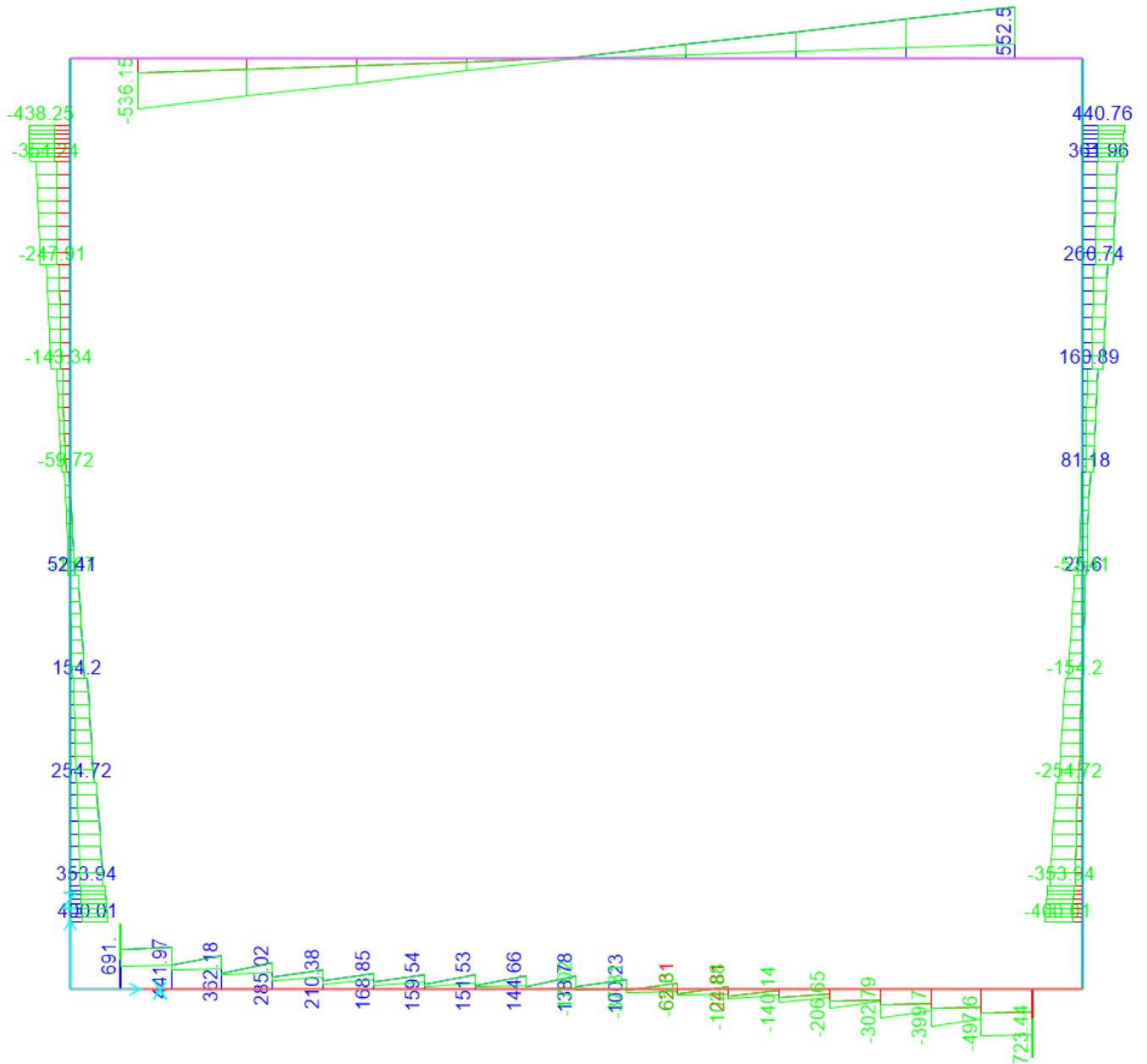


Figura 16: Involuppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLU.

Moment 3-3 Diagram (INV SLU)

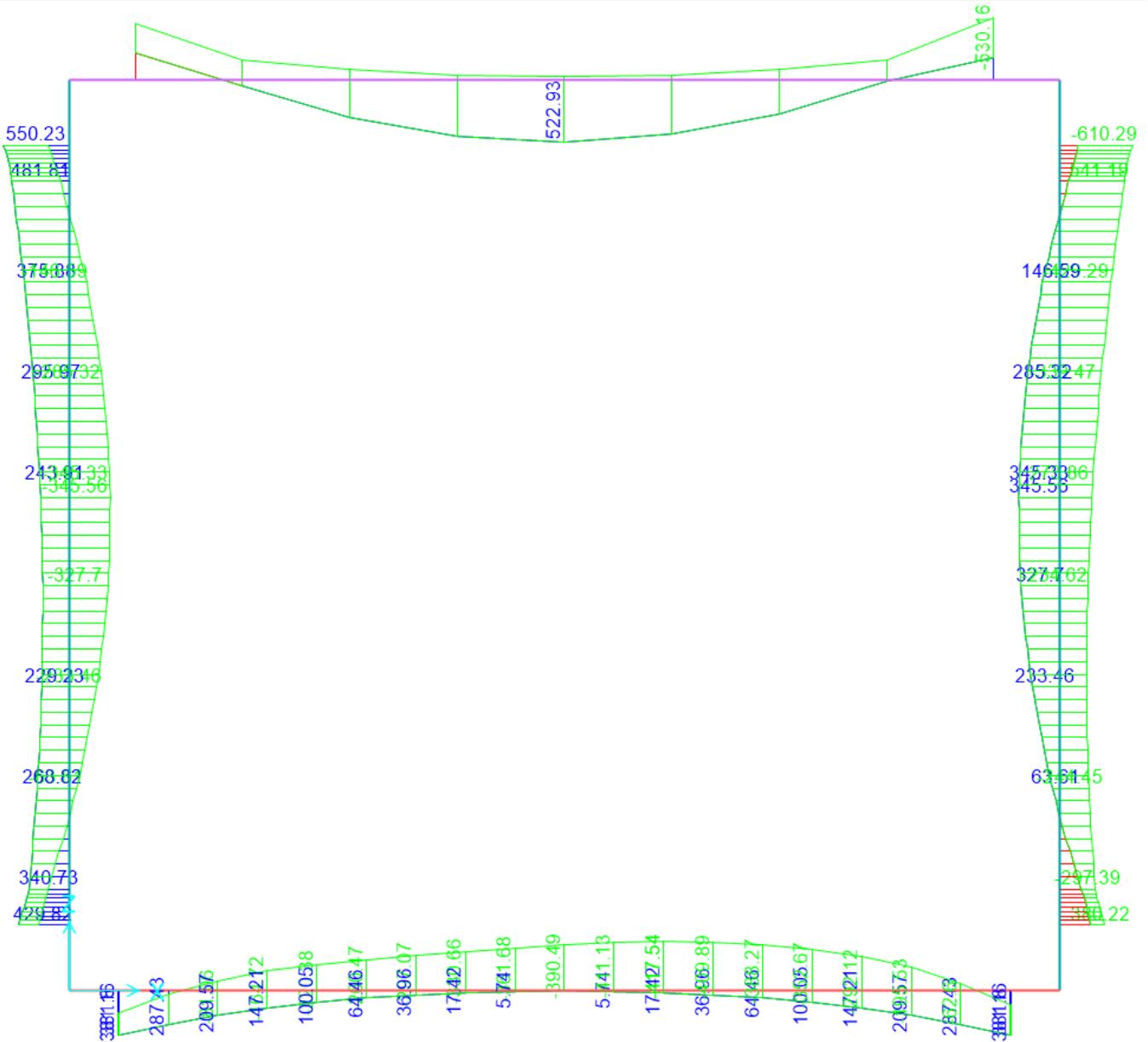


Figura 17: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLU.

