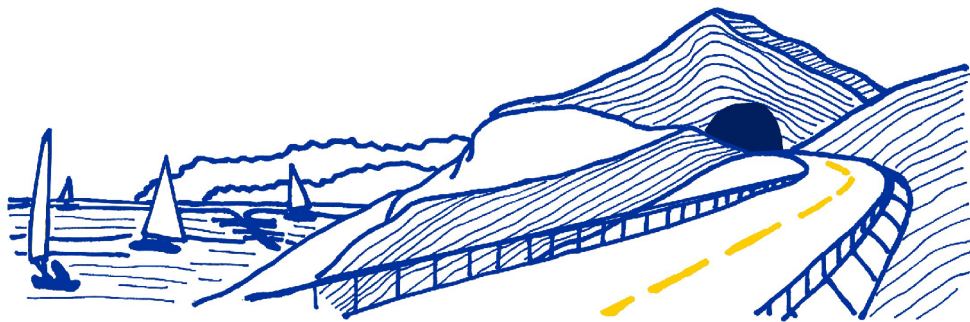


VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE MAGGIORI

GALLERIE ARTIFICIALI
 GALLERIA ARTIFICIALE SCATOLARE LE FORNACI 2
 SOTTOPASSO SCATOLARE - RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

0000_P00GA03STRRE02_B

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG. N. PROG.

CODICE
ELAB.

P00GA03STRRE02

B

-

DPGE0265 E 20

B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
A	EMISSIONE	Marzo 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE	pag.
1. GENERALITÀ.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4.1 Calcestruzzo.....	5
4.2 Acciaio per armature ordinarie	5
5. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	6
5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	6
5.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione	6
5.1.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti.....	7
5.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	9
5.2.1 Verifica di fessurazione	9
5.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio	10
5.3 Combinazione delle azioni.....	11
6. ANALISI E MODELLAZIONE DELLO SCATOLARE	12
6.1 Modello di calcolo	12
6.2 Analisi dei carichi	13
6.2.1 Peso proprio (DEAD).....	13
6.2.2 Carichi permanenti non strutturali (PERM)	13
6.2.3 Spinta idrostatica (SI).....	14
6.2.4 Spinta del terreno laterale (ST).....	14
6.2.5 Carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione (Qv).....	16
6.2.6 Carichi mobili agenti sulla soletta di copertura (Qsup).....	17
6.2.7 Spinte sulle pareti dovute ai carichi mobili (VAR Q)	18
6.2.8 Azione sismica.....	19
6.3 Combinazione delle azioni.....	24
6.4 Sollecitazioni.....	30
6.5 Verifiche	32
6.5.1 Sezioni di verifica indagate	32
6.5.2 Sezione di verifica A	33

6.5.3	Sezione di verifica B	38
6.5.4	Sezione di verifica C	46
6.5.5	Sezione di verifica D	54
6.5.6	Sezione di verifica E.....	59
6.5.7	Sezione di verifica F.....	67
6.5.8	Armatatura secondaria solettone di copertura, piedritti e solettone di fondazione	74

1. Generalità

La presente Relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

La presente relazione fa riferimento alla progettazione esecutiva di completamento della Galleria artificiale Fornaci II.

Trattandosi del Progetto di completamento di un'infrastruttura in avanzata fase realizzativa, nel seguito, dopo una generale descrizione dell'infrastruttura, si porrà l'attenzione e si descriveranno nel dettaglio lo stato di avanzamento dei lavori.

Nella progettazione delle opere e parti d'opera da realizzare, non si sono potuti apportare modifiche sostanziali alle opere così come precedentemente progettate ed autorizzate in sede di approvazione della Progettazione Definitiva e successivamente progettate nella sede della Progettazione Esecutiva e Costruttiva trasmesse da ANAS SpA.

Non sono stati pertanto variati i tracciati stradali ed i dati di tracciamento delle opere, sia per l'asta principale che per gli svincoli.

Lo stato di avanzamento dei lavori è stato desunto dalla documentazione di As-Built trasmessaci.

Le indagini geognostiche e le relative risultanze sulle quali si basa l'attuale Progetto di completamento, fanno riferimento al complesso delle indagini programmate, svolte ed analizzate nella sede progettuale costruttiva precedente.

Nell'attuale Progetto di Completamento sono stati talvolta riportati, al fine di garantire la completezza e migliorare la comprensione del progetto, elaborati di As-Built relativi alle parti d'opera già realizzate trasmessi dalla Stazione appaltante.

In particolare, la presente relazione si riferisce al tratto di struttura scatolare, gettata in opera, da realizzarsi a cielo aperto in continuità con il tratto di galleria artificiale realizzata con diaframmi.

La struttura presenta una sezione rettangolare, in cui il solettone di copertura presenta una pendenza del 3%. Le dimensioni interne (in retto) sono pari a circa 13.33 m di base per un'altezza che passa dai 7.17m ai 6.77 m. Lo spessore del solettone di copertura, dei ritzi e del solettone di fondazione sono pari rispettivamente a 1.20 m, 1.20 m e 1.50 m. Lo

scatolare ha una lunghezza complessiva pari a circa 20 m.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con l'aggiunta delle azioni da traffico stradale per ponti di 1° Categoria agenti sia sulla soletta superiore che sulla soletta di fondazione.

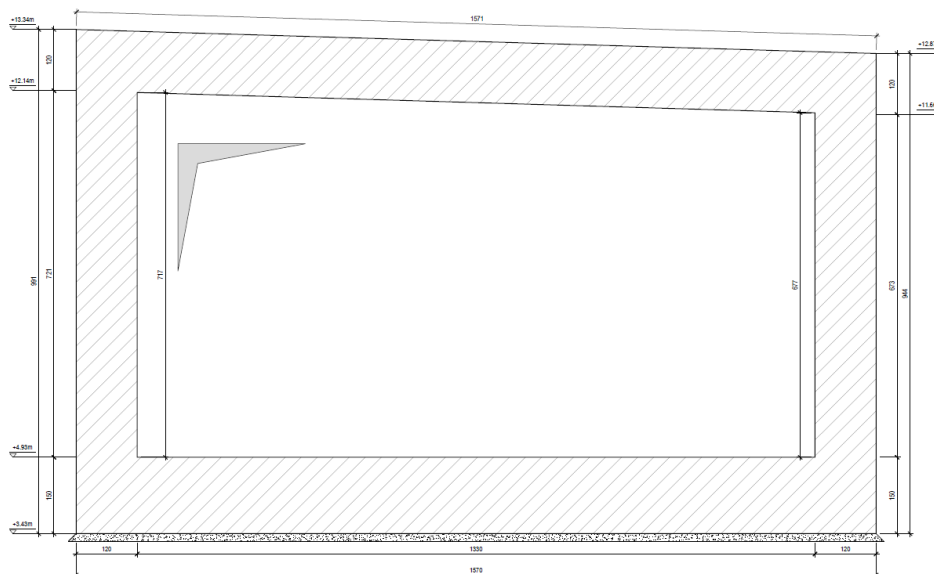


Figura 1.1: Sezione trasversale tipica dell'opera

2. Normativa di riferimento

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

Pertanto, essendo l’attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento restano le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Per quanto sopra la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

- Decreto 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 2061:2006);
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EC 2: PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO;

3. Caratterizzazione sismica

L'azione sismica di progetto, in accordo con il D.M.14/01/2008, deriva dalla pericolosità sismica di base del sito che viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima (a_g) attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A).

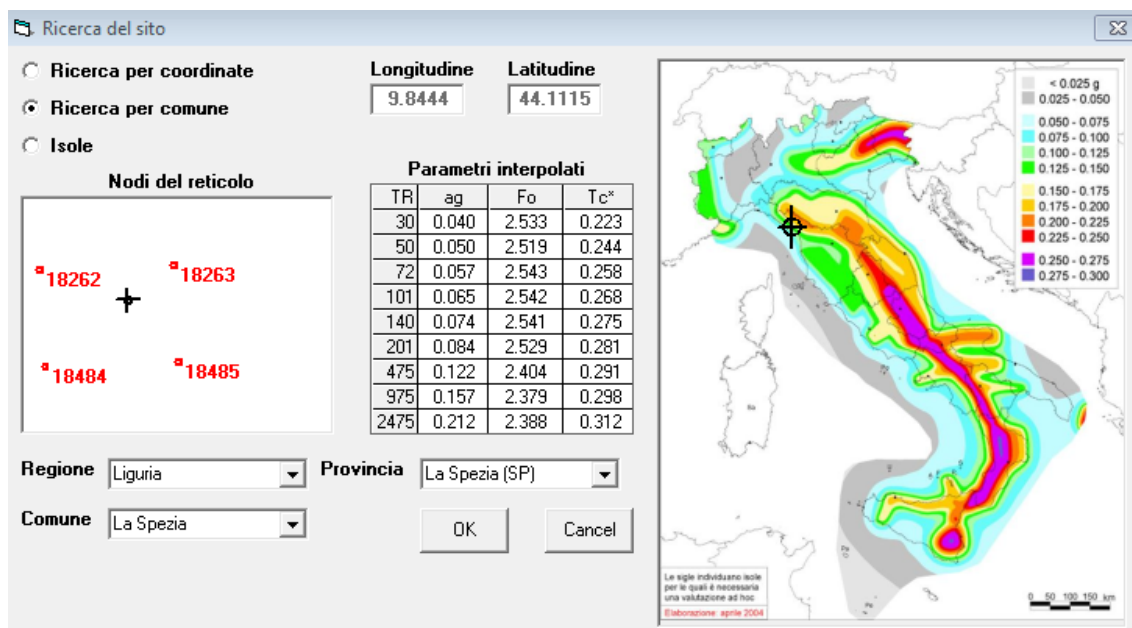


Figura 3.1: Individuazione del sito di costruzione

Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	$C_U = 1.5$
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

L'accelerazione orizzontale massima al sito (su suolo rigido) risulta pari a:

$$a_g = 0.142g$$

Le condizioni locali del sito di costruzione dell'opera determinano:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S = 1.496$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1.000$

Tali coefficienti consentono di individuare l'accelerazione massima di progetto secondo la seguente espressione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.212g$$

4. Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione saranno impiegati calcestruzzo di classe C28/35 e acciaio per cemento armato tipo B450C.

Le caratteristiche assunte per i materiali sono riassunte nelle tabelle seguenti.

4.1 Calcestruzzo

Conglomerato cementizio classe C28/35

Peso specifico	25.00	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	35	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	28	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	15.87	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	32308	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	XF2, XF3	
Minimo contenuto in cemento	≥ 340	kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.50	
Diametro massimo aggregato: D_{max}	20	mm
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	

4.2 Acciaio per armature ordinarie

Acciaio da cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura: f_{tk}	540	MPa
Deformazione ultima: $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	
Coefficiente di sicurezza: γ_s	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	391.30	MPa
Modulo elastico di Young: E_s	210000	MPa

5. Criteri generali di progettazione

Nel presente paragrafo sono illustrati i criteri impiegati per il dimensionamento strutturale delle opere civili previste per la realizzazione dello scatolare in accordo con quanto specificato al cap. 4 del D.M.14/01/2008.

5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

5.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni nei confronti di sforzo normale e flessione, si adottano le seguenti ipotesi (par. 4.1.2.1.2 D.M.14/01/2008):

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

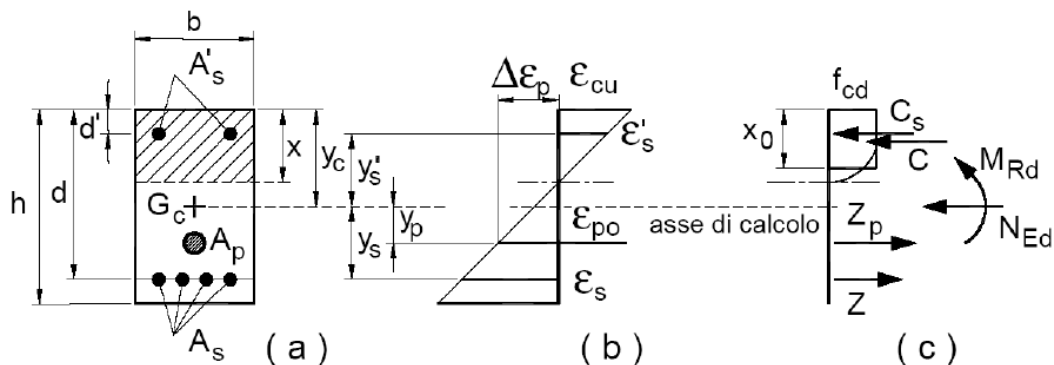


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Con riferimento alla sezione presso-inflessa, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Per la valutazione delle resistenze ultime nei confronti di sollecitazioni taglianti, si considera quanto segue (par. 4.1.2.3 D.M.14/01/2008):

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} degli elementi strutturali sprovvisti di specifica armatura a taglio è stata valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è stata valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$VRsd = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s \cdot f_{yd}) \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$VRcd = 0.9 \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$VRd = \min (VRsd, VRcd)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in precedenza e inoltre si è posto:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$
$2.5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_l = 0.9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0$$

5.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

5.2.1 Verifica di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.
- In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:
 - a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
 - b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente (Tab. 4.1.III D.M.14/01/2008):

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In riferimento alla possibile corrosione causata da gelo e agenti antigelo la classe di esposizione da considerare per le strutture oggetto della presente relazione è la XF2 per i ritetti e la XF3 per il solettone di copertura e il solettone di fondo.

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Gli acciai ordinari utilizzati nella struttura in esame appartengono al secondo gruppo. Nella tabella seguente si riportano per completezza anche i limiti di apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature (Tab. 4.1.IV D.M.14/01/2008):

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

5.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}.$$

5.3 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo con il par. 2.5.3 del D.M.14/01/2008.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

dove:

- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q sono le azioni variabili;
- E sono le azioni sismiche;
- A_d sono le azioni eccezionali;
- γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni;
- ψ_i sono i coefficienti di combinazione dei carichi variabili.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione adottati in fase di analisi sono specificati nei paragrafi successivi.

6. Analisi e modellazione dello scatolare

Nel presente capitolo si riportano il calcolo e le principali verifiche relative al sottopasso scatolare.

6.1 Modello di calcolo

L'analisi dello stato tensionale e di deformazione dovuto alle combinazioni di carico di progetto è stato analizzato tramite modellazioni agli elementi finiti realizzate con il programma di calcolo SAP2000 Advanced. In particolare il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo piano, costituito da un telaio rettangolare chiuso, rappresentativo di una striscia di scatolare di larghezza unitaria (1.0m). I piedritti, il solettone di copertura e il solettone di fondo sono stati modellati da elementi finiti monodimensionali Frames, posti in corrispondenza della linea media.

Si sono considerati infinitamente rigidi e resistenti i nodi di intersezione tra i piedritti e il solettone di copertura e di fondo.

L'elemento trave che rappresentante il solettone di fondo è stato schematizzato come trave su suolo elastico (suddivisa in sotto-elementi finiti di lunghezza opportuna) con costante di Winkler assunta pari a:

$$k = 10\,000 \text{ kN/m}^3.$$

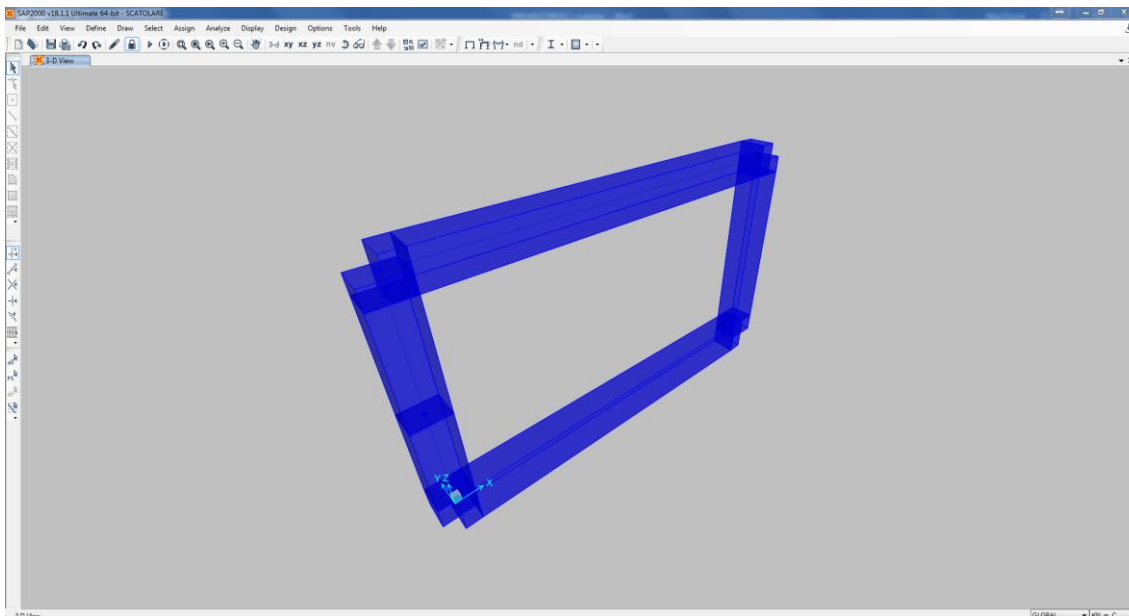


Figura 6.1: Modello agli elementi finiti SAP2000 – Vista 3D

6.2 Analisi dei carichi

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

6.2.1 Peso proprio (DEAD)

Il programma di calcolo considera automaticamente il peso proprio degli elementi strutturali in funzione delle sezioni assegnate e del peso specifico del materiale valutato in ragione di 25 kN/m³.

6.2.2 Carichi permanenti non strutturali (PERM)

Il carico permanente sui solettoni di copertura e di fondo è costituito dal peso del ricoprimento valutato in ragione di 20 kN/m³.

Lo spessore medio del ricoprimento del solettone di copertura è pari a 1.00m, dunque:

$$Q_{\text{ricopr.1.0m}} = 20 \times 1.00 = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

Lo spessore medio del ricoprimento di del solettone di fondo è pari a 0.80m, dunque:

$$Q_{\text{ricopr.0.8m}} = 20 \times 0.80 = 16.00 \text{ kN/m}^2$$

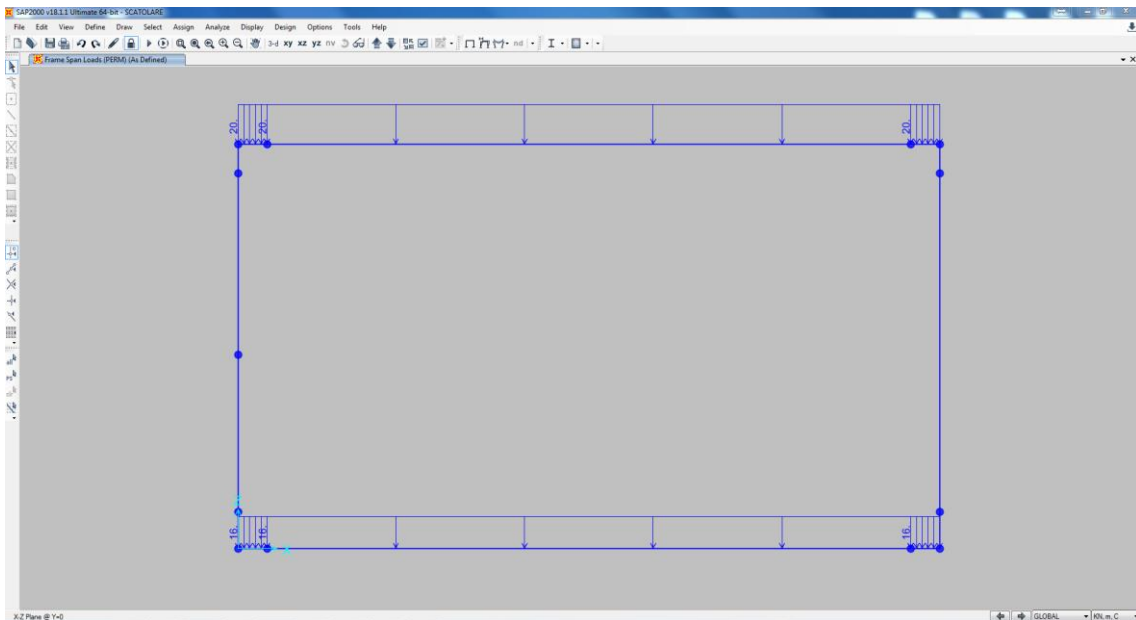


Figura 6.2: Load pattern: PERM

6.2.3 Spinta idrostatica (SI)

La spinta idrostatica esercitata dall'acqua di falda sui ritti, in condizioni di esercizio dell'opera, è modellata mediante una distribuzione lineare di pressioni a partire dalla quota del livello statico di falda assunta a +12.00 m s.l.m. (cioè a quota +8.5 m da intradosso fondazione).

La distribuzione della pressione idrostatica sulle pareti assume i valori sottostanti.

$$p_w = (1 - K_0) \gamma_w z$$

Pressione alla quota +3.5 m s.l.m agente sul ritto sinistro dello scatolare:

$$p_{w,sx} = 0.5 \times 10 \times 4.00 = 20.00 \text{ kN/m/m}$$

Pressione alla quota +3.5 m s.l.m agente sul ritto destro dello scatolare:

$$p_{w,dx} = 0.5 \times 10 \times 8.50 = 42.50 \text{ kN/m/m}$$

6.2.4 Spinta del terreno laterale (ST)

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di riempimento ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (K_0). Si assume, per la suddetta opera:

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 20 \text{ kN/m}^3; \\ \varphi' &= 30^\circ; \\ c' &= 0 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Pertanto, il coefficiente di spinta a riposo vale:

$$K_0 = 0.500$$

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui ritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_t = K_0 \gamma_t z$$

La distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto.

Pressione del terreno alla quota +3.5 m s.l.m agente sul ritto sinistro dello scatolare:

$$p_{t,sx} = 0.5 \times 20 \times 4.00 = 40.00 \text{ kN/m/m}$$

Pressione del terreno alla quota +3.5 m s.l.m agente sul ritto destro dello scatolare:

$$p_{t,dx} = 0.5 \times 20 \times 8.50 = 85.00 \text{ kN/m/m}$$

Al modello di calcolo si assegnano la spinta idrostatica e la spinta del terreno laterale allo stesso caso di carico.

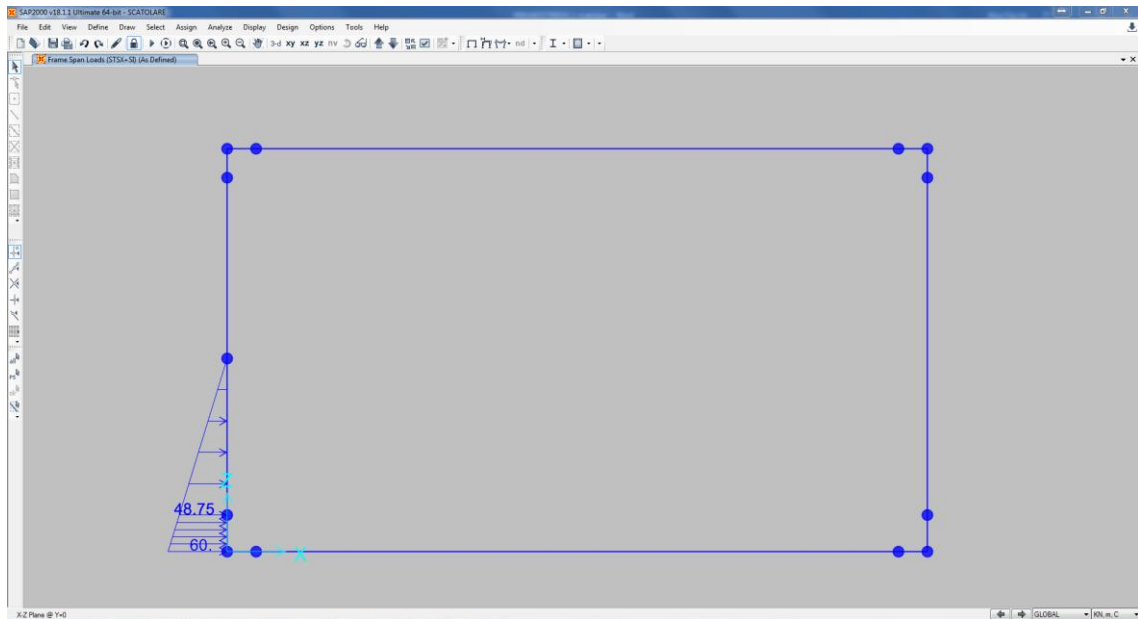


Figura 6.3: Spinta idrostatica e spinta del terreno laterale piedritto sx (STXS+SI)

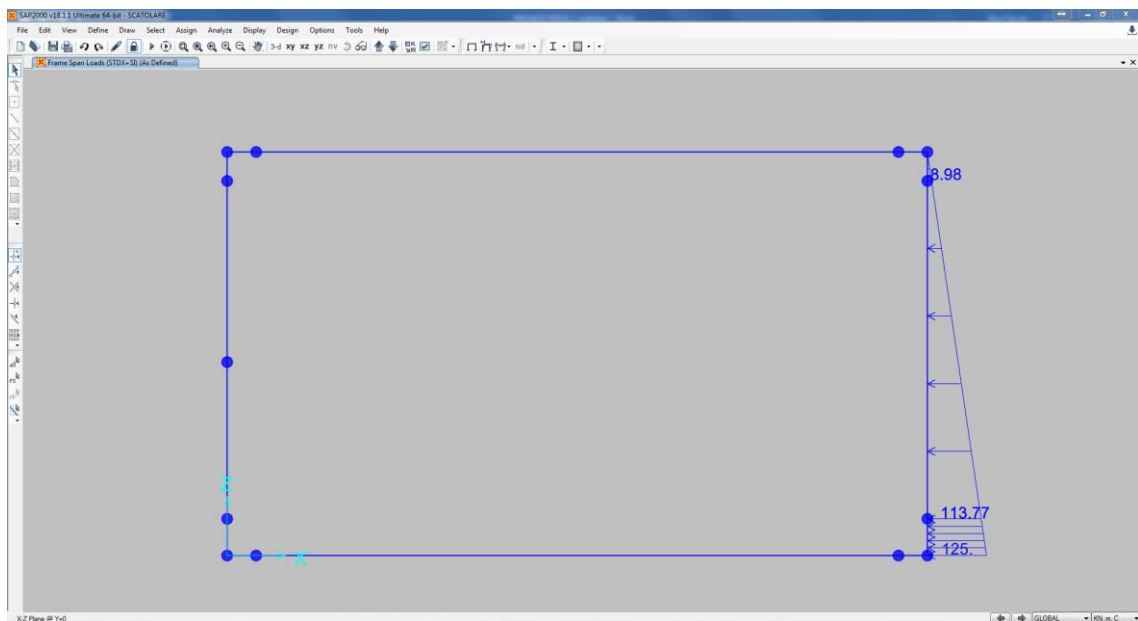


Figura 6.4: Spinta idrostatica e spinta del terreno laterale piedritto dx (STDX+SI)

6.2.5 Carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione (Qv)

Con riferimento allo schema di carico 1 riportato al punto 5.1.3.3.2 di cui al D.M. 14/01/2008, si prendono in considerazione tre corsie convenzionali di carico. Si considera il carico trasmesso dalle impronte dello Schema di Carico 1 e una diffusione a 30° nello spessore del ricoprimento e a 45° fino alla mezzeria della soletta di fondazione (0.8m di ricoprimento e 1.5m di soletta di fondo).

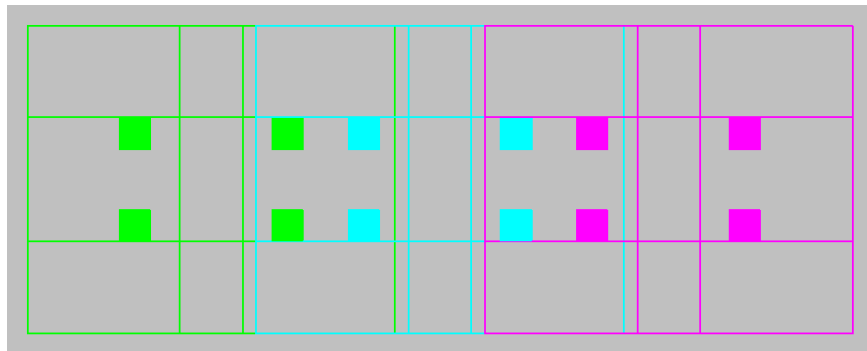


Figura 6.5: Diffusione impronte di carico schema di carico 1 agenti sulla soletta di fondazione

In via semplificata si è assunto un carico uniformemente distribuito pari alla somma dei carichi di tutte le impronte diviso l'area totale di diffusione, si somma poi il carico distribuito delle tre corsie convenzionali. Considerando il metro maggiormente caricato si è assunto cautelativamente un carico uniformemente distribuito pari a 35.00 KN/m/m.

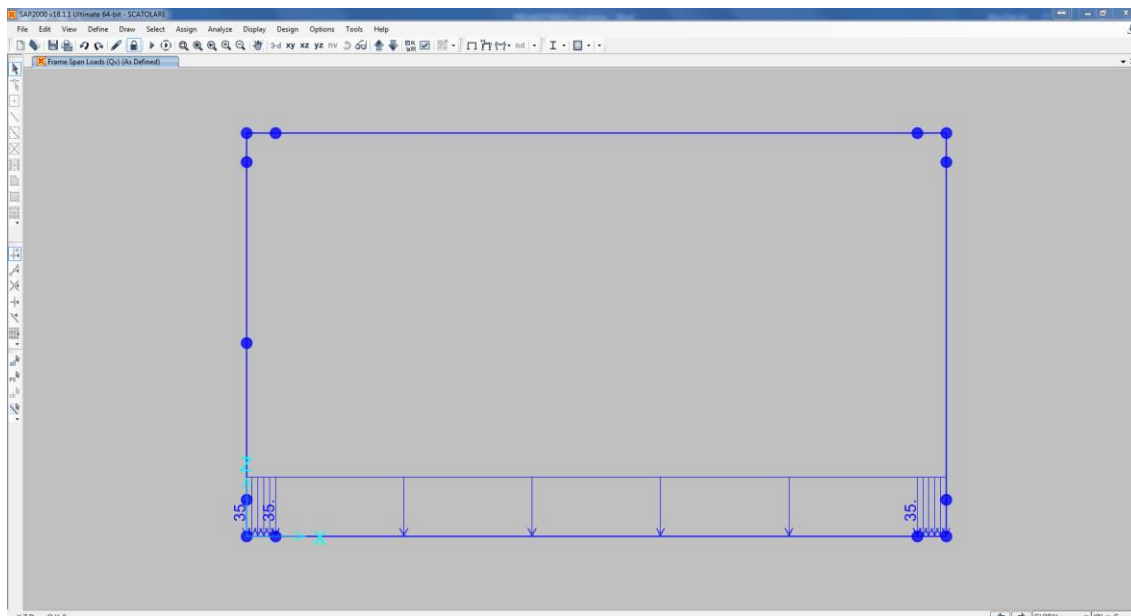


Figura 6.6: Distribuzione del carico mobile sulla soletta di fondazione (Qv)

6.2.6 Carichi mobili agenti sulla soletta di copertura (Qsup)

Con riferimento allo schema di carico 1 riportato al punto 5.1.3.3.2 di cui al D.M. 14/01/2008, si prendono in considerazione tre corsie convenzionali di carico. Considerando il carico trasmesso dalle impronte dello Schema di Carico 1 e considerando una diffusione a 30° nello spessore del ricoprimento e a 45° fino alla mezzeria della soletta di fondazione (1.0m di ricoprimento e 1.2m di soletta di fondo).

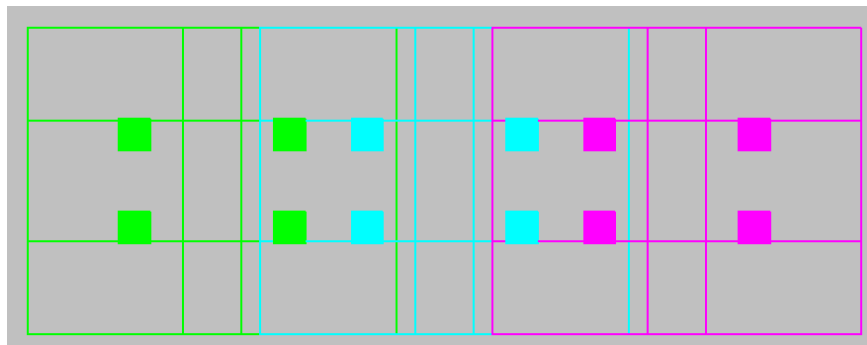


Figura 6.7: Diffusione impronte di carico schema di carico 1 agenti sulla soletta di copertura

In via semplificata si è assunto un carico uniformemente distribuito pari alla somma dei carichi di tutte le impronte diviso l'area totale di diffusione, si somma poi il carico distribuito delle tre corsie convenzionali. Considerando il metro maggiormente caricato si è assunto cautelativamente un carico uniformemente distribuito pari a 35.00 KN/m/m.

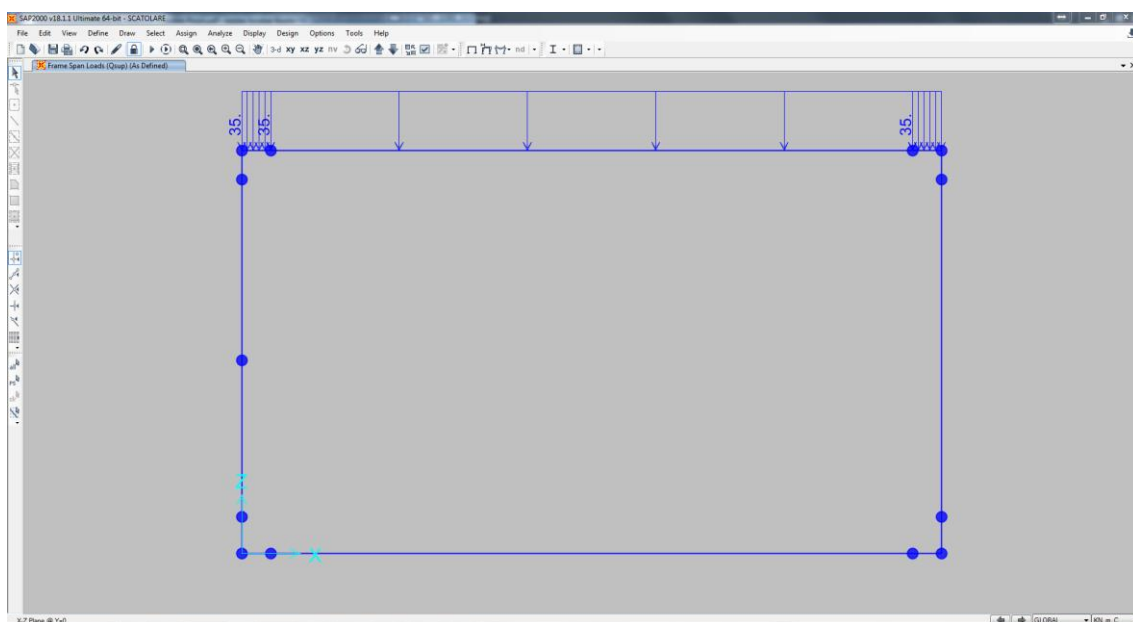


Figura 6.8: Distribuzione del carico mobile sulla soletta di copertura (Qsup)

6.2.7 Spinte sulle pareti dovute ai carichi mobili (VAR Q)

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta la presenza di una spinta orizzontale sulle pareti della stessa. Per la valutazione di tale spinta si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

Conformemente a quanto previsto al par. C5.1.3.3.7.1 dalle “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, il carico verticale agente su rilevati e terrapieni adiacenti ai ponti può essere assunto pari allo Schema di Carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m (si assume una diffusione del carico all’interno del rilevato con angolo 45°). La pressione orizzontale agente sui ritti a distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto, per semplicità e cautelativamente si assume una distribuzione costante lungo il ritto.

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui ritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_{VAR Q} = K_0 \cdot \gamma = 0.5 \times 20 = 10 \text{ kN/m}^2$$

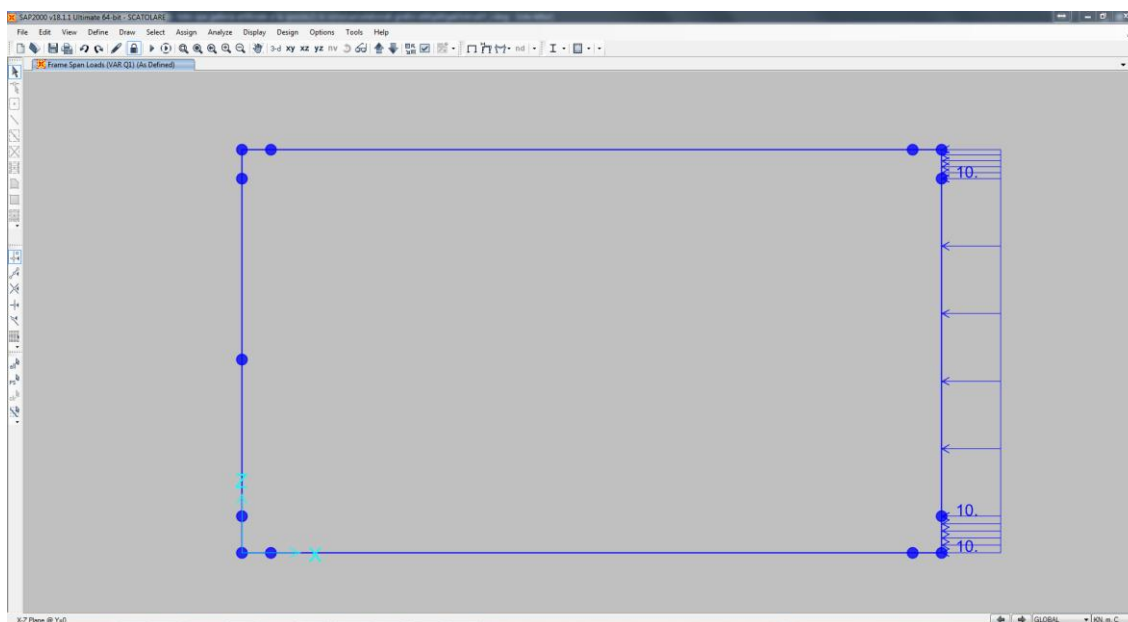


Figura 6.9: Distribuzione del carico mobile sul ritto di destra (VAR Q1)

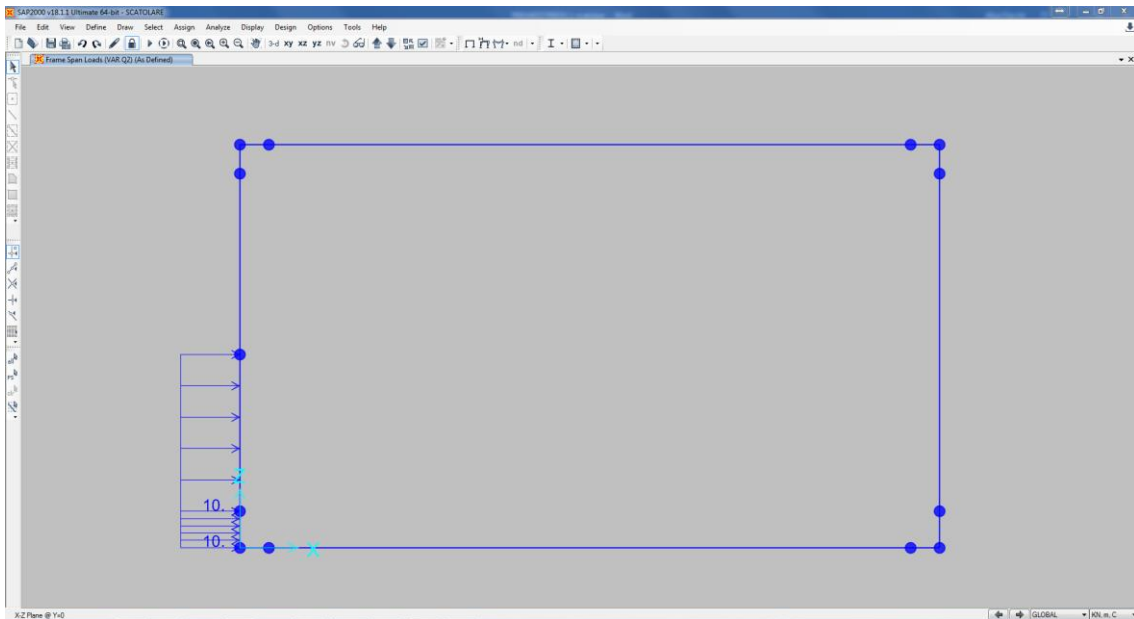


Figura 6.10: Distribuzione del carico mobile sul ritto di sinistra (VAR Q2)

6.2.8 Azione sismica

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K.