Azioni interne agli SLE

Quasi permanente

 Axial Force Diagram (INV SLE QP)

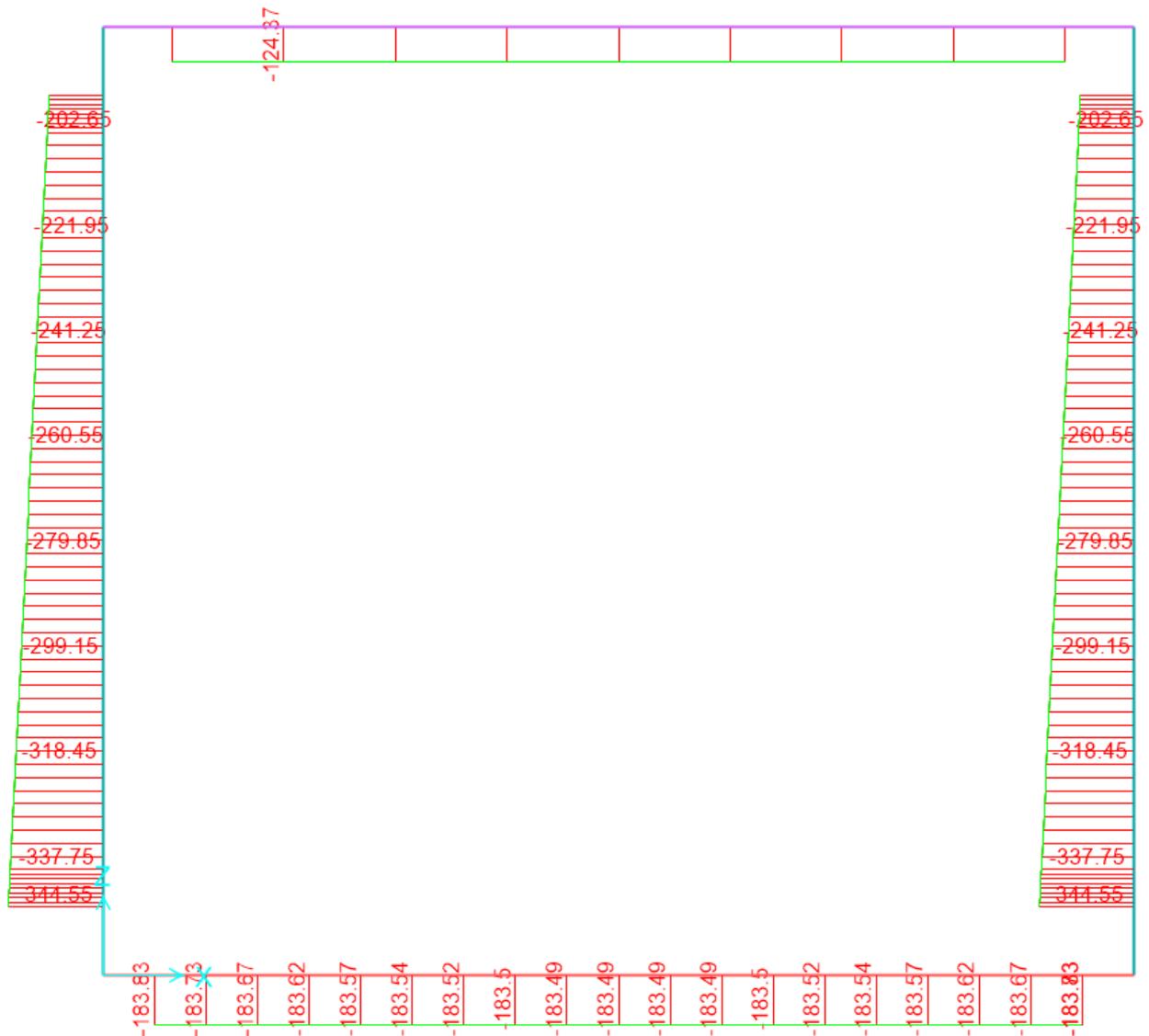


Figura 18: Inviluppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLE q.p.

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLE QP)

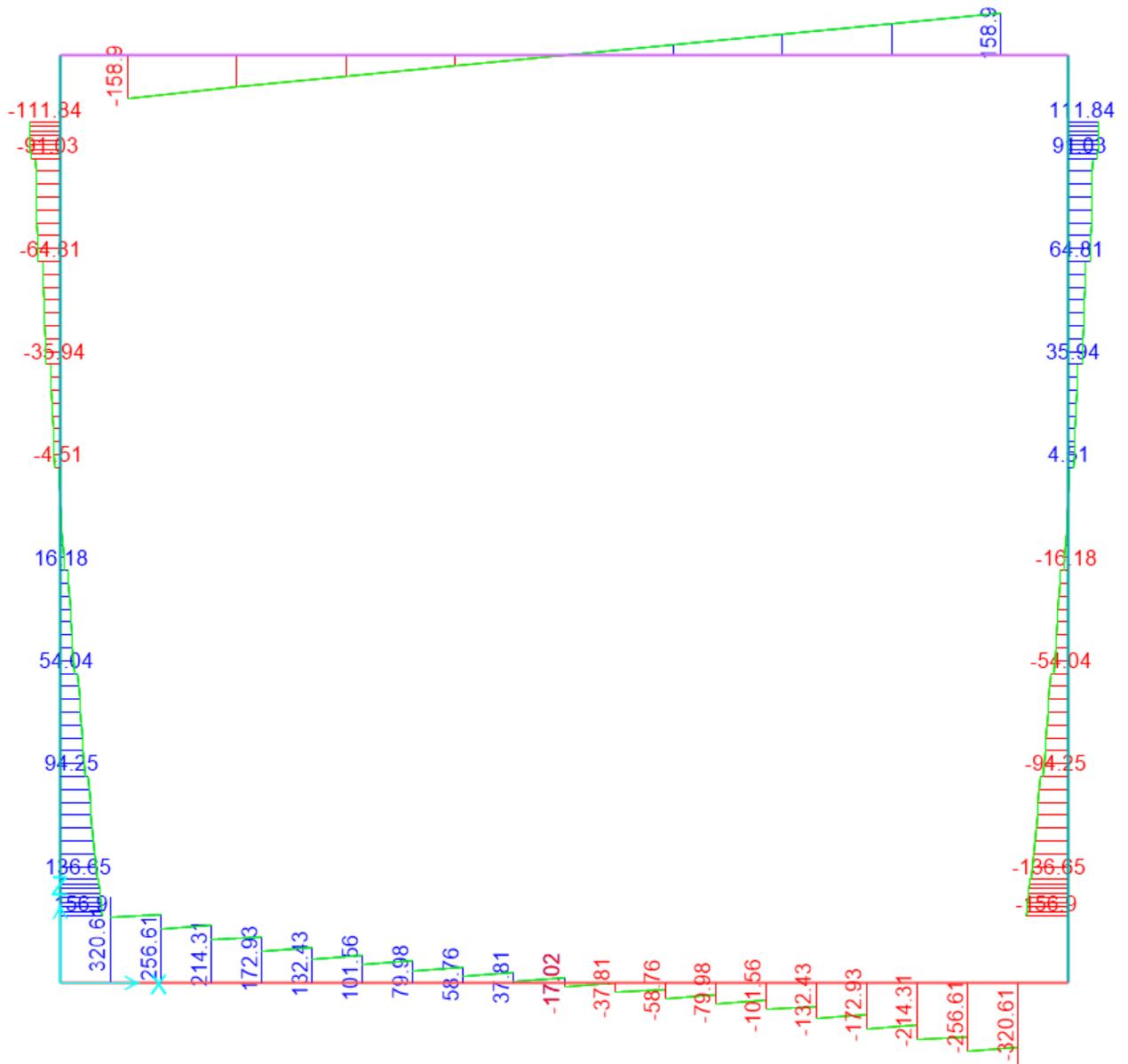


Figure 20: Inviluppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLE q.p.