L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Azioni inerziali (Ex - Ez)

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico K_h e K_v nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare.

$$K_h = a_g * S_S * S_T / g = 0.142g * 1.496 * 1/g = 0.2124$$

$$K_v = \pm 0.5 * K_h = 0.1062$$

Le masse considerate sono quelle dei due ritti, della soletta di copertura e del carico permanente da essa portato. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili.

Masse attive

$$M_{\text{copertura}} = 15.7\text{m} \times 1.2\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 471 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ritti}} = 8.5\text{m} \times 1.2\text{m} \times 25\text{Knm/m}^3 = 255 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{copertura,perm}} = 15.7\text{m} \times 1.0\text{m} \times 20\text{kN/m}^3 = 471 \text{ kN/m}$$

Azioni inerziali orizzontali

$$E_{x,\text{inerziali,copertura}} = (255/2 + 314) \times 0.2124 = 94 \text{ kN/m}$$

$$E_{x,\text{inerziali,ritti}} = 255 \times 0.2124 = 54 \text{ kN/m}$$

Azioni inerziali verticali

$$E_{z,\text{inerziali,copertura}} = (255/2 + 314) \times 0.1062 = 47 \text{ kN/m}$$

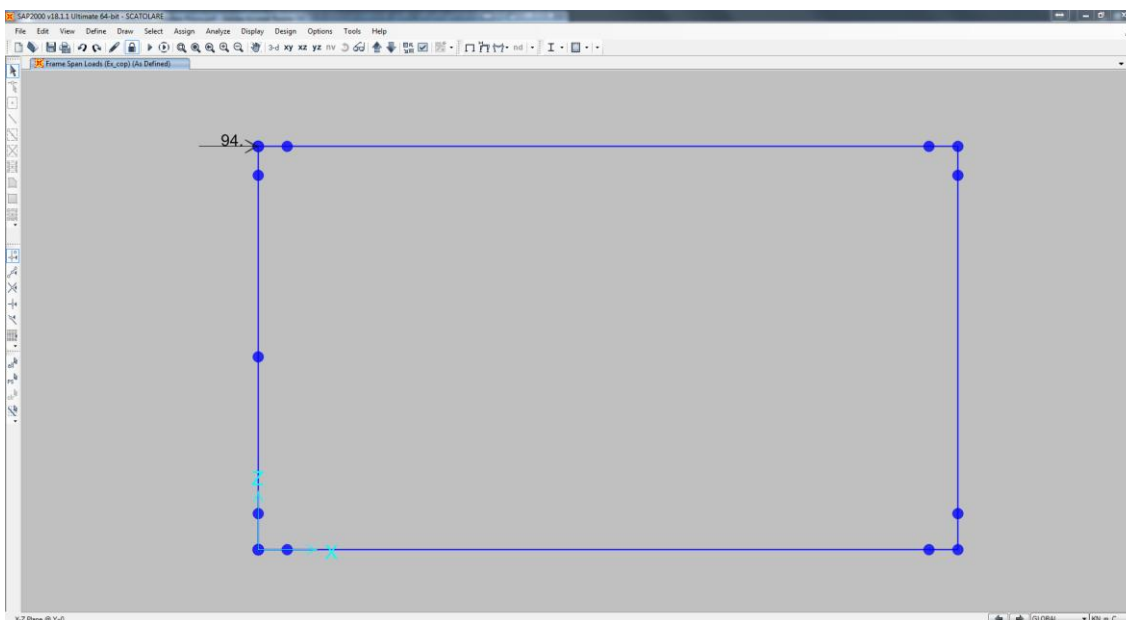


Figura 6.11: Azione inerziale sismica copertura (Ex_cop)

$$E_{x,\text{inerziali,ritti}} = 54 \text{ kN/m} / 8.35\text{m} = 6.49 \text{ kN/m/m}$$

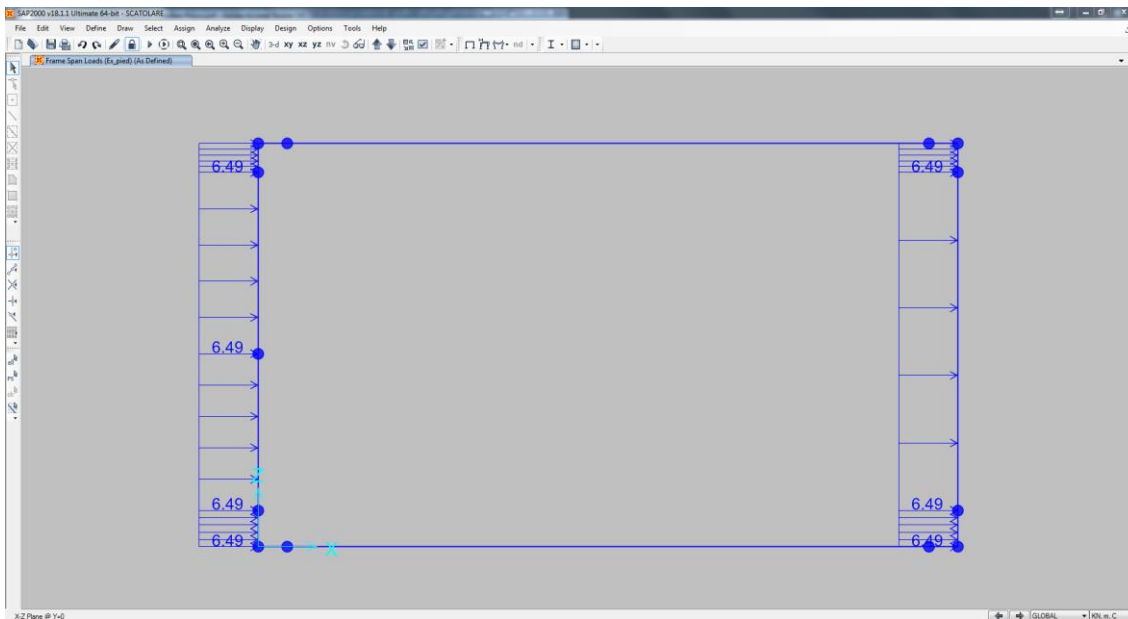


Figura 6.12: Azione inerziale sismica piedritti (Ex-pied)

$$E_{z,inerziali,coertura} = 47 \text{ kN/m} / 14.5\text{m} = 3.23 \text{ kN/m/m}$$

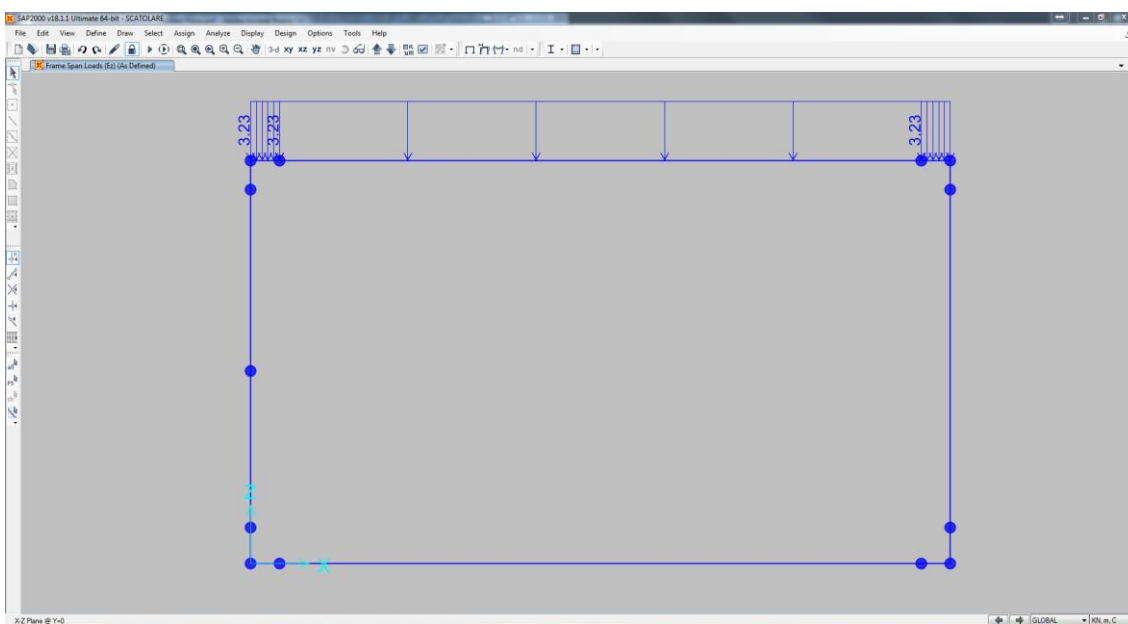


Figura 6.13: Azione inerziale verticale (Ez)

Spinta del terreno (SST)

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizioni sismiche, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno. Sul ritto sopravento si considerano

simultaneamente agenti:

- 1) Un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;
- 2) Un carico distribuito costante, determinato secondo la teoria di Wood, simulante l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma (il carico definito tiene debitamente conto anche della presenza di una aliquota del sovraccarico variabile simulante i convogli ferroviari). Tale carico assume la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$P_{wood,SSDX} = a_g \times S_S \times S_T \times \gamma \times H / g = 0.2124g \cdot 20kN/m^3 \cdot (8.35m)^2 / g = 298kN/m$$

$$P_{wood,SSSX} = a_g \times S_S \times S_T \times \gamma \times H / g = 0.2124g \cdot 20kN/m^3 \cdot (4m)^2 / g = 68kN/m$$

Incremento di spinta idrodinamica (SSI)

Si è assunto in via semplificata un diagramma delle pressioni lineare, avente il seguente valore (secondo quanto riportato nell'Eurocodice 8 UNI EN 1998:5-2005):

$$p_w = 7/8 \cdot \gamma_w \cdot k_h \cdot (h \cdot z)^{0.5}$$

$$p_{w,z=8.35m} = 7/8 \times 10kN/m^3 \times 0.2124 \times (8.35m \times 8.35m)^{0.5} = 15.52 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,z=4.00m} = 7/8 \times 10kN/m^3 \times 0.2124 \times (4.00m \times 4.00m)^{0.5} = 7.43 \text{ kN/m}$$

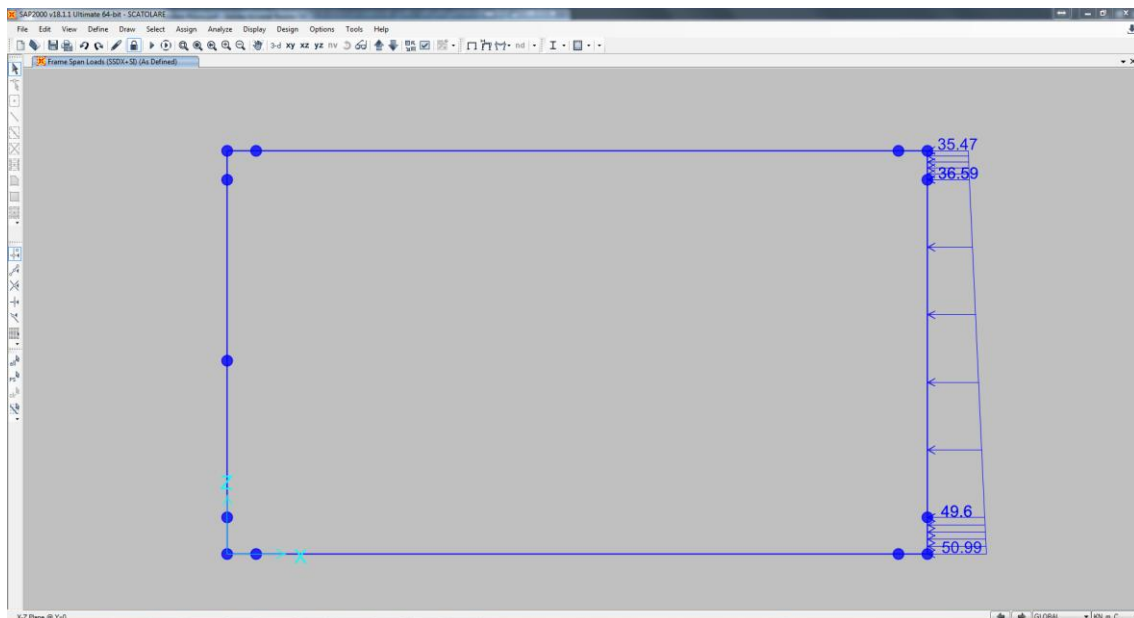


Figura 6.14: Spinta sismica del terreno e incremento di spinta idrodinamica piedritto dx (SSDX+SI)

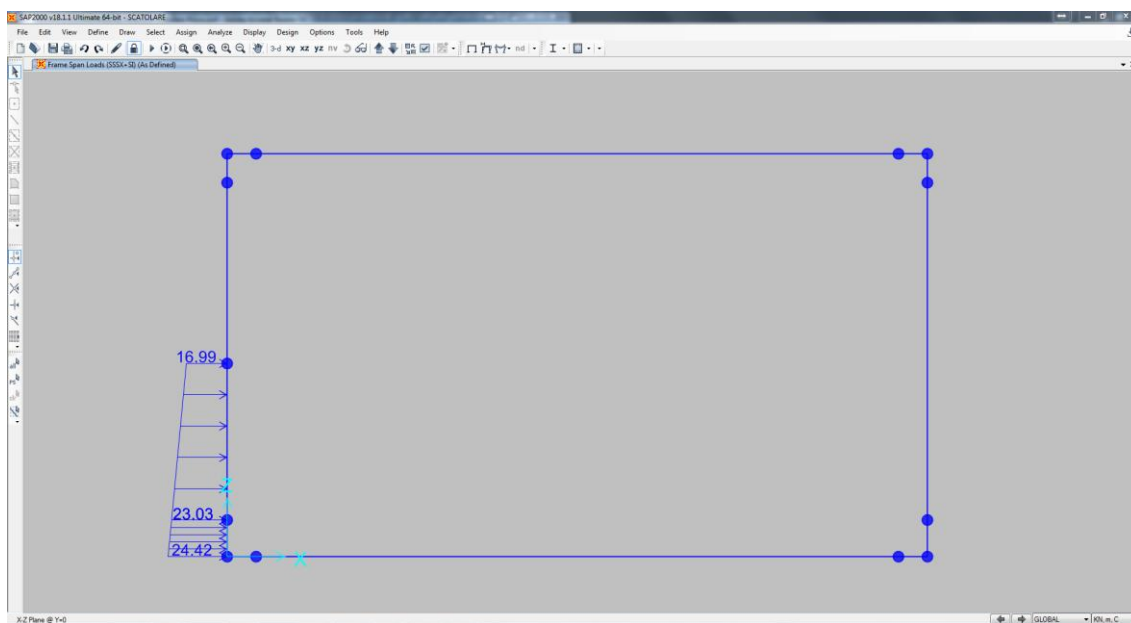


Figura 6.15: Spinta sismica del terreno e incremento di spinta idrodinamica piedritto sx (SSSX+SI)

Casi di carico e tipologie di analisi eseguite

La seguente Tabella riporta le analisi eseguite per i singoli casi di carico elementari specificandone la tipologia.

Tabella 1: Load Case Definitions

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	Notes
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	Peso proprio
PERM	LinStatic	Peso del ricoprimento
STSX+SI	LinStatic	Spinta idrostatica e spinta del terreno laterale piedritto sx
STDX+SI	LinStatic	Spinta idrostatica e spinta del terreno laterale piedritto dx
Qv	LinStatic	Carico mobile soletta di fondazione
Qsup	LinStatic	Carico mobile soletta di copertura
VAR Q1	LinStatic	Carico mobile piedritto dx
VAR Q2	LinStatic	Carico mobile piedritto sx
Ex_cop	LinStatic	Azione inerziale sismica soletta di copertura
Ex_pied	LinStatic	Azione inerziale sismica piedritti
Ez	LinStatic	Azione inerziale verticale
SSDX+SI	LinStatic	Spinta sismica del terreno e incremento di spinta idrodinamica piedritto dx
SSSX+SI	LinStatic	Spinta sismica del terreno e incremento di spinta idrodinamica piedritto sx

Si specifica che con “LinStatic” si intende un’analisi statica lineare.

6.3 Combinazione delle azioni

I coefficienti di amplificazione dei carichi e i coefficienti di combinazione per le diverse combinazioni di carico da adottare in fase di analisi sono riportati nelle tabelle seguenti. In particolare, con riferimento alle verifiche strutturali condotte nei riguardi delle combinazioni SLU, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza indicati per la combinazione “A1 STR”.

I coefficienti di amplificazione da adottare per i carichi agenti sullo scatolare sono riportati nella tabella seguente (Tab. 5.1.V D.M.14/01/2008).

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

I coefficienti di amplificazione da adottare per i carichi variabili da traffico sono riportati nelle tabelle seguenti (Tab. 5.1.VI D.M.14/01/2008).

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Nella seguente Tabella si riassumono tutte le condizioni di carico precedentemente elencate con indicati i relativi coefficienti parziali assunti in fase di analisi.

Tabella 2: Coefficienti di combinazione dei casi di carico elementari

Load Case	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
DEAD	1.00/1.35	-	-	-
PERM	1.00/1.50	-	-	-
STSX+SI	1.00/1.35	-	-	-
STDx+SI	1.00/1.35	-	-	-
Qv	0.00/1.35	0.75	0.75	-
Qsup	0.00/1.35	0.75	0.75	-
VAR Q1	0.00/1.35	0.75	0.75	-
VAR Q2	0.00/1.35	0.75	0.75	-

Le verifiche in combinazione sismica (SLV) per la struttura in esame risultano meno gravose delle verifiche in condizione statica (SLU). Tali verifiche non vengono pertanto riportate ai fini della presente relazione in quanto non dimensionanti.

Nella seguente Tabella si riportano le combinazioni dei carichi impiegate in fase di analisi.