Moment 3-3 Diagram (INV SLE QP)

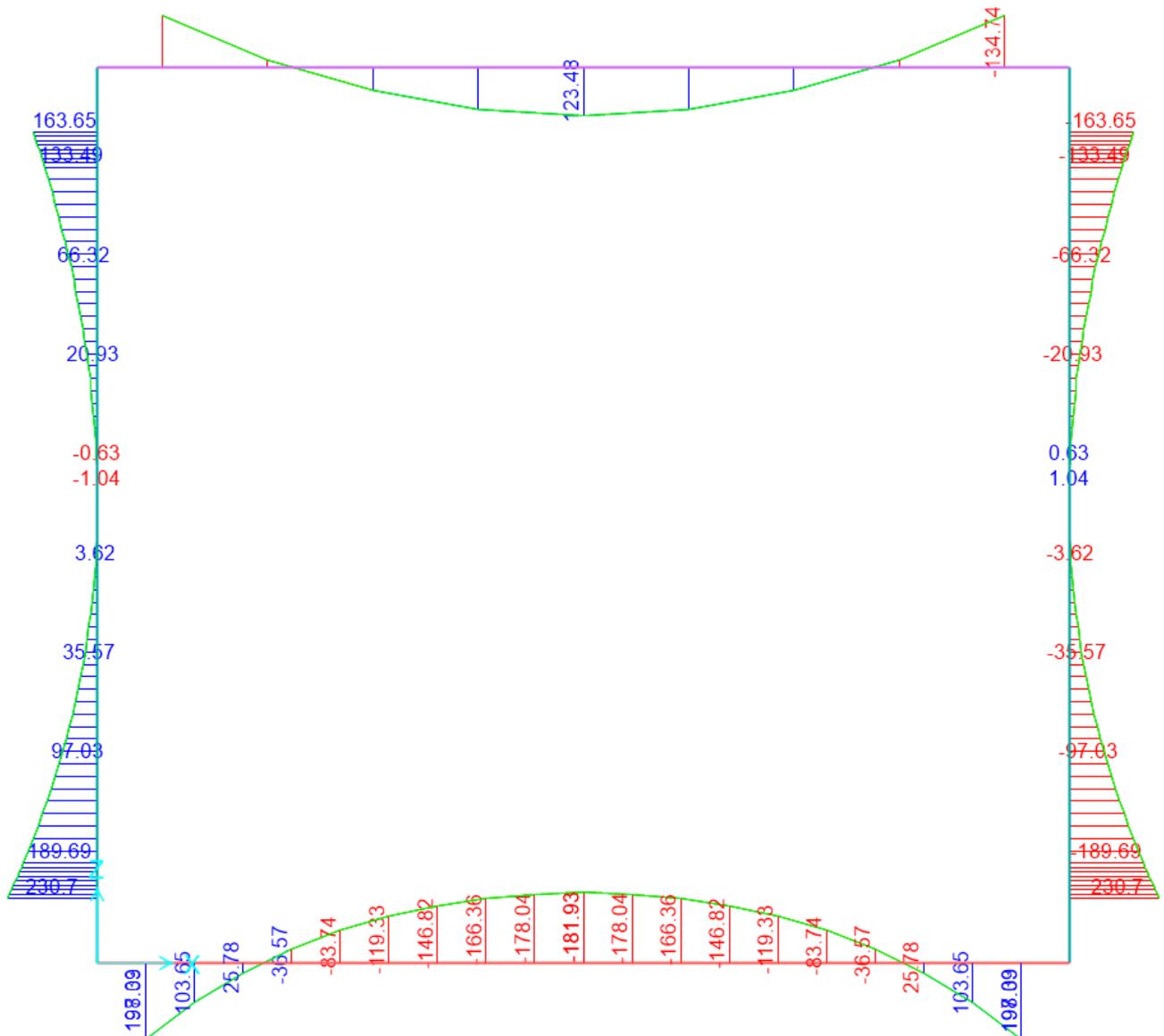


Figura 21: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLE q.p.

Frequente

 Axial Force Diagram (INV SLE F)

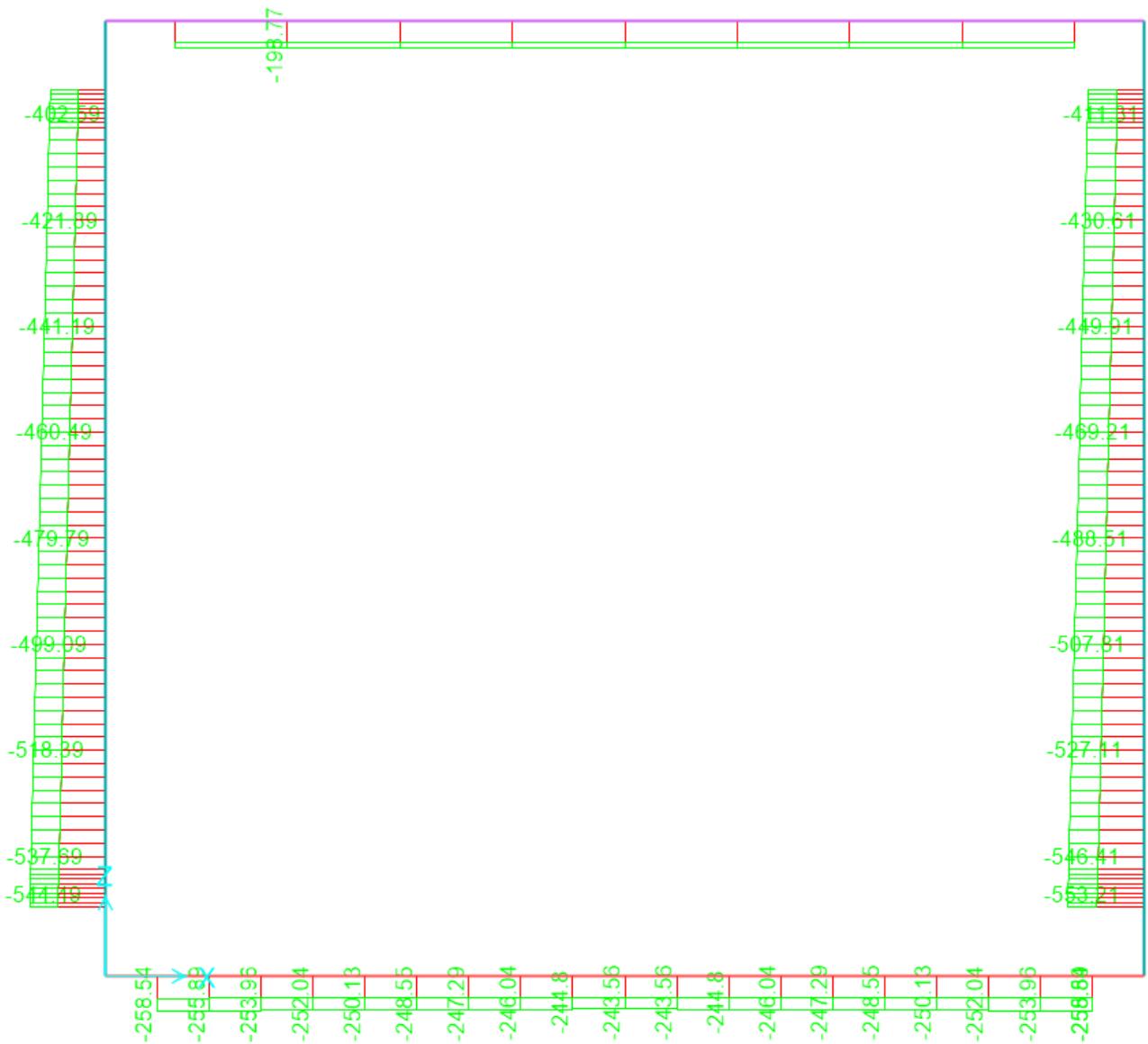


Figura 22: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLE freq.

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLE F)

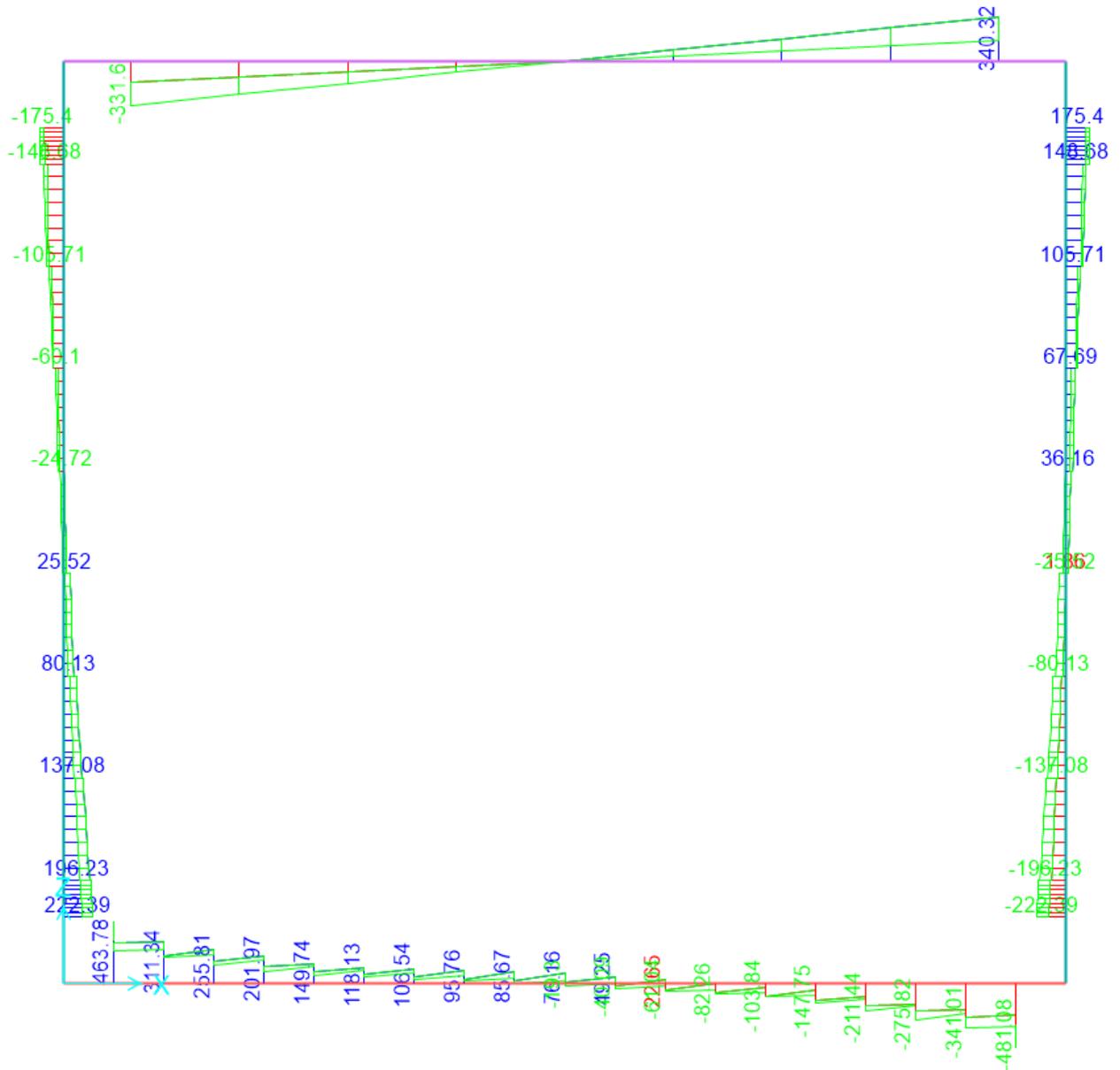


Figure 23: Inviluppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLE q.p.

 Moment 3-3 Diagram (INV SLE F)

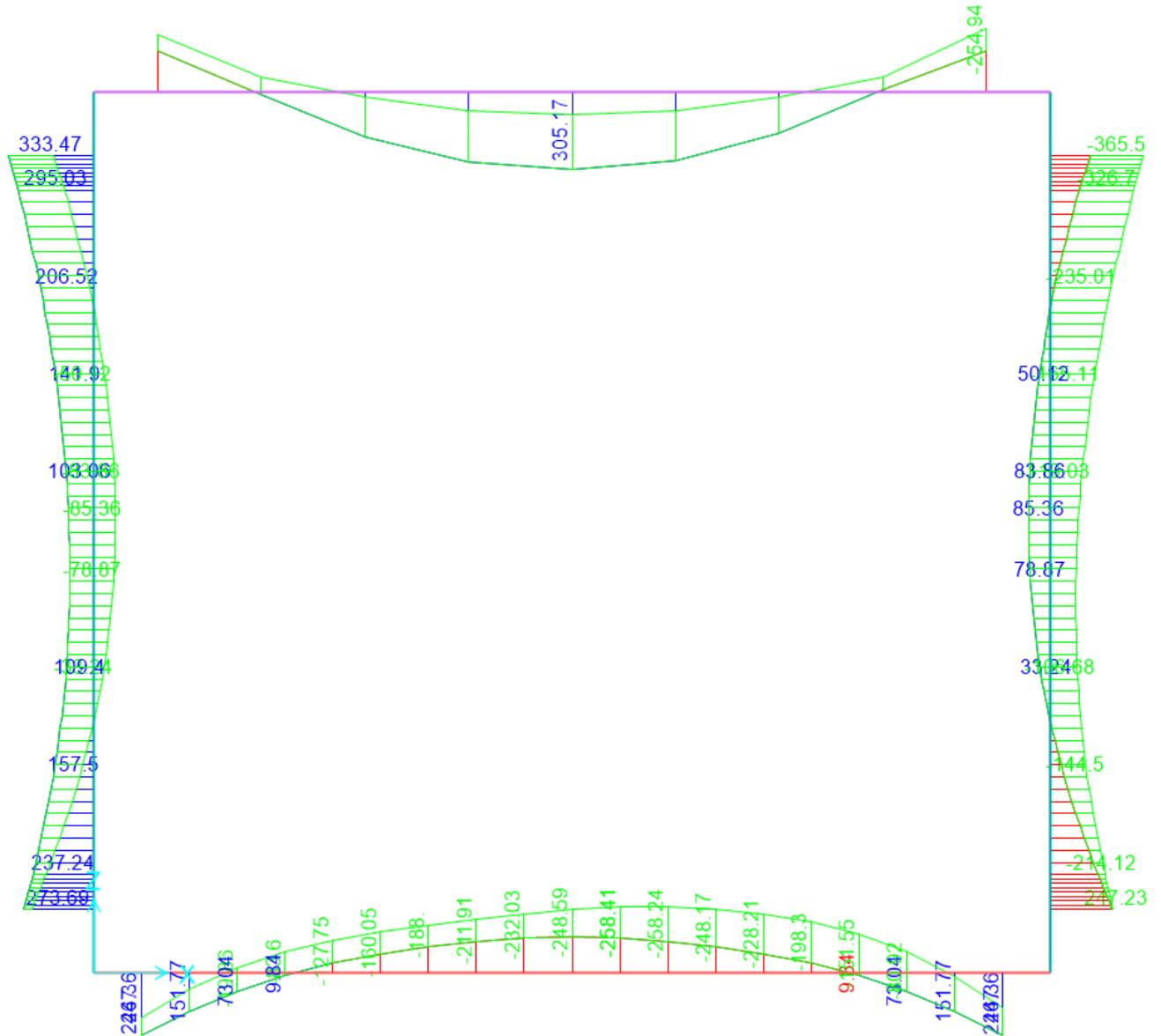


Figura 19: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLE freq.