Tabella 3: Load Combination Definitions

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU_01	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_01		Linear Static	PERM	1.5
SLU_01		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_01		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_01		Linear Static	Qv	1.35
SLU_01		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_01		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_01		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_02	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_02		Linear Static	PERM	1.5
SLU_02		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_02		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_02		Linear Static	Qv	1.35
SLU_02		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_02		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_02		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_03	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_03		Linear Static	PERM	1.5
SLU_03		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_03		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_03		Linear Static	Qv	1.35
SLU_03		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_03		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_03		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_04	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_04		Linear Static	PERM	1.5
SLU_04		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_04		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_04		Linear Static	Qv	1.35
SLU_04		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_04		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_04		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_05	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_05		Linear Static	PERM	1.5
SLU_05		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_05		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_05		Linear Static	Qv	1.01
SLU_05		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_05		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_05		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_06	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_06		Linear Static	PERM	1.5
SLU_06		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_06		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_06		Linear Static	Qv	1.01
SLU_06		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_06		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_06		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_07	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_07		Linear Static	PERM	1.5
SLU_07		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_07		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_07		Linear Static	Qv	1.01
SLU_07		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_07		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_07		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_08	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_08		Linear Static	PERM	1.5
SLU_08		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_08		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_08		Linear Static	Qv	1.01
SLU_08		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_08		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_08		Linear Static	VAR Q2	1.01

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU_09	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_09		Linear Static	PERM	1.5
SLU_09		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_09		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_09		Linear Static	Qv	1.01
SLU_09		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_09		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_09		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_10	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_10		Linear Static	PERM	1.5
SLU_10		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_10		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_10		Linear Static	Qv	1.01
SLU_10		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_10		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_10		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_11	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_11		Linear Static	PERM	1.5
SLU_11		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_11		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_11		Linear Static	Qv	1.01
SLU_11		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_11		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_11		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_12	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_12		Linear Static	PERM	1.5
SLU_12		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_12		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_12		Linear Static	Qv	1.01
SLU_12		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_12		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_12		Linear Static	VAR Q2	1.01
SLU_13	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_13		Linear Static	PERM	1.5
SLU_13		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_13		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_13		Linear Static	Qv	1.01
SLU_13		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_13		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_13		Linear Static	VAR Q2	1.35
SLU_14	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_14		Linear Static	PERM	1.5
SLU_14		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_14		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_14		Linear Static	Qv	1.01
SLU_14		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_14		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_14		Linear Static	VAR Q2	1.35
SLU_15	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_15		Linear Static	PERM	1.5
SLU_15		Linear Static	STSX+SI	1
SLU_15		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_15		Linear Static	Qv	1.01
SLU_15		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_15		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_15		Linear Static	VAR Q2	1.35
SLU_16	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_16		Linear Static	PERM	1.5
SLU_16		Linear Static	STSX+SI	1.35
SLU_16		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_16		Linear Static	Qv	1.01
SLU_16		Linear Static	Qsup	1.01
SLU_16		Linear Static	VAR Q1	1.01
SLU_16		Linear Static	VAR Q2	1.35

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU_17	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_17		Linear Static	PERM	1.5
SLU_17		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_17		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_17		Linear Static	Qv	1.35
SLU_17		Linear Static	Qsup	0
SLU_17		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_17		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_18	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_18		Linear Static	PERM	1.5
SLU_18		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_18		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_18		Linear Static	Qv	1.35
SLU_18		Linear Static	Qsup	0
SLU_18		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_18		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_19	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_19		Linear Static	PERM	1.5
SLU_19		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_19		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_19		Linear Static	Qv	1.35
SLU_19		Linear Static	Qsup	0
SLU_19		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_19		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_20	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_20		Linear Static	PERM	1.5
SLU_20		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_20		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_20		Linear Static	Qv	1.35
SLU_20		Linear Static	Qsup	0
SLU_20		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_20		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_21	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_21		Linear Static	PERM	1.5
SLU_21		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_21		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_21		Linear Static	Qv	0
SLU_21		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_21		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_21		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_22	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_22		Linear Static	PERM	1.5
SLU_22		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_22		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_22		Linear Static	Qv	0
SLU_22		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_22		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_22		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_23	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_23		Linear Static	PERM	1.5
SLU_23		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_23		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_23		Linear Static	Qv	0
SLU_23		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_23		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_23		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_24	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_24		Linear Static	PERM	1.5
SLU_24		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_24		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_24		Linear Static	Qv	0
SLU_24		Linear Static	Qsup	1.35
SLU_24		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_24		Linear Static	VAR Q2	0

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU_25	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_25		Linear Static	PERM	1.5
SLU_25		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_25		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_25		Linear Static	Qv	0
SLU_25		Linear Static	Qsup	0
SLU_25		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_25		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_26	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_26		Linear Static	PERM	1.5
SLU_26		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_26		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_26		Linear Static	Qv	0
SLU_26		Linear Static	Qsup	0
SLU_26		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_26		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_27	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_27		Linear Static	PERM	1.5
SLU_27		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_27		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_27		Linear Static	Qv	0
SLU_27		Linear Static	Qsup	0
SLU_27		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_27		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_28	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_28		Linear Static	PERM	1.5
SLU_28		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_28		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_28		Linear Static	Qv	0
SLU_28		Linear Static	Qsup	0
SLU_28		Linear Static	VAR Q1	1.35
SLU_28		Linear Static	VAR Q2	0
SLU_29	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_29		Linear Static	PERM	1.5
SLU_29		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_29		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_29		Linear Static	Qv	0
SLU_29		Linear Static	Qsup	0
SLU_29		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_29		Linear Static	VAR Q2	1.35
SLU_30	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_30		Linear Static	PERM	1.5
SLU_30		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_30		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_30		Linear Static	Qv	0
SLU_30		Linear Static	Qsup	0
SLU_30		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_30		Linear Static	VAR Q2	1.35
SLU_31	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_31		Linear Static	PERM	1.5
SLU_31		Linear Static	STXS+SI	1
SLU_31		Linear Static	STDX+SI	1
SLU_31		Linear Static	Qv	0
SLU_31		Linear Static	Qsup	0
SLU_31		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_31		Linear Static	VAR Q2	1.35
SLU_32	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.35
SLU_32		Linear Static	PERM	1.5
SLU_32		Linear Static	STXS+SI	1.35
SLU_32		Linear Static	STDX+SI	1.35
SLU_32		Linear Static	Qv	0
SLU_32		Linear Static	Qsup	0
SLU_32		Linear Static	VAR Q1	0
SLU_32		Linear Static	VAR Q2	1.35

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLEr_01	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEr_01		Linear Static	PERM	1
SLEr_01		Linear Static	STSX+SI	1
SLEr_01		Linear Static	STDY+SI	1
SLEr_01		Linear Static	Qv	1
SLEr_01		Linear Static	Qsup	0.75
SLEr_01		Linear Static	VAR Q1	0.75
SLEr_01		Linear Static	VAR Q2	0.75
SLEr_02	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEr_02		Linear Static	PERM	1
SLEr_02		Linear Static	STSX+SI	1
SLEr_02		Linear Static	STDY+SI	1
SLEr_02		Linear Static	Qv	0.75
SLEr_02		Linear Static	Qsup	1
SLEr_02		Linear Static	VAR Q1	0.75
SLEr_02		Linear Static	VAR Q2	0.75
SLEr_03	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEr_03		Linear Static	PERM	1
SLEr_03		Linear Static	STSX+SI	1
SLEr_03		Linear Static	STDY+SI	1
SLEr_03		Linear Static	Qv	0.75
SLEr_03		Linear Static	Qsup	0.75
SLEr_03		Linear Static	VAR Q1	1
SLEr_03		Linear Static	VAR Q2	0.75
SLEr_04	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEr_04		Linear Static	PERM	1
SLEr_04		Linear Static	STSX+SI	1
SLEr_04		Linear Static	STDY+SI	1
SLEr_04		Linear Static	Qv	0.75
SLEr_04		Linear Static	Qsup	0.75
SLEr_04		Linear Static	VAR Q1	0.75
SLEr_04		Linear Static	VAR Q2	1

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLEf_01	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEf_01		Linear Static	PERM	1
SLEf_01		Linear Static	STSX+SI	1
SLEf_01		Linear Static	STDY+SI	1
SLEf_01		Linear Static	Qv	0.75
SLEf_01		Linear Static	Qsup	0
SLEf_01		Linear Static	VAR Q1	0
SLEf_01		Linear Static	VAR Q2	0
SLEf_02	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEf_02		Linear Static	PERM	1
SLEf_02		Linear Static	STSX+SI	1
SLEf_02		Linear Static	STDY+SI	1
SLEf_02		Linear Static	Qv	0
SLEf_02		Linear Static	Qsup	0.75
SLEf_02		Linear Static	VAR Q1	0
SLEf_02		Linear Static	VAR Q2	0
SLEf_03	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEf_03		Linear Static	PERM	1
SLEf_03		Linear Static	STSX+SI	1
SLEf_03		Linear Static	STDY+SI	1
SLEf_03		Linear Static	Qv	0
SLEf_03		Linear Static	Qsup	0
SLEf_03		Linear Static	VAR Q1	0.75
SLEf_03		Linear Static	VAR Q2	0
SLEf_04	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEf_04		Linear Static	PERM	1
SLEf_04		Linear Static	STSX+SI	1
SLEf_04		Linear Static	STDY+SI	1
SLEf_04		Linear Static	Qv	0
SLEf_04		Linear Static	Qsup	0
SLEf_04		Linear Static	VAR Q1	0
SLEf_04		Linear Static	VAR Q2	0.75

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLEqp_01	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLEqp_01		Linear Static	PERM	1
SLEqp_01		Linear Static	STSX+SI	1
SLEqp_01		Linear Static	STDY+SI	1
SLEqp_01		Linear Static	Qv	0
SLEqp_01		Linear Static	Qsup	0
SLEqp_01		Linear Static	VAR Q1	0
SLEqp_01		Linear Static	VAR Q2	0

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
ENV_SLU	Envelope	Response Combo	SLU_01	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_02	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_03	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_04	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_05	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_06	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_07	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_08	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_09	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_10	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_11	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_12	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_13	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_14	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_15	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_16	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_17	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_18	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_19	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_20	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_21	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_22	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_23	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_24	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_25	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_26	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_27	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_28	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_29	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_30	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_31	1
ENV_SLU		Response Combo	SLU_32	1
ENV_SLEr	Envelope	Response Combo	SLEr_01	1
ENV_SLEr		Response Combo	SLEr_02	1
ENV_SLEr		Response Combo	SLEr_03	1
ENV_SLEr		Response Combo	SLEr_04	1
ENV_SLEf	Envelope	Response Combo	SLEf_01	1
ENV_SLEf		Response Combo	SLEf_02	1
ENV_SLEf		Response Combo	SLEf_03	1
ENV_SLEf		Response Combo	SLEf_04	1
ENV_SLEqp	Envelope	Response Combo	SLEqp_01	1

6.4 Sollecitazioni

Nelle Figure seguenti si riportano i grafici indicativi dell'involuppo agli SLU delle sollecitazioni sugli elementi in esame per effetto delle combinazioni di carico di progetto. Per i valori delle sollecitazioni assunti in fase di verifica si rimanda ai successivi paragrafi.

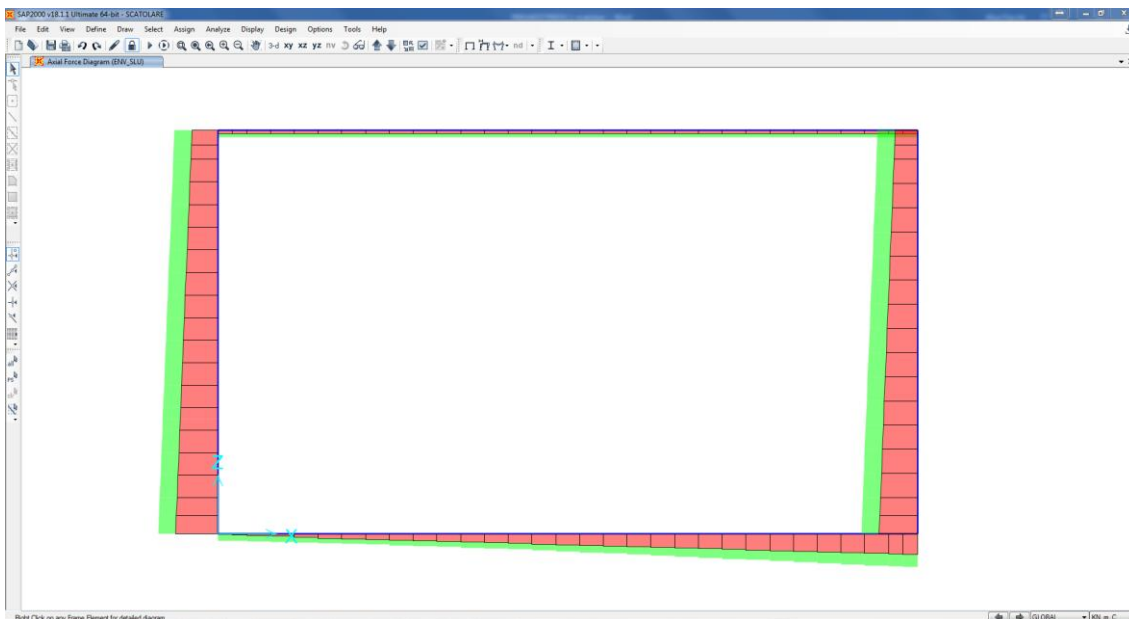


Figura 6.16: Diagramma sforzo assiale ENV_SLU

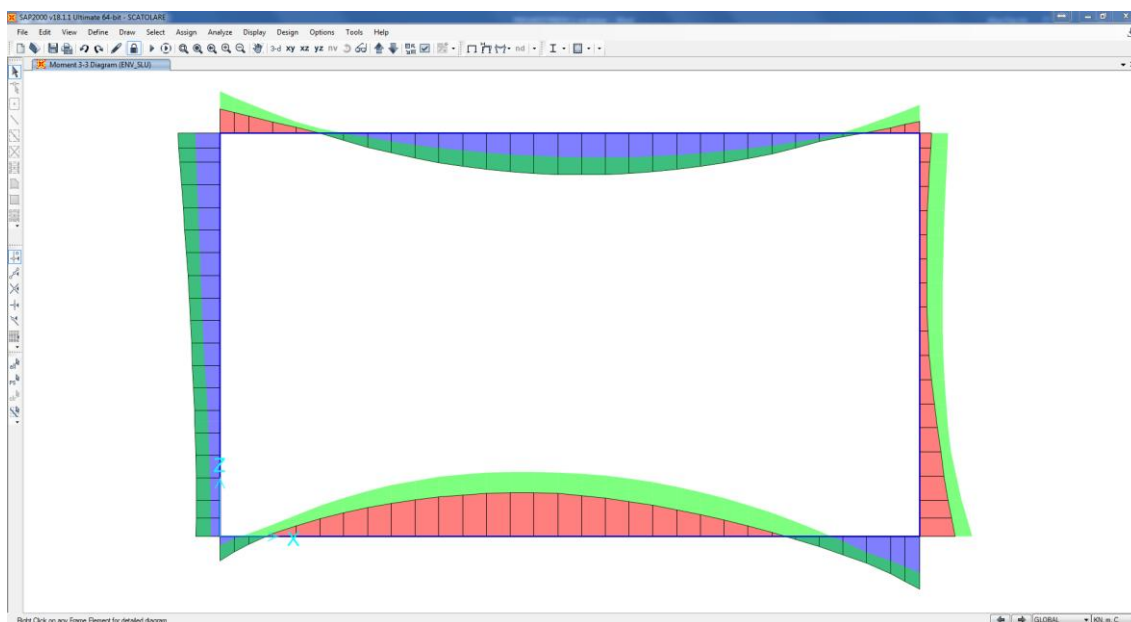


Figura 6.17: Diagramma momento flettente ENV_SLU

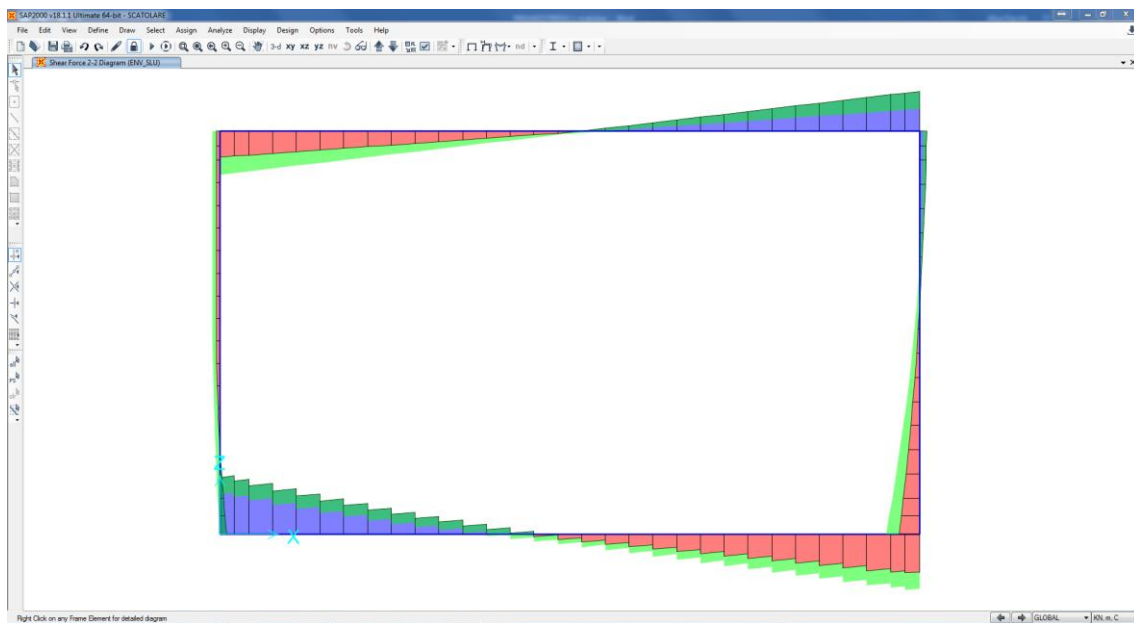


Figura 6.18: Diagramma sforzo tagliante ENV_SLU

Nel seguito si assumono le seguenti convenzioni:

Solettone di copertura e solettone di fondazione

- Momento flettente negativo se tende le fibre superiori;
- Momento flettente positivo se tende le fibre inferiori;
- Sforzo assiale negativo se di compressione;
- Sforzo assiale positivo se di trazione.

Piedritti

- Momento flettente negativo se tende le fibre esterne;
- Momento flettente positivo se tende le fibre interne;
- Sforzo assiale negativo se di compressione;
- Sforzo assiale positivo se di trazione.

6.5 Verifiche

Nei seguenti paragrafi si riportano le principali verifiche strutturali effettuate in riferimento alle sezioni maggiormente significative.

Le verifiche sono state eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza in combinazione fondamentale delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale in combinazione caratteristica delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazione frequente e quasi permanente delle azioni.

6.5.1 Sezioni di verifica indagate

Si sono individuate nel modello strutturale n.6 sezioni trasversali significative, il cui stato di sollecitazione risulta determinante per il dimensionamento e le verifiche di resistenza dello scatolare in esame, in considerazione delle diverse tipologie di armatura adottate. Tali sezioni sono individuate nella Figura seguente.

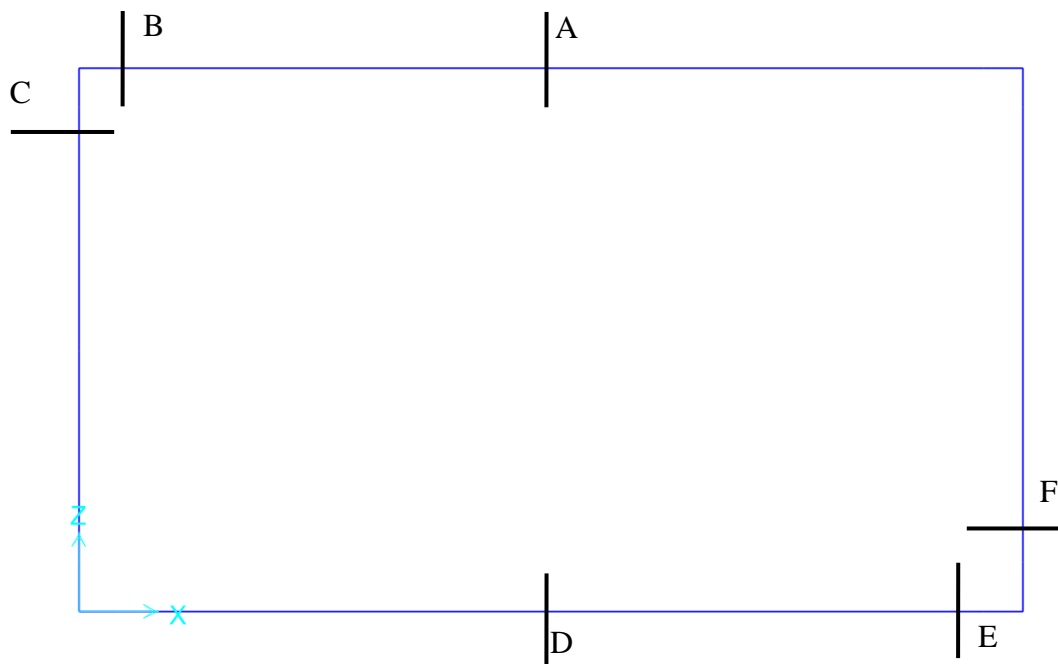


Figura 6.19: Individuazione sezioni di verifica

Le sollecitazioni riportate nelle tabelle che seguono così come le rispettive verifiche sono sempre riferite ad una striscia di larghezza unitaria. Per il dettaglio della disposizione delle armature nelle sezioni di verifica indagate si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

6.5.2 Sezione di verifica A

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLU riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche di resistenza.

Armatura	Copriferro netto	Armatura corrente
PRINCIPALE	SUPERIORE: 46 mm INFERIORE: 46 mm	SUPERIORE: 1Ø20/20 INFERIORE: 1Ø26/10
SECONDARIA	SUPERIORE: 30 mm INFERIORE: 30 mm	SUPERIORE: 1Ø16/20 INFERIORE: 1Ø16/20

La sezione ha spessore pari a 120 cm e risulta armata nella sezione A superiormente da 1Ø20/20 e inferiormente da 1Ø26/10. Si ha quanto segue:

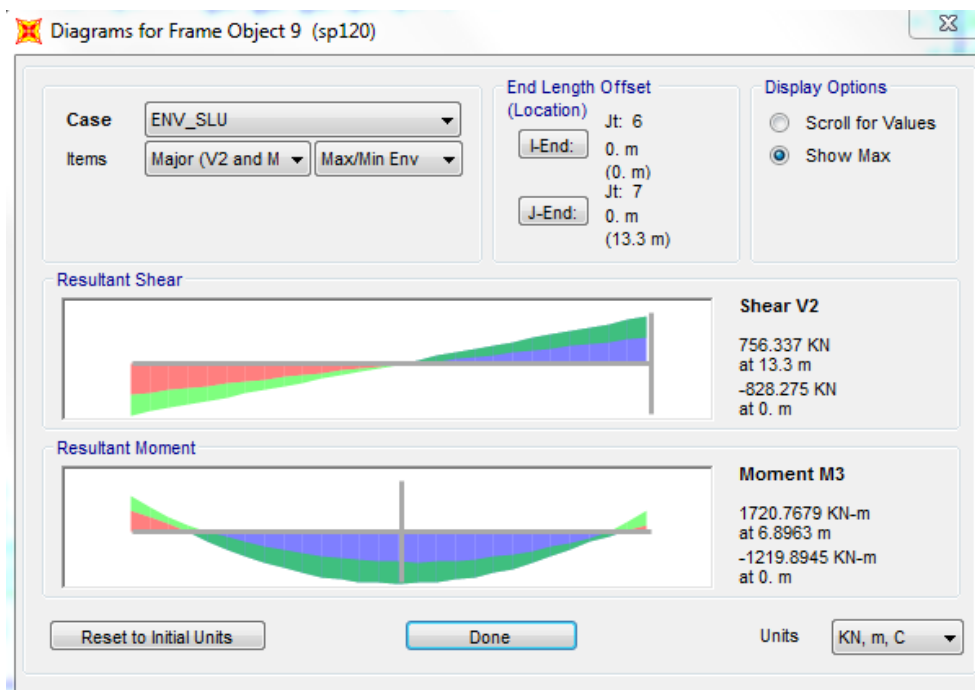


Figura 20: Sezione A - Sollecitazioni ENV_SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione A

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	15.71	5.6
			2	53.09	114.1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 147.8 0 kN
 M_{xEd} 1720.8 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C28/35

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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 2,340 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 28.3 ‰
 d 114.1 cm
 x 12.56 x/d 0.1101
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Ed} = 1720.8 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2340 \text{ kNm}$$

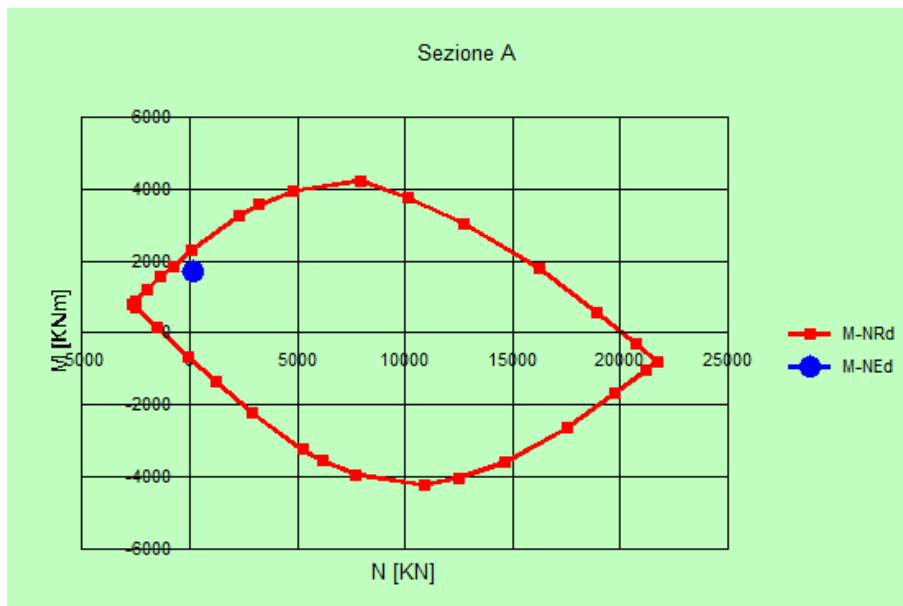


Figura 21: Sezione A – Verifica a momento flettente SLU

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLE riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche in condizioni di esercizio.

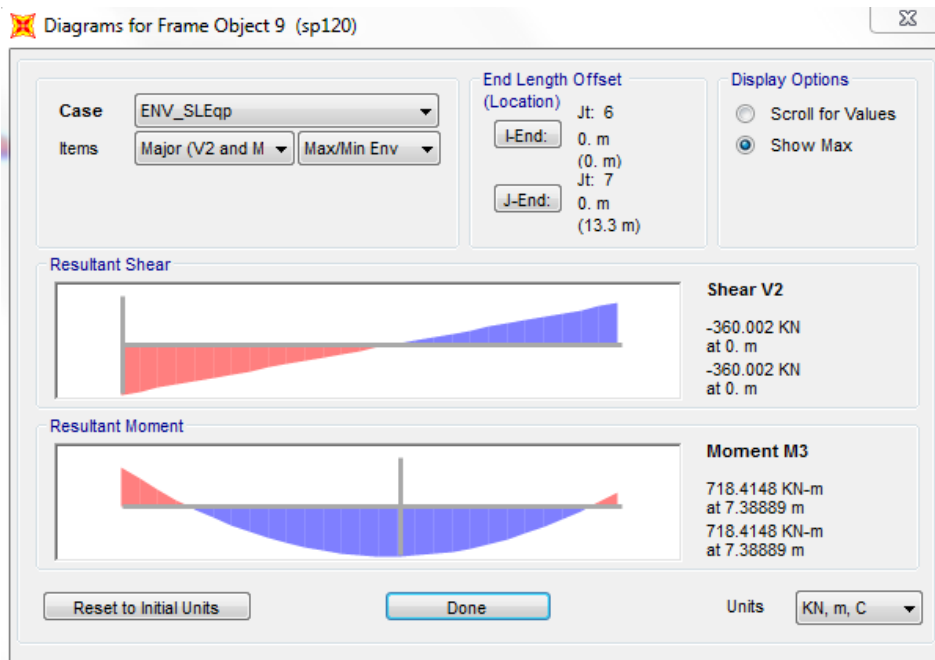


Figura 22: Sezione A - Sollecitazioni ENV_SLEqp

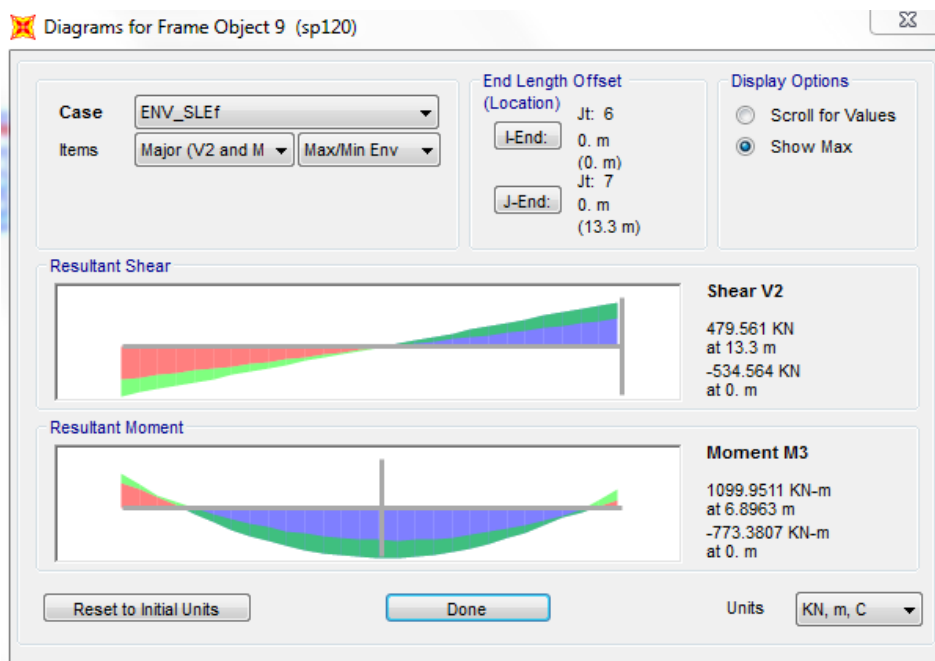


Figura 23: Sezione A - Sollecitazioni ENV_SLEf

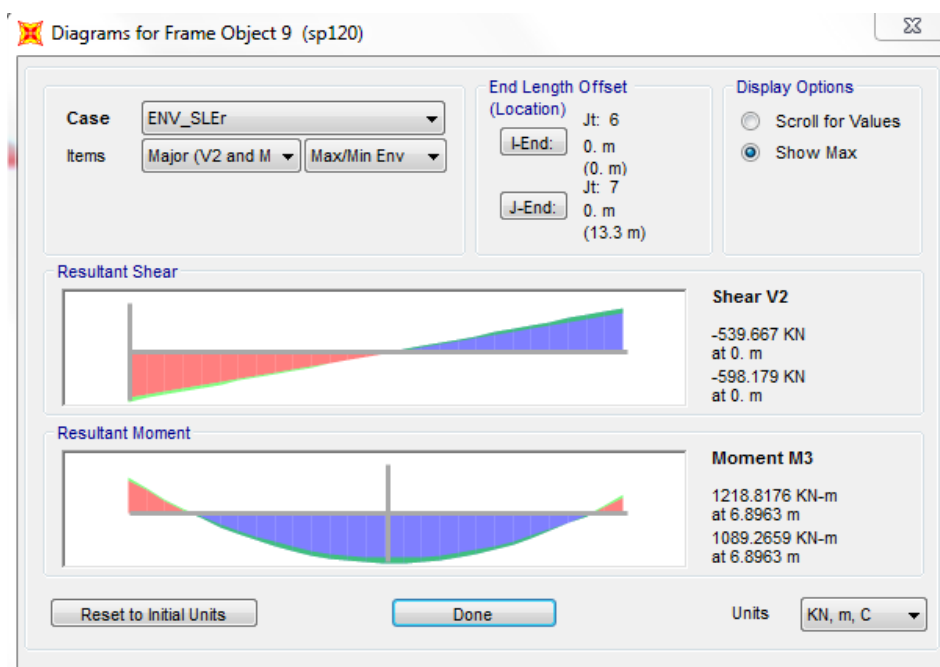


Figura 24: Sezione A - Sollecitazioni ENV_SLEr

Tabella 4: Sezione A – Verifiche in esercizio

1. Combinazione caratteristica (ENV_SLEr)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
1218.8	-103.3	221.2	-6.3	360	-16.8	-	-
2. Combinazione frequente (ENV_SLEf)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
1100.0	-70.5	194.6	-5.7	360	-12.6	0.267	0.300
3. Combinazione quasi permanente (ENV_SLEqp)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
718.4	-70.4	125.1	-3.7	-	-	0.171	0.200

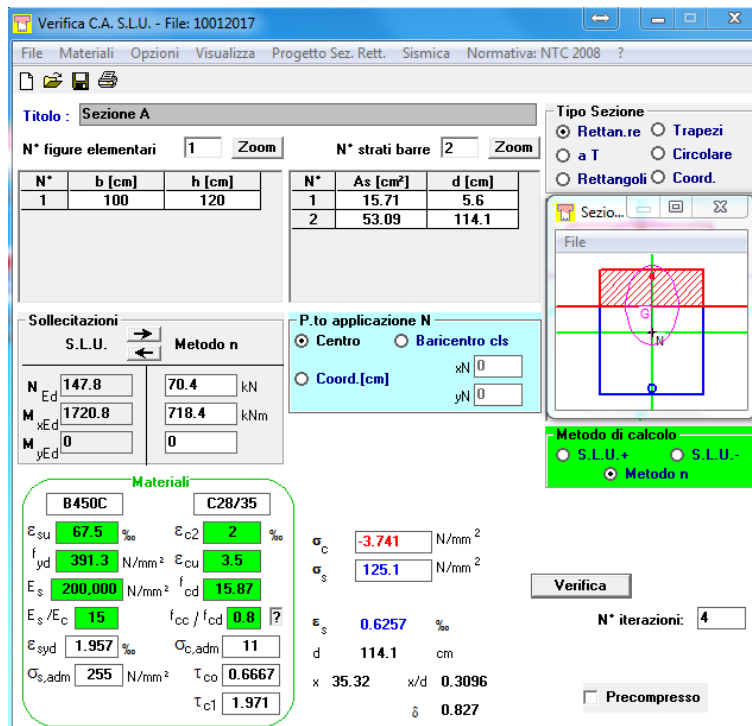


Figura 25: Sezione A – tensioni in esercizio combinazione quasi permanente

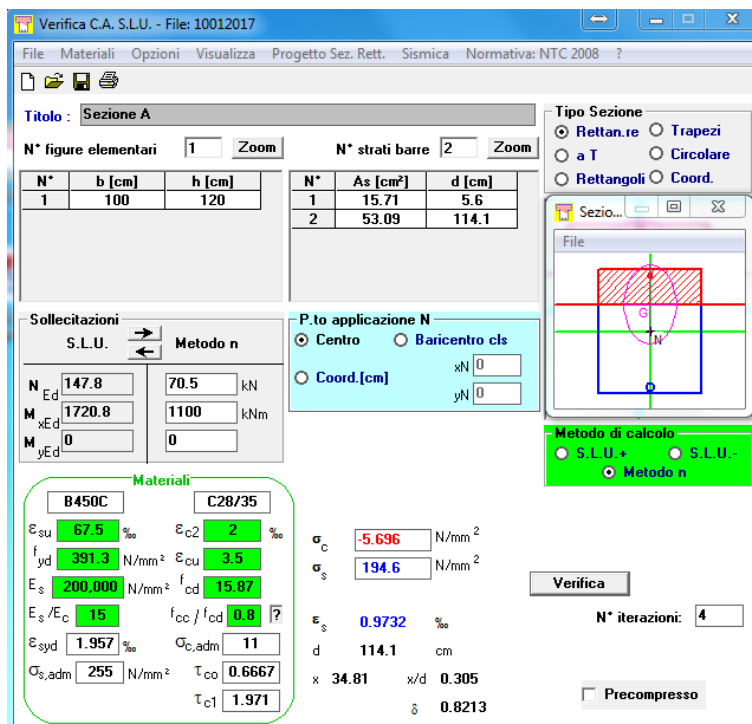


Figura 26: Sezione A – tensioni in esercizio combinazione frequente

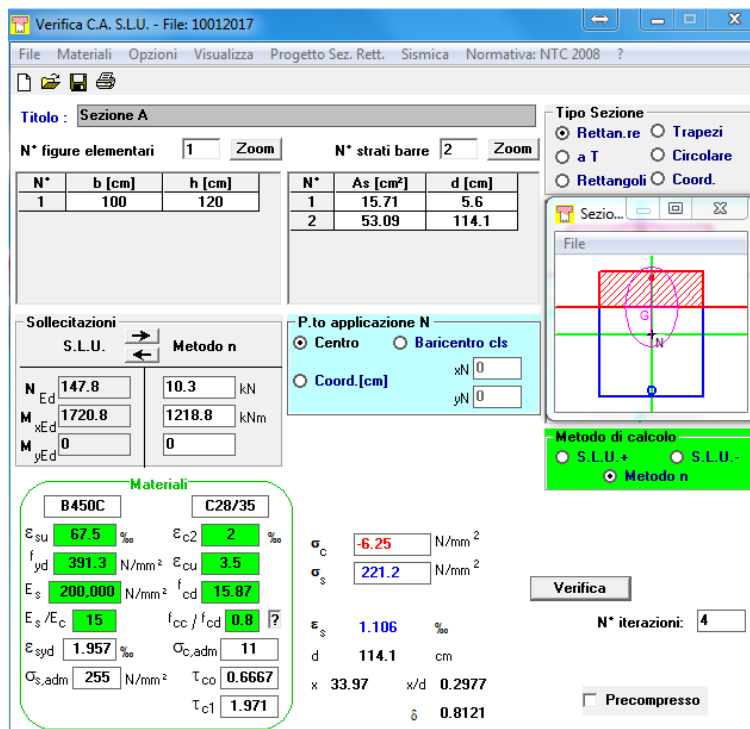


Figura 27: Sezione A – tensioni in esercizio combinazione rara

6.5.3 Sezione di verifica B

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLU riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche di resistenza.