Caratteristica

 Axial Force Diagram (INV SLE C RARA)

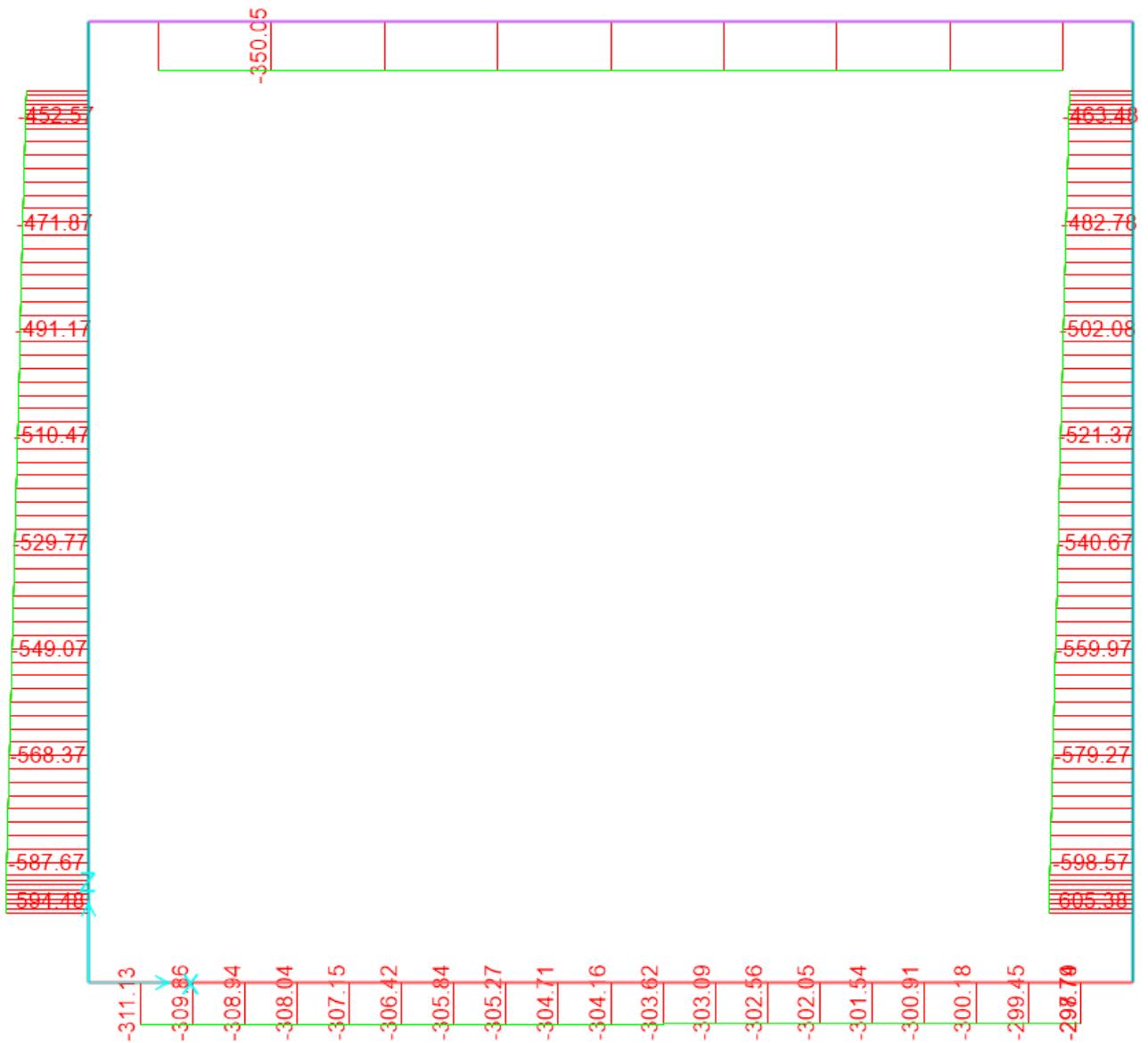


Figura 20: Inviluppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLE c.

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLE C RARA)

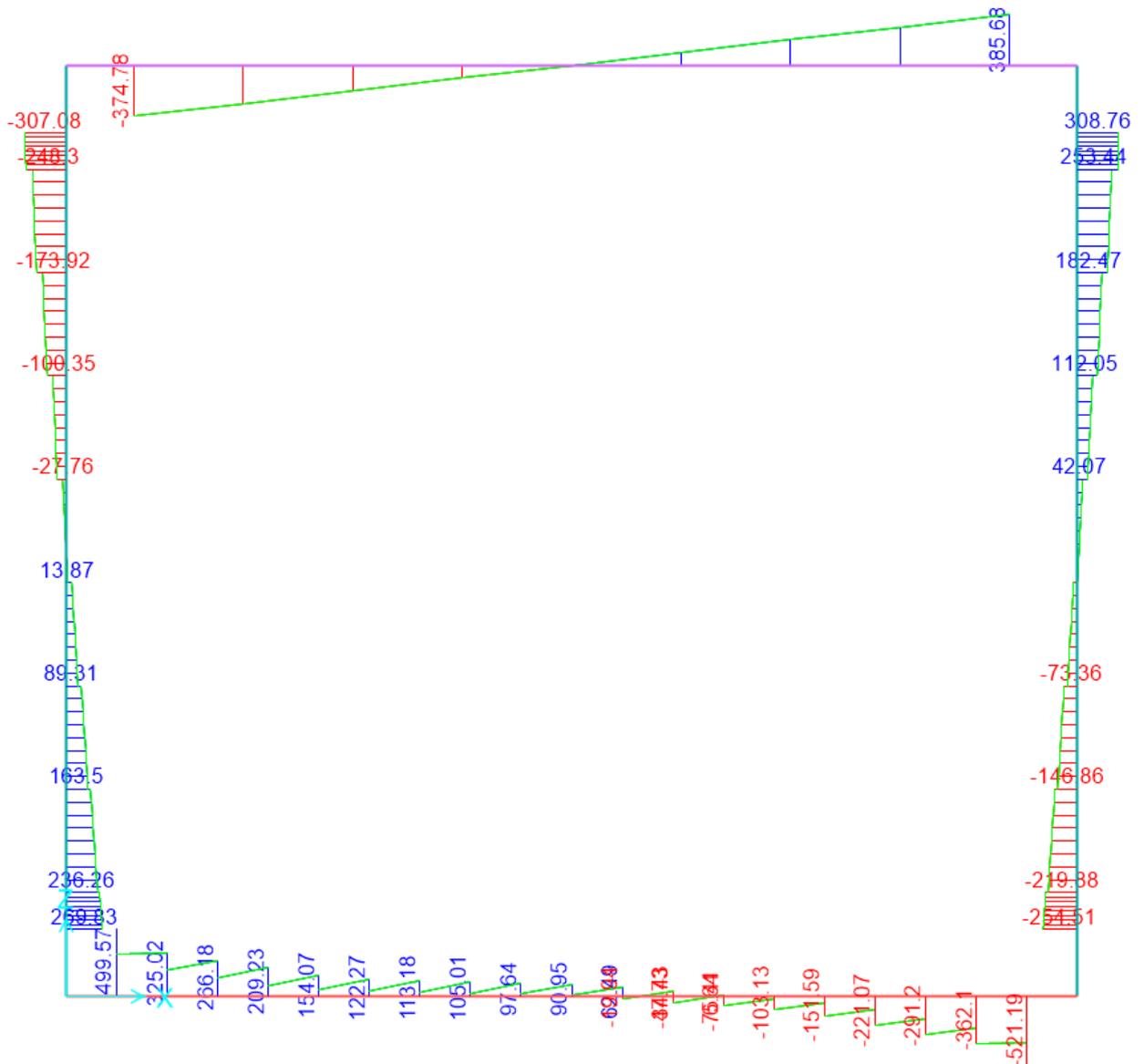


Figure 26: Inviluppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLE c.

Moment 3-3 Diagram (INV SLE C RARA)

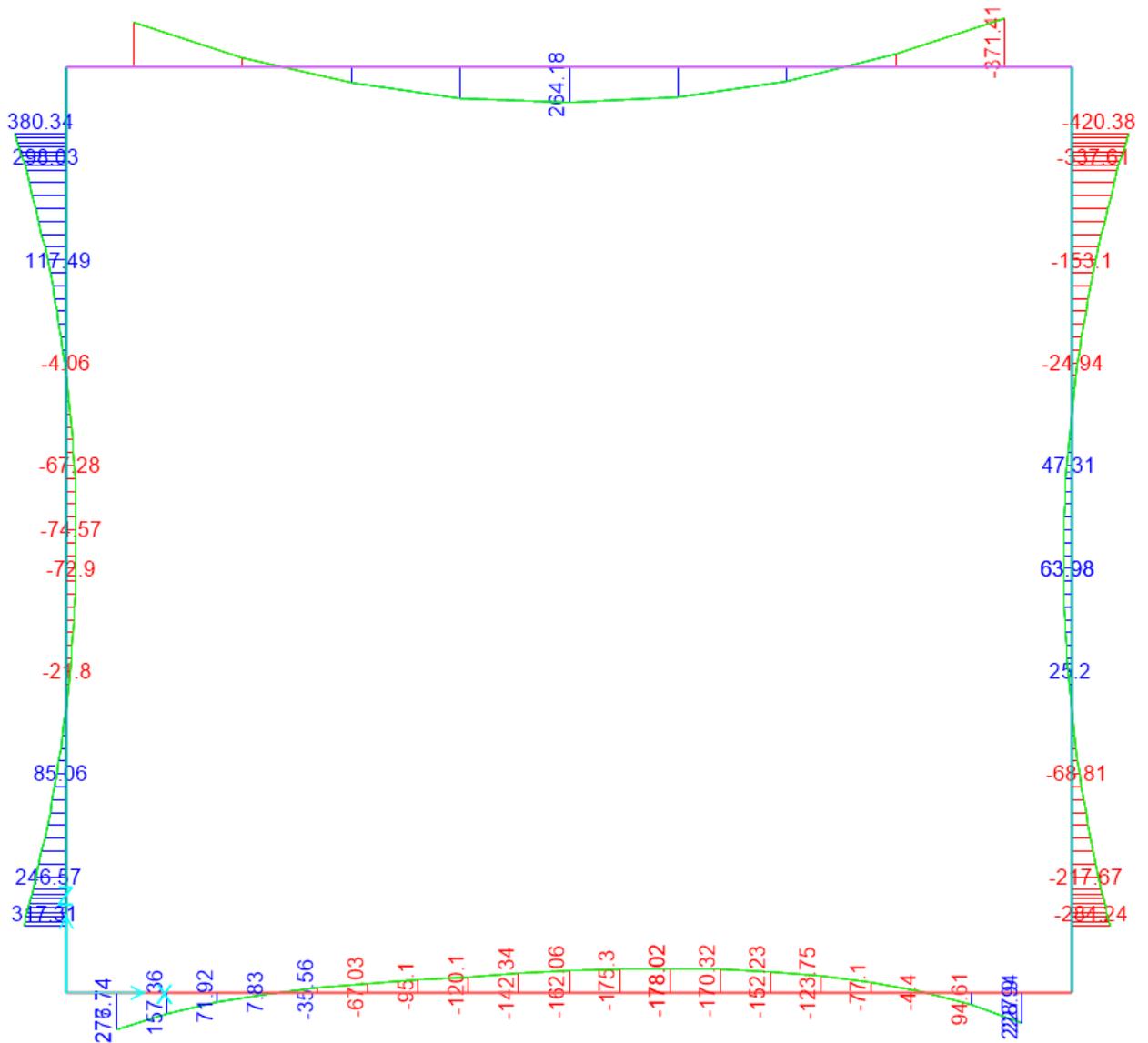


Figura 21: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLE c.

Azioni interne agli SLV

 Axial Force Diagram (INV SLV)