Armatura	Copriferro netto	Armatura corrente
PRINCIPALE	SUPERIORE: 46 mm INFERIORE: 46 mm	SUPERIORE: 1Ø26/20 +1Ø20/20 INFERIORE: 1Ø26/20
SECONDARIA	SUPERIORE: 30 mm INFERIORE: 30 mm	SUPERIORE: 1Ø16/20 INFERIORE: 1Ø16/20

La sezione ha spessore pari a 120 cm e risulta armata nella sezione B superiormente da 1Ø26/20 +1Ø20/20 e inferiormente da 1Ø26/20. Si ha quanto segue:

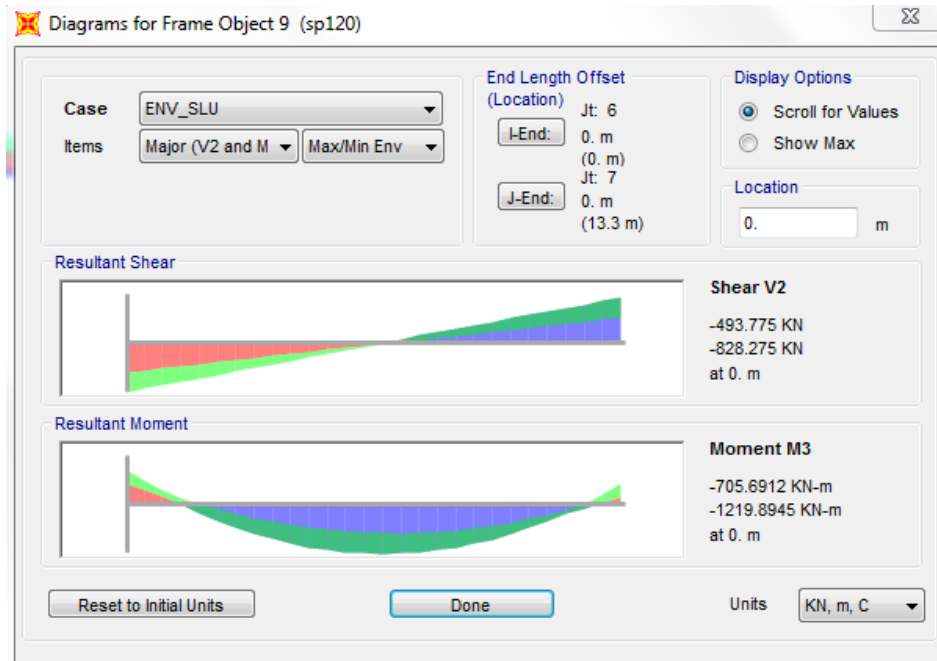


Figura 28: Sezione B - Sollecitazioni ENV_SLU



$$M_{Ed} = 1219.9 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1814.0 \text{ kNm}$$

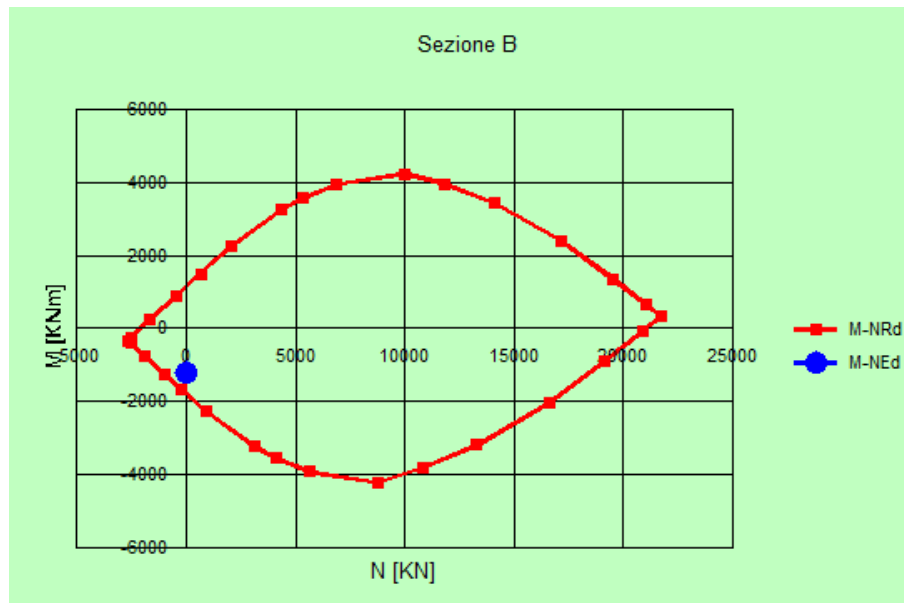


Figura 29: Sezione B – Verifica a momento flettente SLU

La sezione risulta armata a taglio da ganci 1φ14/40x40 per i primi 4.50 m. Si ha quanto segue:

Tabella 5: Sezione B - calcolo della resistenza a taglio

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

(p.to 4.1.2.1.3 DM2008)

1) DATI GENERALI

1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- calcestruzzo	f_{ck}	28.0	MPa
	α_{cc}	0.85	-
	γ_c	1.50	-
	f_{cd}	15.9	MPa
	f_{ctm}	2.8	MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0	MPa
	f_{yd}	391.3	MPa

1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

- altezza	h	1200	mm
- larghezza minima	b_w	1000	mm
- copriferro di calcolo	c	59	mm
- area cls	A_c	1.20E+06	mm ²
- altezza utile	d	1141	mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	1026.9	mm

1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA

- armatura longitudinale 1	ϕ_1	26	mm
	n_1	5	-
- armatura longitudinale 2	ϕ_2	20	mm
	n_2	5	-
- area armatura longitudinale tesa	A_{sl}	4225	mm ²

1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

- taglio di calcolo	V_{Ed}	828.3	kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0	kN

2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)

- parametri di calcolo	k	1.42	-
	v_{min}	0.31	-
- rapporto geometrico di armatura	ρ_l	3.70E-03	-
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	357.1	kN
- taglio resistente	V_{Rd}	423.6	kN

VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$ VERIFICA NON SODDISFATTA

- prolungamento armatura tesa (o in alternativa)	$a_l = z$	-	mm
- incremento trazione armatura tesa	$\Delta N_{sl,d}$	-	kN
	$\Delta A_{sl,d}$	-	mm ²

3) ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.2 DM2008)

3.1) STAFFE

- diametro
- n° braccia
- passo
- area di acciaio per ogni staffa
- area staffe per metro

ϕ	14	mm
n_b	2.5	-
s	400	mm
A_{sw}	385	mm ²
A_{sw}/s	962	mm ² /m

3.3) RESISTENZA DEI PUNTONI IN CLS

- coefficiente maggiorativo
- resistenza a compressione ridotta
- resistenza a compressione dei puntoni
- resistenza minima lato cls
- resistenza max lato cls

α_c	1.00	-
f'_{cd}	7.9	MPa
f_{cdw}	7.9	MPa
$V_{Rcd,min}$	2809.2	kN
$V_{Rcd,max}$	4073.4	kN
	OK	

VERIFICA $V_{Rcd,max} > V_{Ed}$

3.4) VERIFICA A TAGLIO

- taglio resistente di progetto
- inclinazione ultima dei puntoni

V_{Rd}	966.5	kN
	OK	
$\cotg\theta_u$	2.50	-
θ_u	21.8	deg

$$V_{Ed,MAX} = 828.3 \text{ kN} < V_{Rd} = 966.5 \text{ kN}$$

Si dispone superiormente in corrispondenza degli appoggi un'armatura longitudinale adeguatamente ancorata in grado di assorbire uno sforzo di trazione almeno pari al taglio:

$$A_s = 26.55 \text{ cm}^2 (5\text{Ø}26) > V_{Ed,MAX} / f_{yd} = 24.70 \text{ cm}^2$$

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLE riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche in condizioni di esercizio.

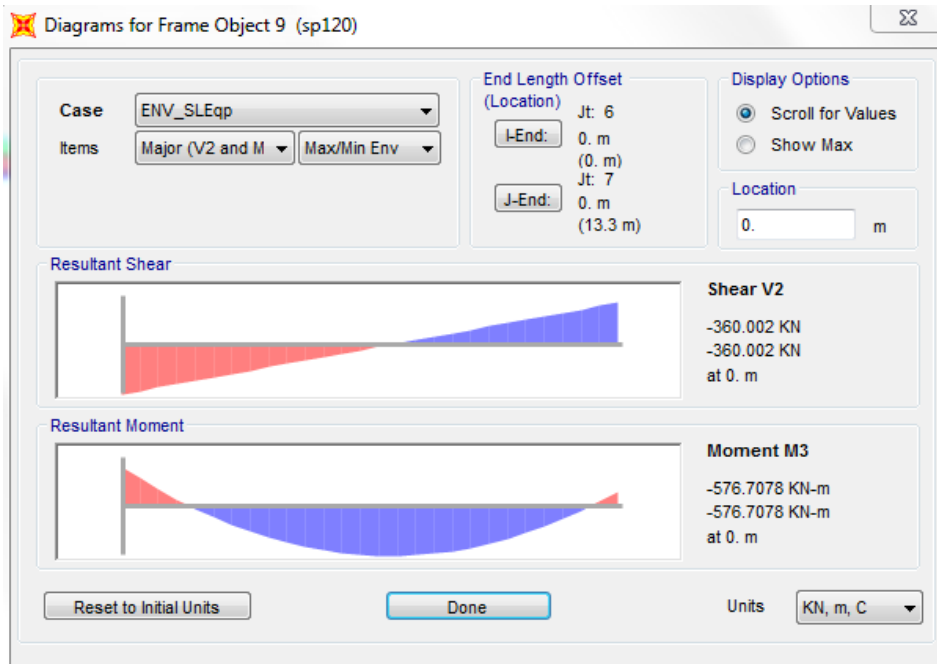


Figura 30: Sezione B - Sollecitazioni ENV_SLEqp

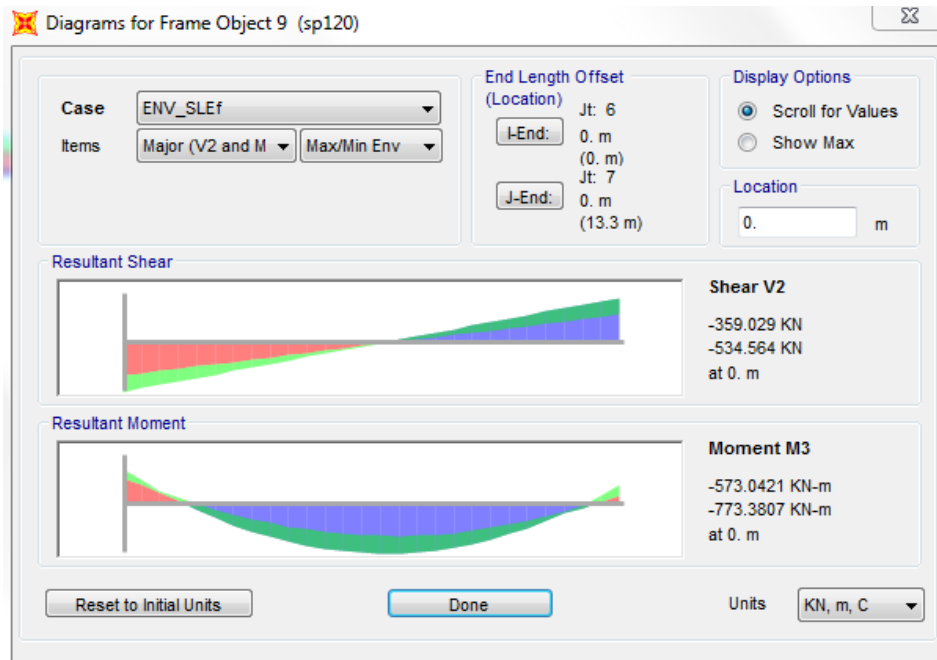


Figura 31: Sezione B - Sollecitazioni ENV_SLEf

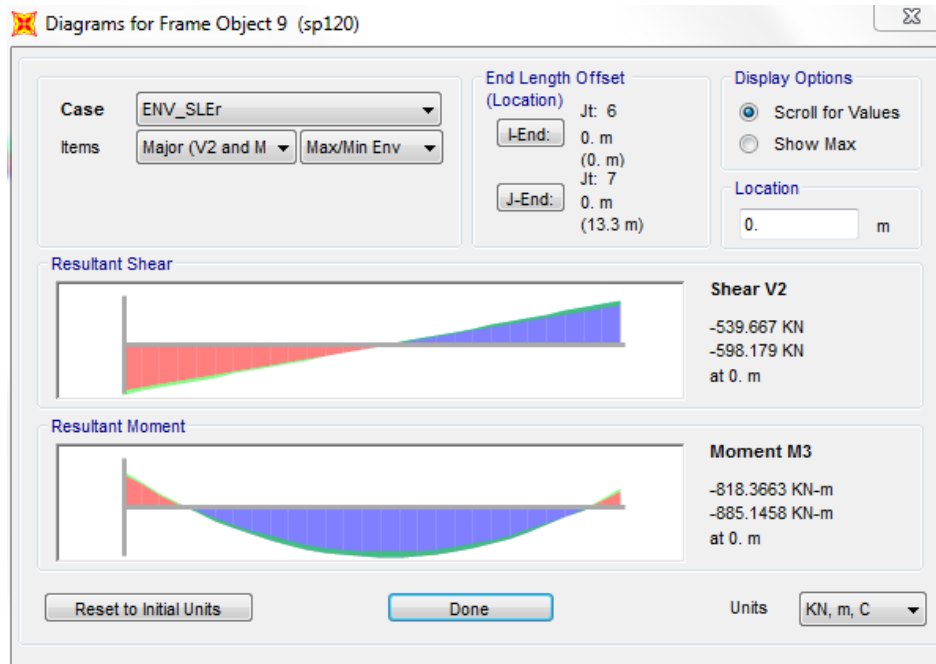


Figura 32: Sezione B - Sollecitazioni ENV_SLEr

Tabella 6: Sezione B – Verifiche in esercizio

1. Combinazione caratteristica (ENV_SLEr)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
-885.1	-103.3	210.7	-4.6	360	-16.8	-	-
2. Combinazione frequente (ENV_SLEf)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
-773.3	-70.4	182	-4.0	360	-12.6	0.191	0.300
3. Combinazione quasi permanente (ENV_SLEqp)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
-576.7	-70.4	137.6	-3.0	-	-	0.129	0.200

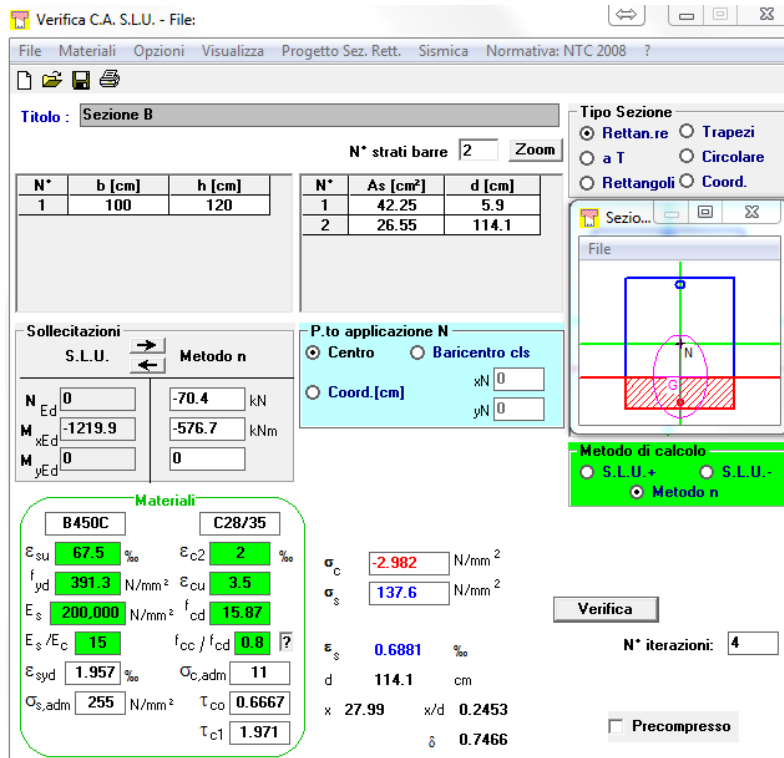


Figura 33: Sezione B – tensioni in esercizio combinazione quasi permanente

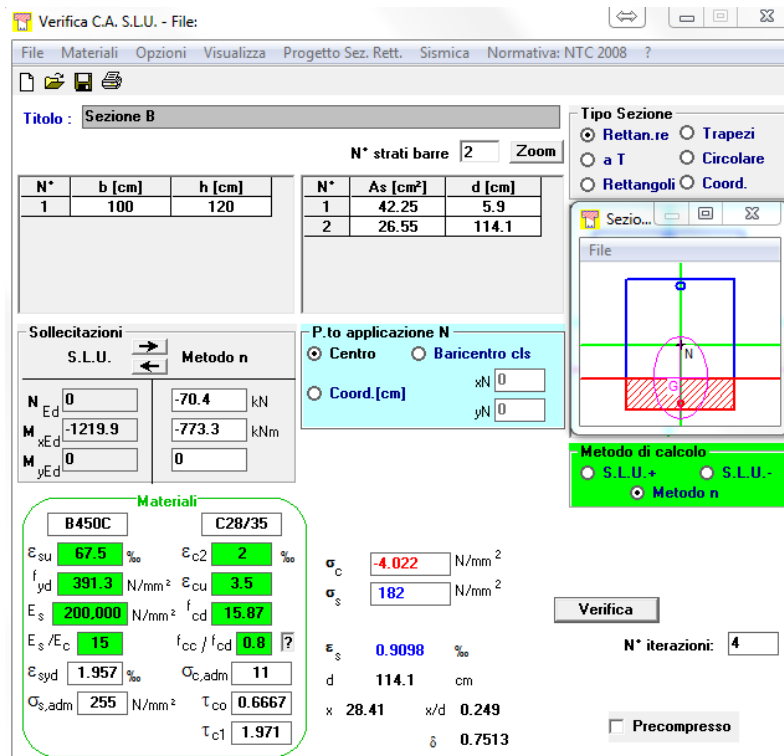


Figura 34: Sezione B – tensioni in esercizio combinazione frequente

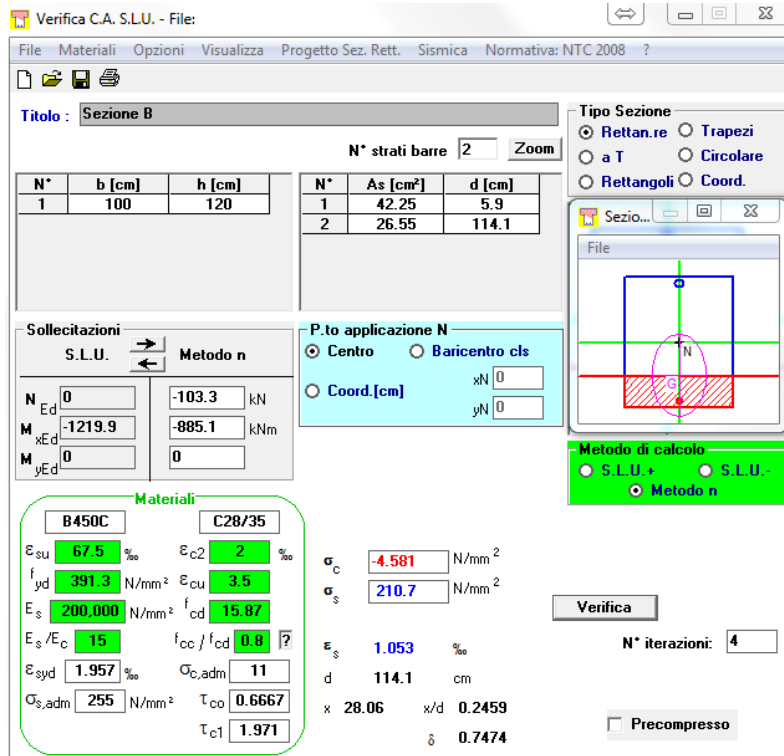


Figura 35: Sezione B – tensioni in esercizio combinazione rara

6.5.4 Sezione di verifica C

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLU riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche di resistenza.