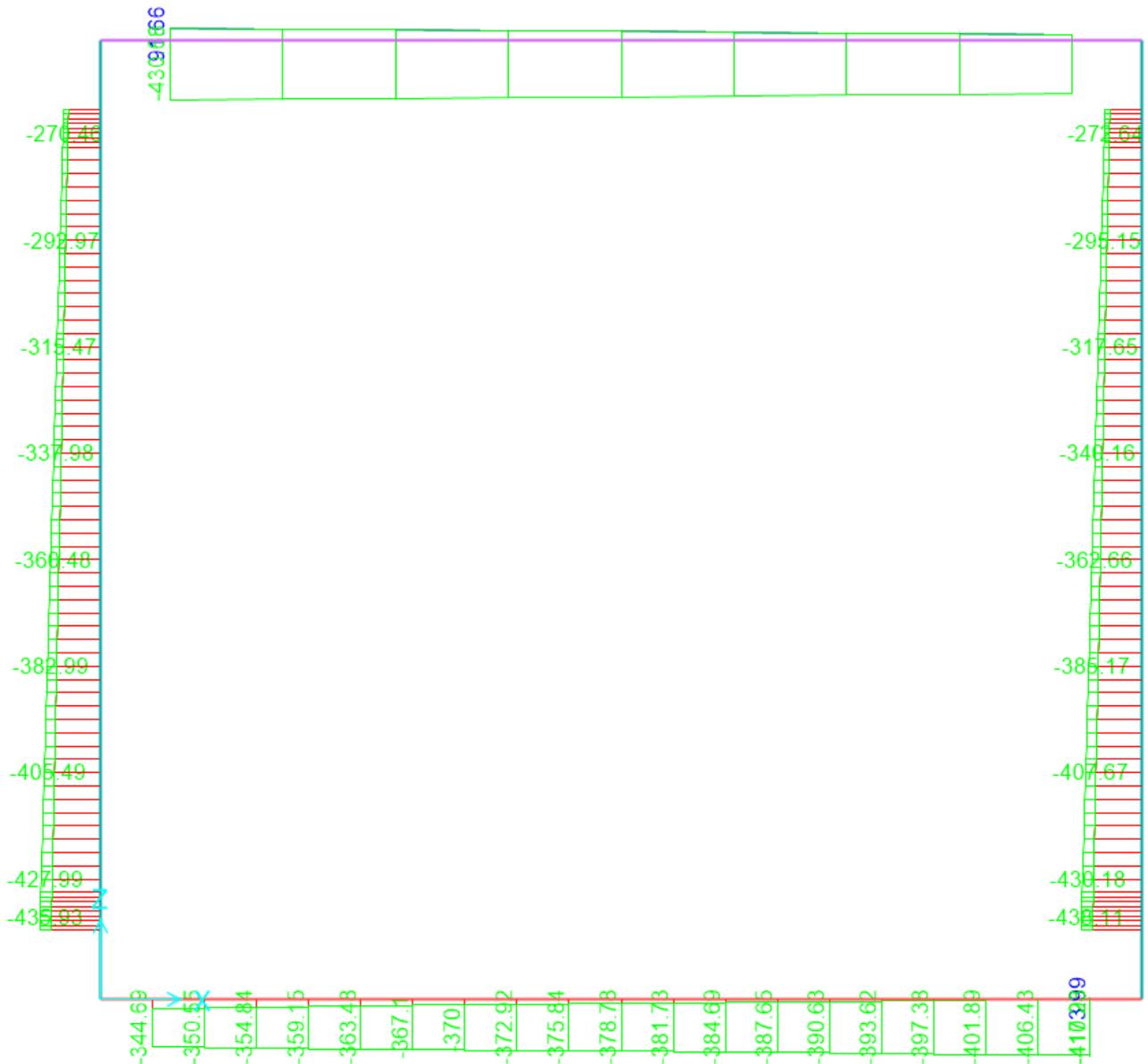


Figura 22: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLV.

Shear Force 2-2 Diagram (INV SLV)

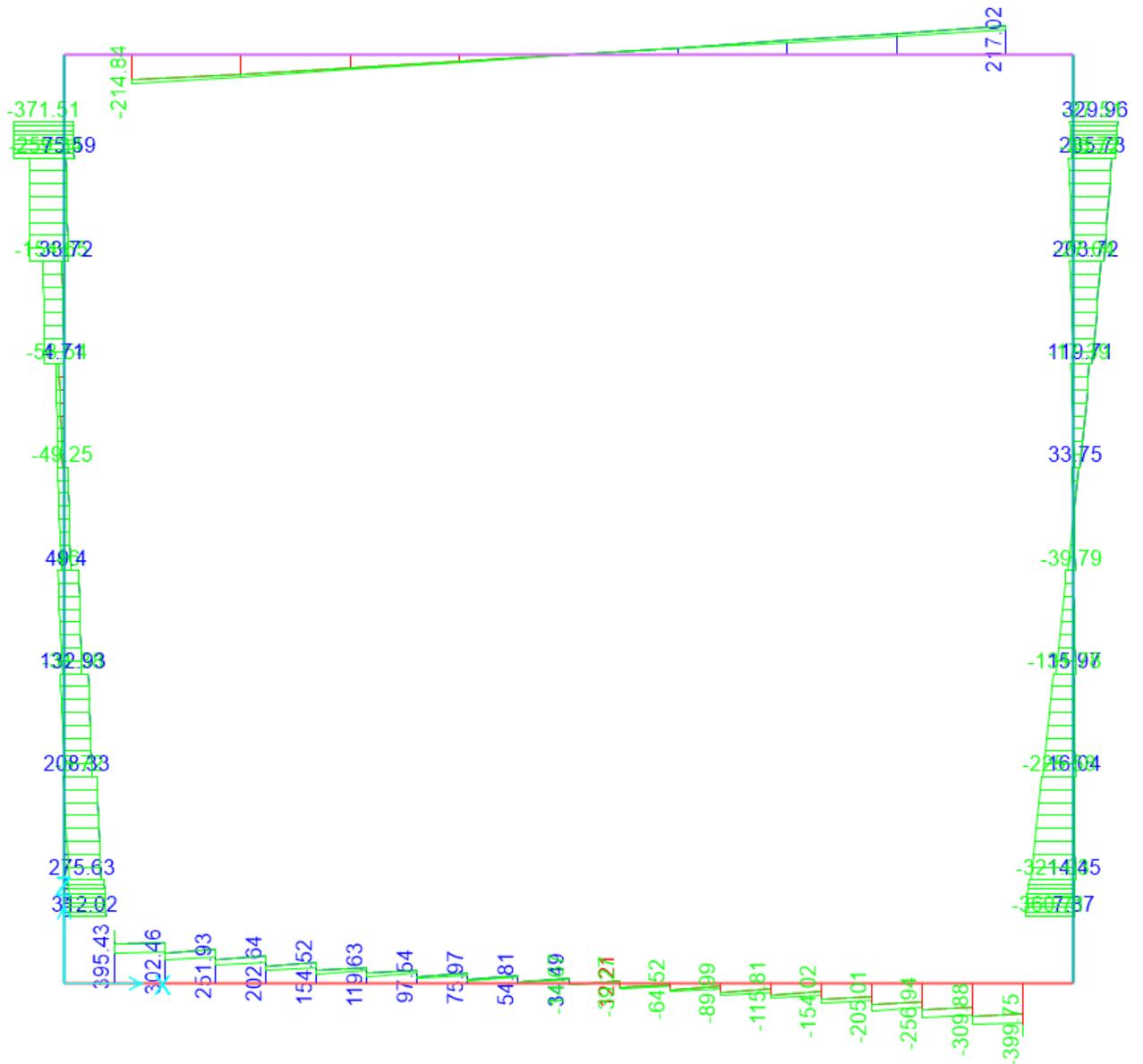


Figura 23: Involuppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLV.

Moment 3-3 Diagram (INV SLV)