Armatura	Copriferro netto	Armatura corrente
PRINCIPALE	ESTERNA: 46 mm INTERNA: 46 mm	ESTERNA: 1Ø26/10 INTERNA: 1Ø20/20
SECONDARIA	ESTERNA: 30 mm INTERNA: 30 mm	ESTERNA: 1Ø16/20 INTERNA: 1Ø16/20

La sezione ha spessore pari a 120 cm e risulta armata nella sezione C esternamente da 1Ø26/10 e internamente da 1Ø20/20. Si ha quanto segue:

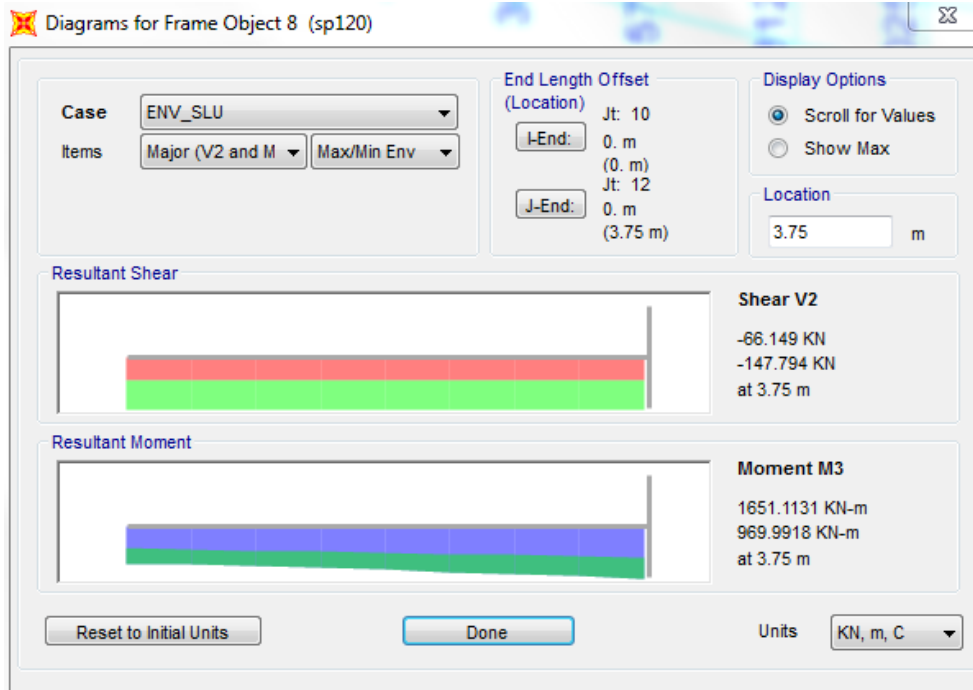


Figura 36: Sezione C - Sollecitazioni ENV_SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Sezione C

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53.09	5.9
			2	15.71	114.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 560.4 0 kN
 M_{xEd} -1651 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -2,539 kN m

Materiali

B450C		C28/35	
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}	15.87
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6667
		τ _{c1}	1.971

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 21.89 ‰
 d 114.1 cm
 x 15.73 x/d 0.1379
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Ed} = 1651.1 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2610.0 \text{ kNm}$$

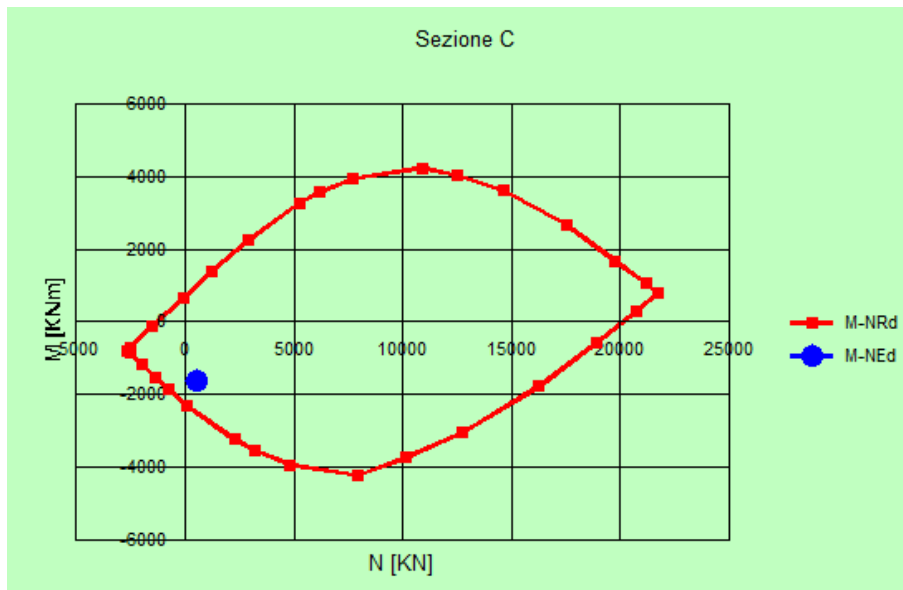


Figura 37: Sezione C – Verifica a momento flettente SLU

La sezione risulta armata a taglio da ganci 1φ14/40x40. Si ha quanto segue:

Tabella 7: Sezione C - calcolo della resistenza a taglio

1) DATI GENERALI

1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- calcestruzzo	f_{ck}	28.0	MPa
	α_{cc}	0.85	-
	γ_c	1.50	-
	f_{cd}	15.9	MPa
	f_{ctm}	2.8	MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0	MPa
	f_{yd}	391.3	MPa

1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

- altezza	h	1200	mm
- larghezza minima	b_w	1000	mm
- copriferro di calcolo	c	59	mm
- area cls	A_c	1.20E+06	mm ²
- altezza utile	d	1141	mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	1026.9	mm

1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA

- armatura longitudinale 1	ϕ_1	26	mm
	n_1	10	-
- armatura longitudinale 2	ϕ_2		mm
	n_2		-
- area armatura longitudinale tesa	A_{sl}	5309	mm ²

1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

- taglio di calcolo	V_{Ed}	147.8	kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0	kN

2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)

- parametri di calcolo	k	1.42	-
	v_{min}	0.31	-
- rapporto geometrico di armatura	ρ_l	4.65E-03	-
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	357.1	kN
- taglio resistente	V_{Rd}	457.1	kN

VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$

OK

$$V_{Ed,MAX} = 147.8 \text{ kN} < V_{Rd} = 457.1 \text{ kN}$$

Si dispone esternamente in corrispondenza degli appoggi un'armatura longitudinale adeguatamente ancorata in grado di assorbire uno sforzo di trazione almeno pari al taglio:

$$A_s = 53.09 \text{ cm}^2 (10\text{Ø}26) > V_{Ed,MAX} / f_{yd} = 3.78 \text{ cm}^2$$

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLE riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche in condizioni di esercizio.

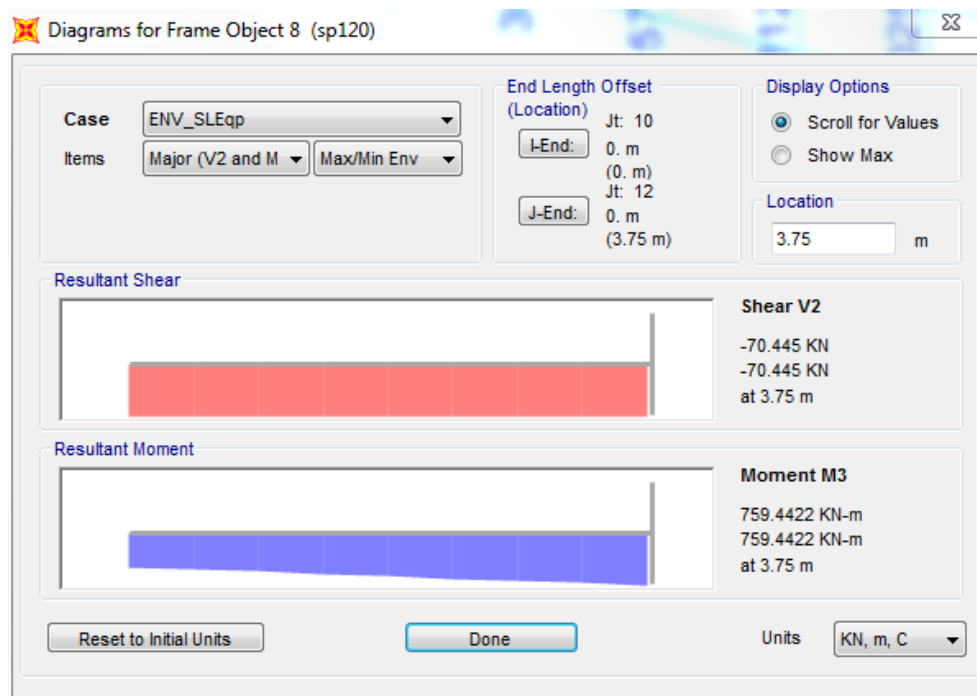


Figura 38: Sezione C - Sollecitazioni ENV_SLEqp

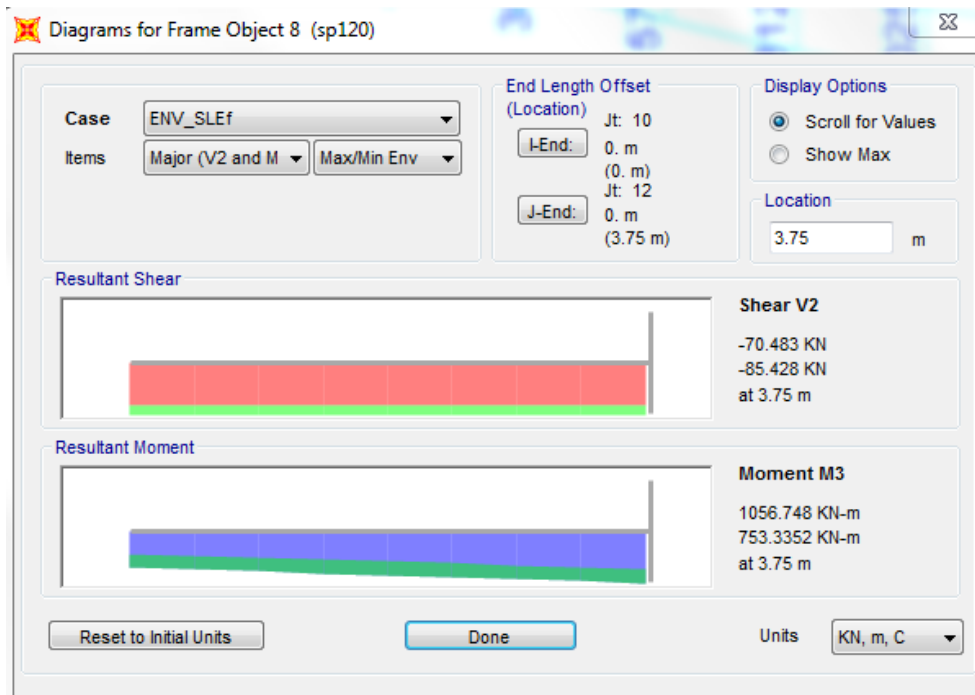


Figura 39: Sezione C - Sollecitazioni ENV_SLEf

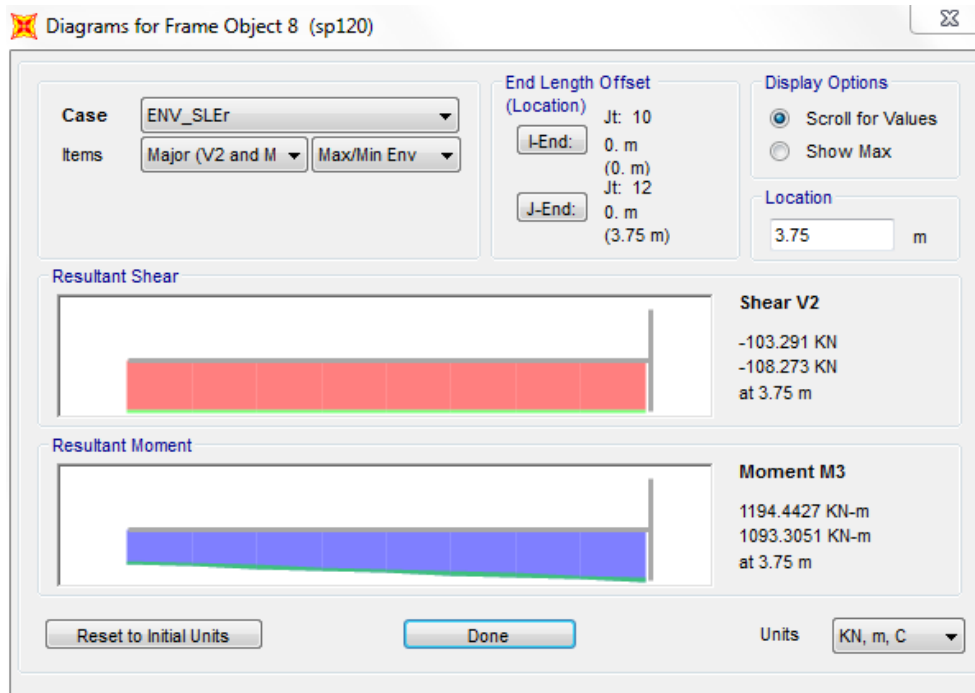


Figura 40: Sezione C - Sollecitazioni ENV_SLEr

Tabella 8: Sezione C – Verifiche in esercizio

1. Combinazione caratteristica (ENV_SLEr)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s \max}$ [MPa]	$\sigma_{c \max}$ [MPa]	W_d [mm]	$W_{d, \max}$ [mm]
-1194.4	-603.4	170.2	-6.58	360	-16.8	-	-
2. Combinazione frequente (ENV_SLEf)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s \max}$ [MPa]	$\sigma_{c \max}$ [MPa]	W_d [mm]	$W_{d, \max}$ [mm]
-1056.7	-407.0	160.2	-5.73	360	-12.6	0.163	0.300
3. Combinazione quasi permanente (ENV_SLEqp)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s \max}$ [MPa]	$\sigma_{c \max}$ [MPa]	W_d [mm]	$W_{d, \max}$ [mm]
-759.4	-520.5	98.2	-4.25	-	-	0.080	0.200

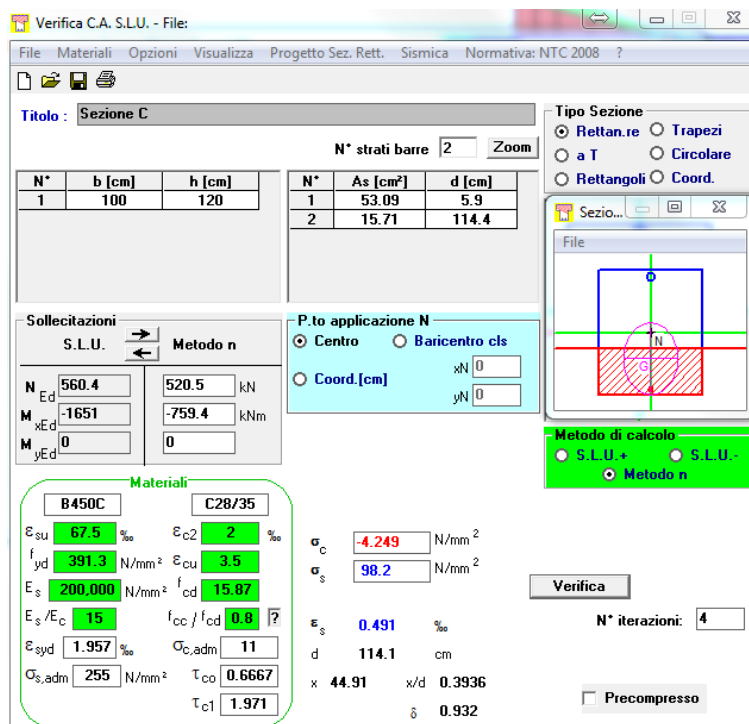


Figura 41: Sezione C – tensioni in esercizio combinazione quasi permanente

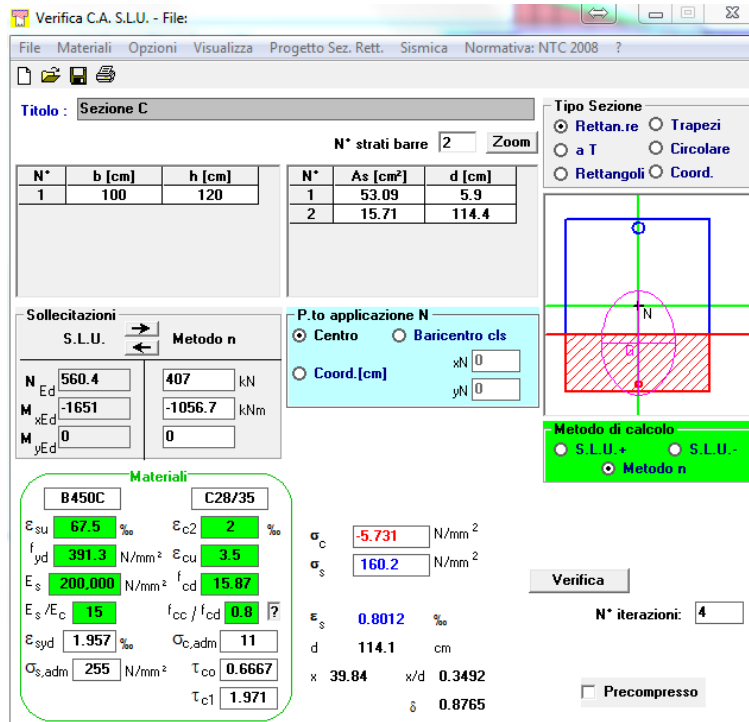


Figura 42: Sezione C – tensioni in esercizio combinazione frequente

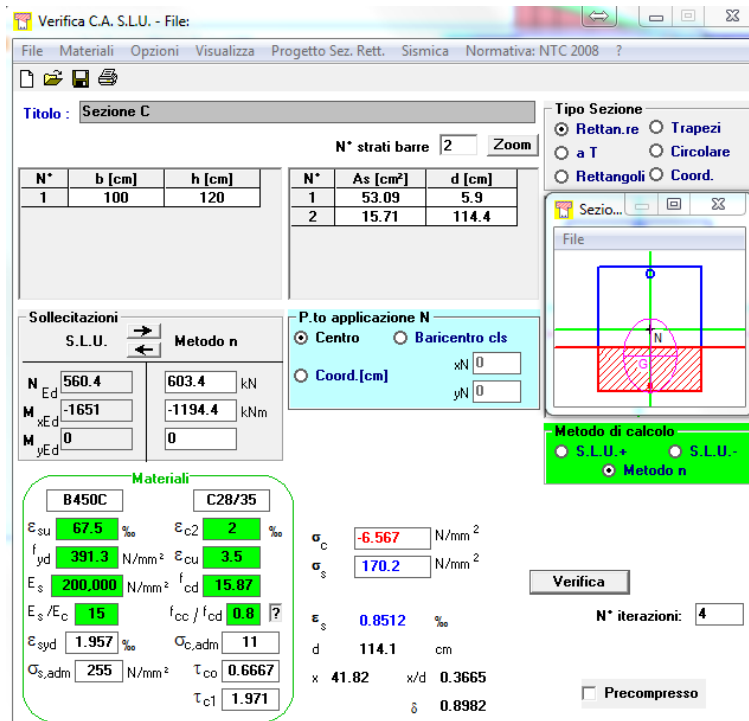


Figura 43: Sezione C – tensioni in esercizio combinazione rara

6.5.5 Sezione di verifica D

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLU riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche di resistenza.