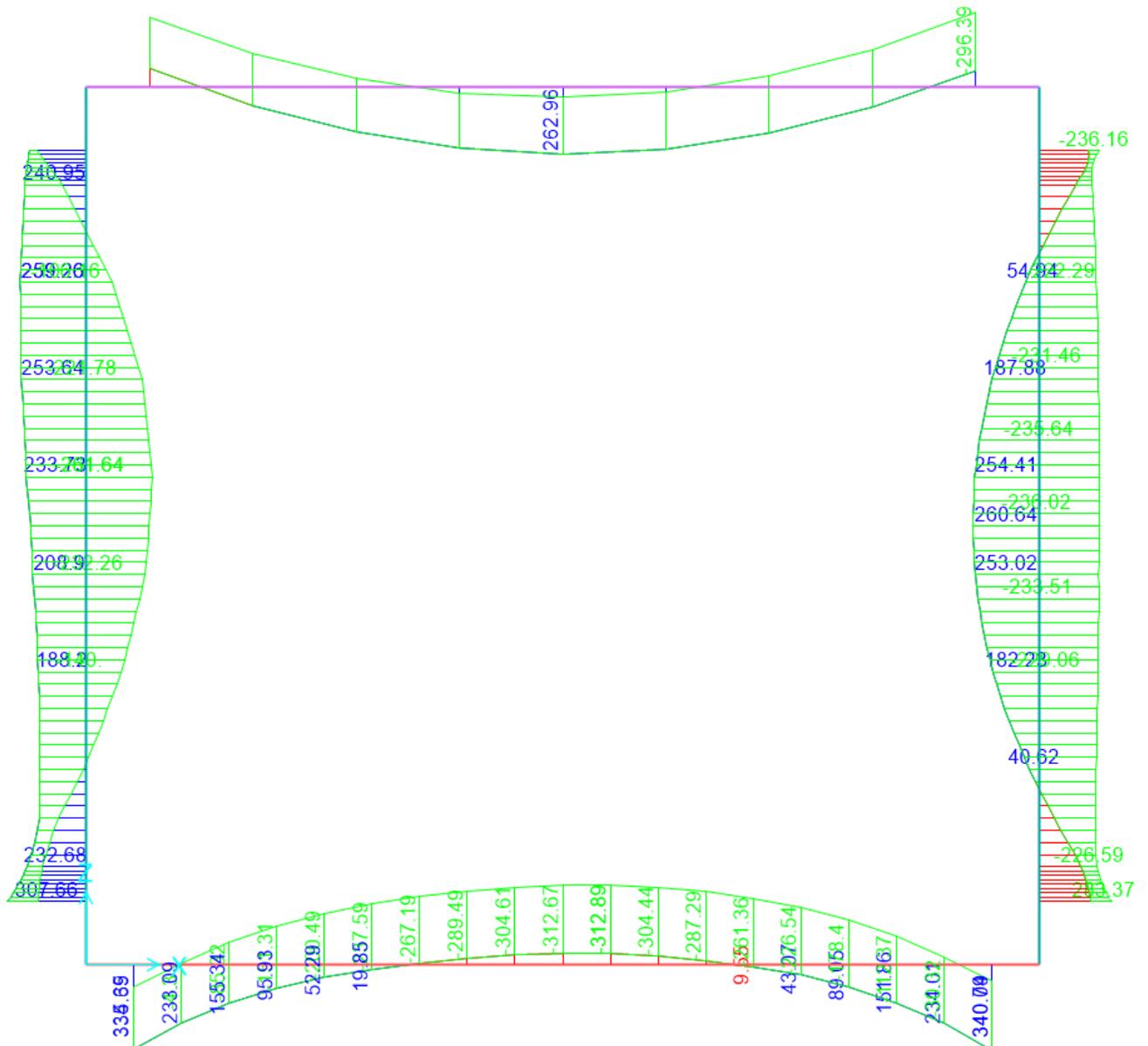


Figura 30: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLV.

Verifiche sezionali

SOLETTA SUPERIORE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-124.4	134.7	158.903
SLE Frequente	-156.1	305.2	340.324
SLE Rara	-350.1	371.4	385.679
SLU	44.0	530.2	552.5
SLV	91.7	296.4	217.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	90
Altezza utile della sezione	d [cm]	83
Area di calcestruzzo	A_c [cm ²]	9000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6.67	0.00	0
Diametro	ϕ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	11.6	0.0
Area strato	A_s [cm ²]	16.97	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]		0.204%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6.7	0	0
Diametro	ϕ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	11.6	0.0
Area strato	A_s' [cm ²]	16.97	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]		0.204%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	ϕ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n	3.3	0	0
Passo	s_w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [de]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ²]	12.44	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f_{td} [Mpa]	8.98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd} [Mpa]	382.61
--------------------------------------	----------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [Mpa] =	1.78	σ limit	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [Mpa] =	4.91		18.000
Acciaio SLE Rara	σ_s [Mpa] =	187.33		352.000

Verifica di fessurazione

Combinazione SLE Quasi permanente	w_d [mm] =	0.000	w limit	0.200
Combinazione SLE Frequente	w_d [mm] =	0.000		0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V_{sd} [kN]	552.5
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	-182.5

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	1060.78
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	1.92

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	2351
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	893
Resistenza a taglio di progetto	V_{sd} [kN]	893
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{sd}	1.62

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

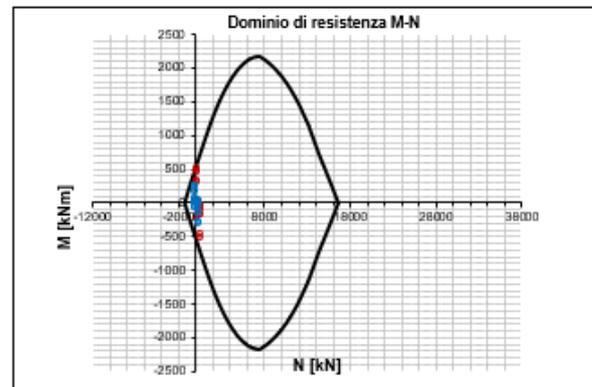
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	530.2	296.4
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	-182.5	91.7

Verifica di resistenza in termini di momento

Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	603.3	496.3
Coefficiente di sicurezza	M_{Rd}/M_{sd}	1.14	1.67

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

Sforzo normale resistente	N_{Rd} [kN]	-	593.4
Coefficiente di sicurezza	N_{Rd}/N_{sd}	-	6.47



PIEDRITTI

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-195.8	230.7	156.899
SLE Frequente	-193.6	365.5	222.386
SLE Rara	-445.8	420.4	308.756
SLU	44.0	610.3	440.8
SLV	-229.1	307.7	371.5

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione	
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm] 100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm] 100
Altezza utile della sezione	d [cm] 93
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²] 10000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6.67	0.00	0
Diametro	φ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	11.6	0.0
Area strato	A _s [cm ²]	16.97	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.182%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6.7	0	0
Diametro	φ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	11.6	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	16.97	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.182%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n	3.3	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [°]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ²]	12.44	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	382.61

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 2.55	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 4.62	18.000
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 165.24	352.000
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _s [mm] = 0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _s [mm] = 0.000	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	440.8	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-190.1	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{rd1} [kN]	1186.20	
Coefficiente di sicurezza	V _{rd1} /V _{sd}	2.69	

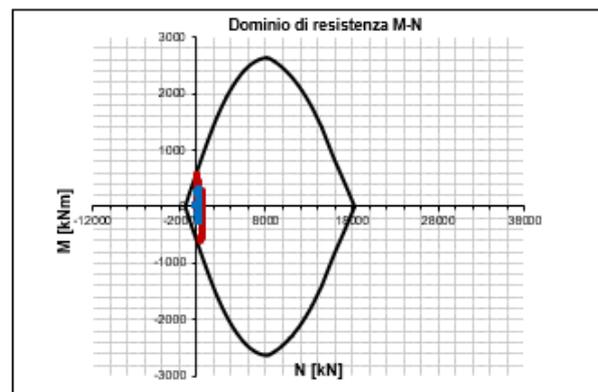
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{rd2} (θ) [kN]	2631	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{rd3} (θ) [kN]	1000	
Resistenza a taglio di progetto	V _{sd} [kN]	1000	
Coefficiente di sicurezza	V _{rd3} /V _{sd}	2.27	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	610.3	307.7
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-190.1	-229.1

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{rd} [kNm]	680.5	697.6
Coefficiente di sicurezza	M _{rd} /M _{sd}	1.12	2.27

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{rd} /N _{sd}	-	-



FONDAZIONE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-183.5	198.0	320.606
SLE Frequente	-155.9	258.4	481.08
SLE Rara	-297.8	277.7	521.193
SLU	44.0	417.5	723.4
SLV	4.0	340.8	399.8

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	100
Altezza utile della sezione	d [cm]	93
Area di calcestruzzo	A_c [cm ²]	10000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6.67	0.00	0
Diametro	ϕ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	11.6	0.0
Area strato	As [cm ²]	16.97	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.182%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6.7	0	0
Diametro	ϕ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	11.6	0.0
Area strato	As' [cm ²]	16.97	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.182%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	ϕ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n	3.3	0	0
Passo	s_w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [de]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ²]	12.44	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f_{cd} [Mpa]	8.98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd} [Mpa]	382.61
--------------------------------------	----------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [Mpa] = 2.18	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [Mpa] = 3.05	18.000
Acciaio SLE Rara	σ_s [Mpa] = 108.37	352.000

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w_s [mm] = 0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w_s [mm] = 0.000	0.300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V_{sd} [kN]	723.4
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	-136.1

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	1178.64
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	1.63

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]	2623
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	1000
Resistenza a taglio di progetto	V_{sd} [kN]	1000
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	1.38

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	417.5	340.8
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	-136.1	4.0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M_{Rd1} [kNm]	656.8	595.3
Coefficiente di sicurezza	M_{Rd1}/M_{sd}	1.57	1.75

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N_{Rd1} [kN]	-	577.2
Coefficiente di sicurezza	N_{Rd1}/N_{sd}	-	144.80