Armatura	Copriferro netto	Armatura corrente
PRINCIPALE	SUPERIORE: 46 mm INFERIORE: 46 mm	SUPERIORE: 1Ø26/10 INFERIORE: 1Ø20/20
SECONDARIA	SUPERIORE: 30 mm INFERIORE: 30 mm	SUPERIORE: 1Ø16/20 INFERIORE: 1Ø16/20

La sezione ha spessore pari a 150 cm e risulta armata nella sezione D superiormente da 1Ø26/10 e inferiormente da 1Ø20/20. Si ha quanto segue:

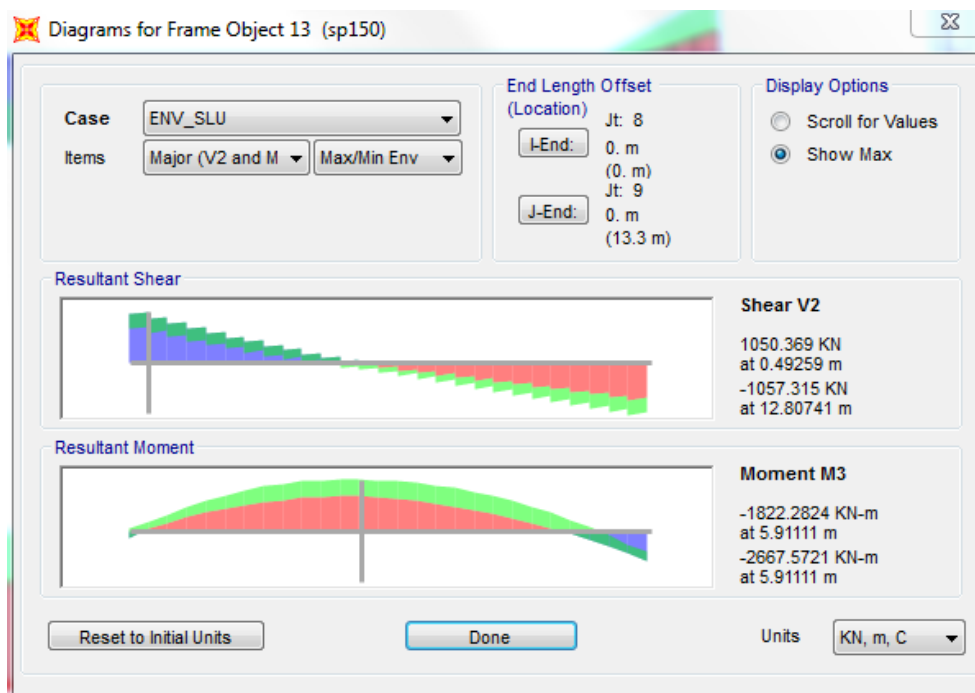


Figura 44: Sezione D - Sollecitazioni ENV_SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Sezione D

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	5.9
			2	15.71	144.4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 33.4 kN
 M_{xEd} -2667.6 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipi rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -2,910 kN m

Materiali: B450C C28/35

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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 %
 ε_s 38.98 %
 d 144.1 cm
 x 11.87 x/d 0.0824
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipi flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Ed} = 2667.6 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2910.0 \text{ kNm}$$

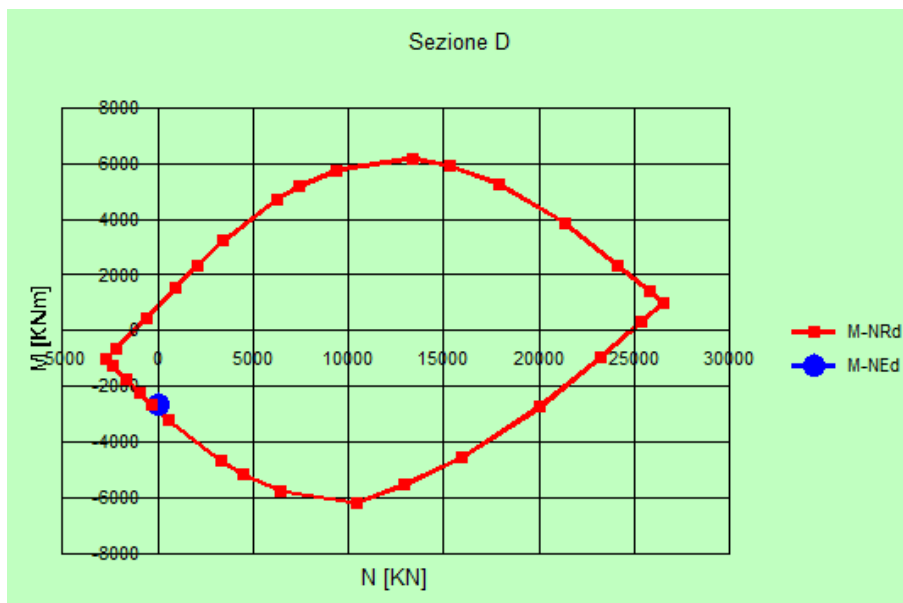


Figura 45: Sezione D – Verifica a momento flettente SLU

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLE riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche in condizioni di esercizio.

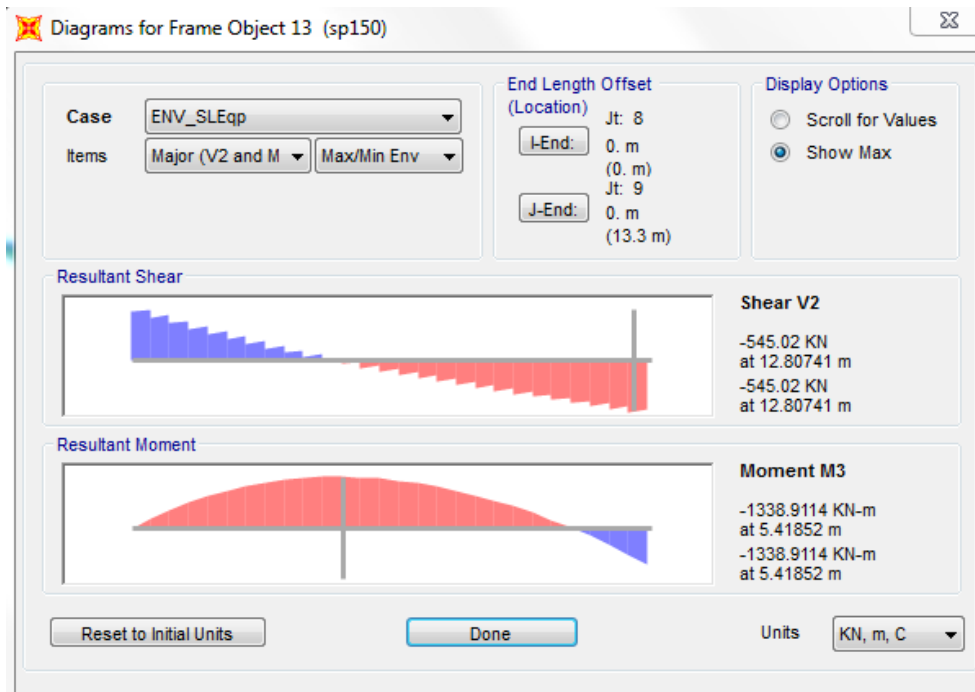


Figura 46: Sezione D - Sollecitazioni ENV_SLEqp

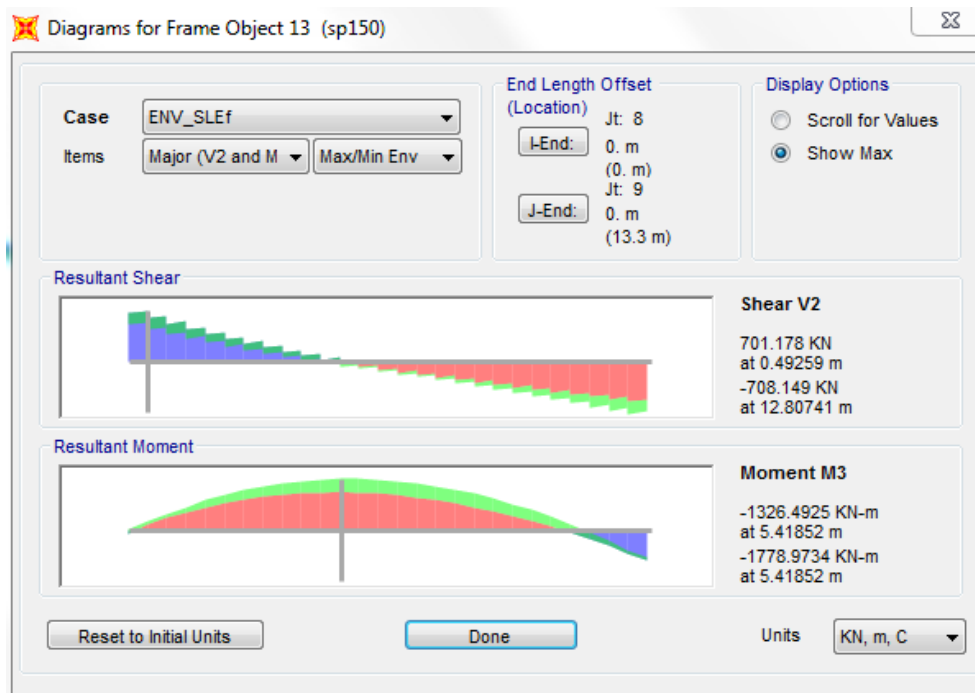


Figura 47: Sezione D - Sollecitazioni ENV_SLEf

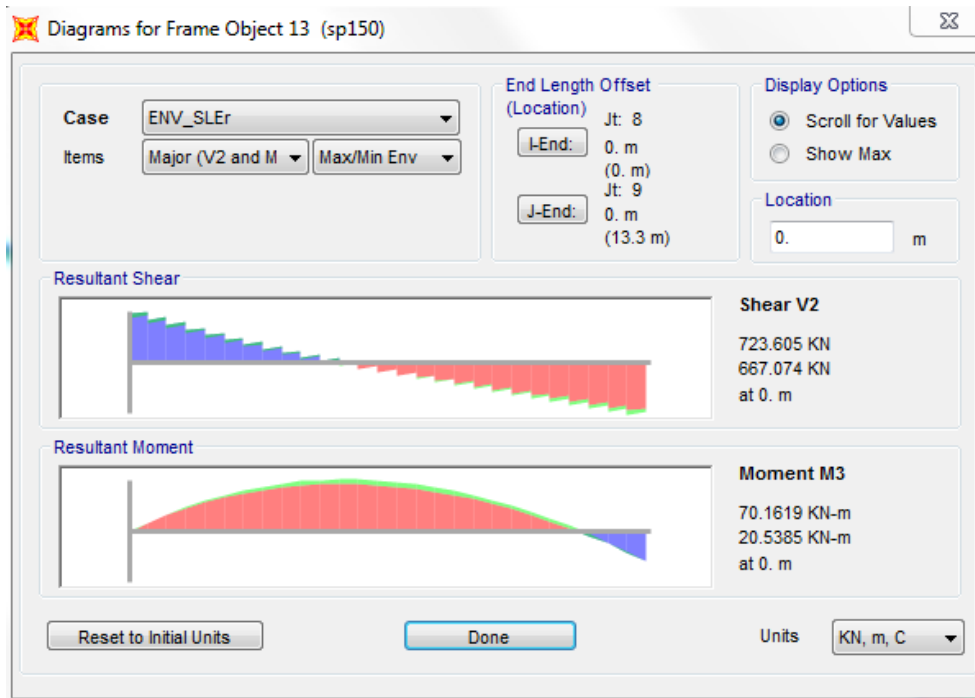


Figura 48: Sezione D - Sollecitazioni ENV_SLEr

Tabella 9: Sezione D – Verifiche in esercizio

4. Combinazione caratteristica (ENV_SLEr)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s \max}$ [MPa]	$\sigma_{c \max}$ [MPa]	W_d [mm]	$W_{d, \max}$ [mm]
-1926.6	-66.9	269.9	-6.9	360	-16.8	-	-
5. Combinazione frequente (ENV_SLEf)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s \max}$ [MPa]	$\sigma_{c \max}$ [MPa]	W_d [mm]	$W_{d, \max}$ [mm]
-1779.0	-58.1	249.5	-6.3	360	-12.6	0.277	0.300
6. Combinazione quasi permanente (ENV_SLEqp)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s \max}$ [MPa]	$\sigma_{c \max}$ [MPa]	W_d [mm]	$W_{d, \max}$ [mm]
-1338.9	-72.8	185.4	-4.8	-	-	0.194	0.200

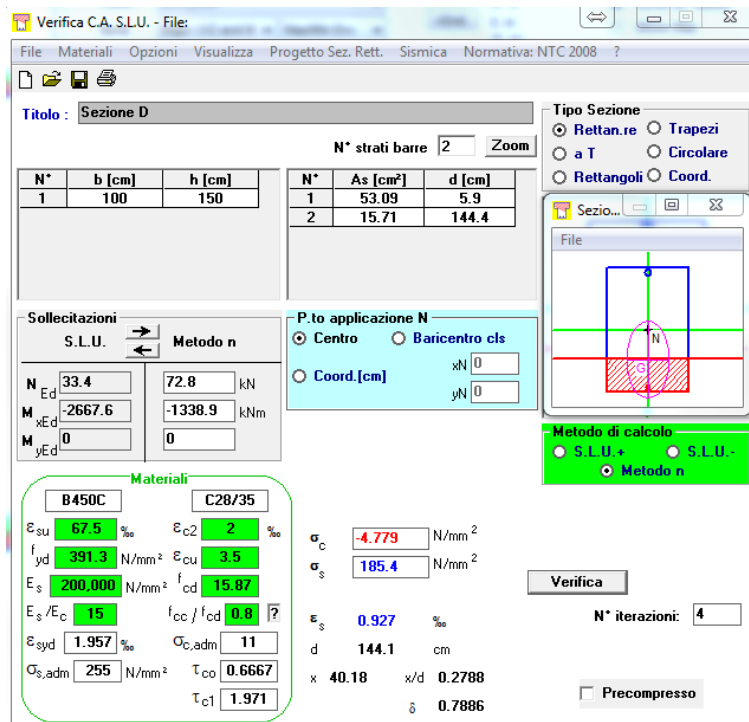


Figura 49: Sezione D – tensioni in esercizio combinazione quasi permanente

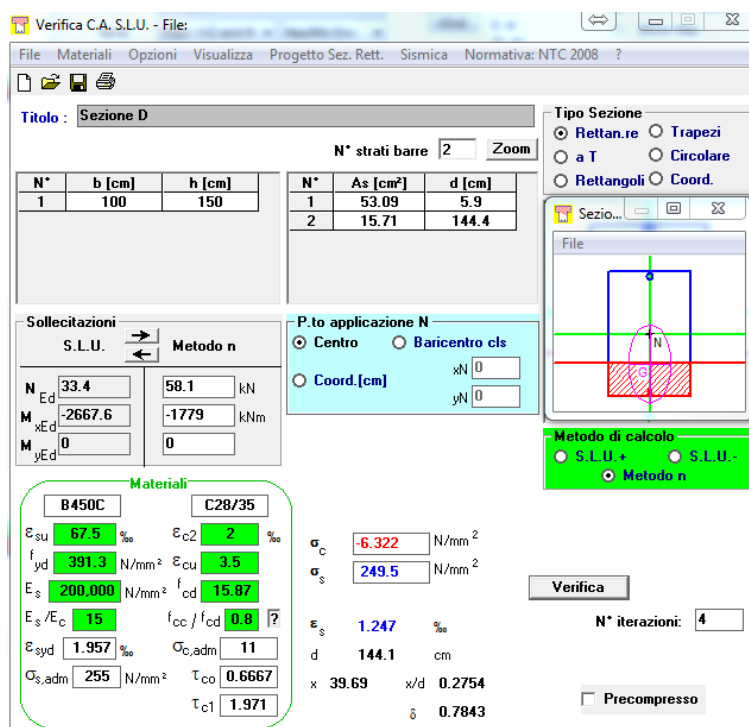


Figura 50: Sezione D – tensioni in esercizio combinazione frequente

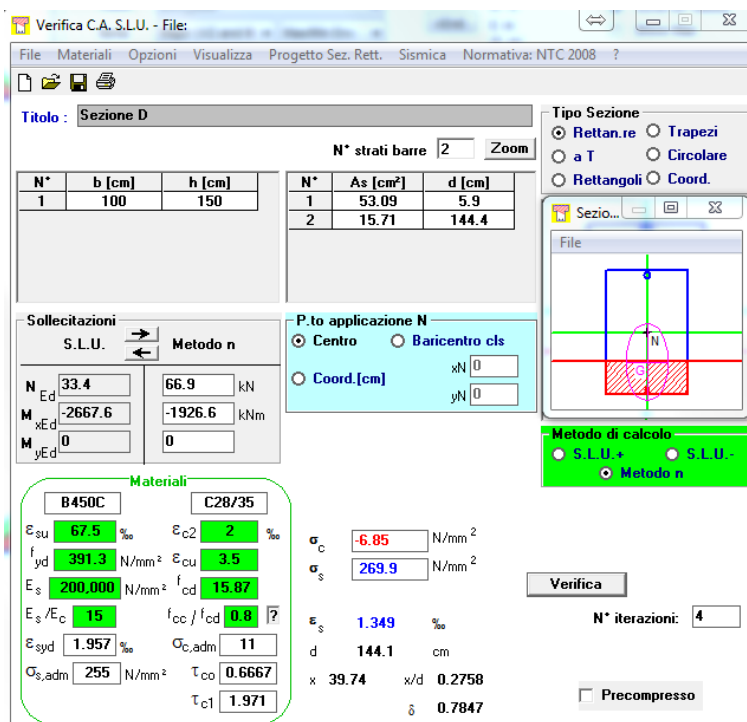


Figura 51: Sezione D – tensioni in esercizio combinazione rara

6.5.6 Sezione di verifica E

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLU riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche di resistenza.

Armatura	Copriferro netto	Armatura corrente
PRINCIPALE	SUPERIORE: 46 mm INFERIORE: 46 mm	SUPERIORE: 1Ø26/20 INFERIORE: 1Ø26/20+1Ø20/20
SECONDARIA	SUPERIORE: 30 mm INFERIORE: 30 mm	SUPERIORE: 1Ø16/20 INFERIORE: 1Ø16/20

La sezione ha spessore pari a 150 cm e risulta armata nella sezione E superiormente da 1Ø26/20 e inferiormente da 1Ø26/20+1Ø20/20. Si ha quanto segue:

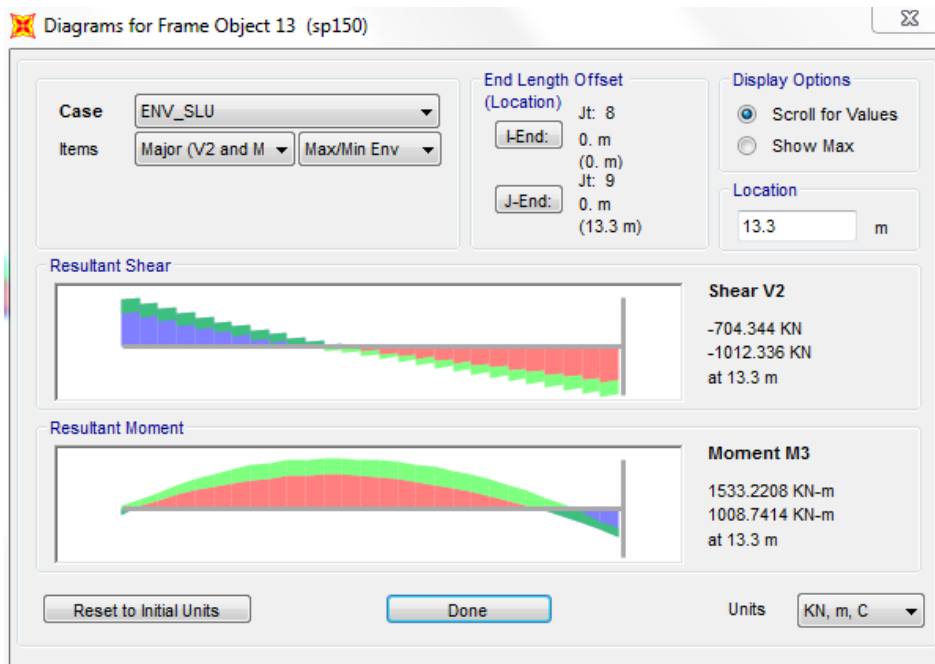


Figura 52: Sezione E - Sollecitazioni ENV_SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione E

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	26.55	5.9
			2	42.25	144.1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 33.4 kN
 M_{xEd}: 1533.2 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro
 Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C, C28/35

Metodo di calcolo: S.L.U.+ Metodo n

Tipo flessione: Retta

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{Rd}: 2,333 kNm

σ_c: -15.87 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 55.33 ‰
 d: 144.1 cm
 x: 8.574 x/d: 0.0595
 δ: 0.7

$$M_{Ed} = 1533.2 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2333.0 \text{ kNm}$$

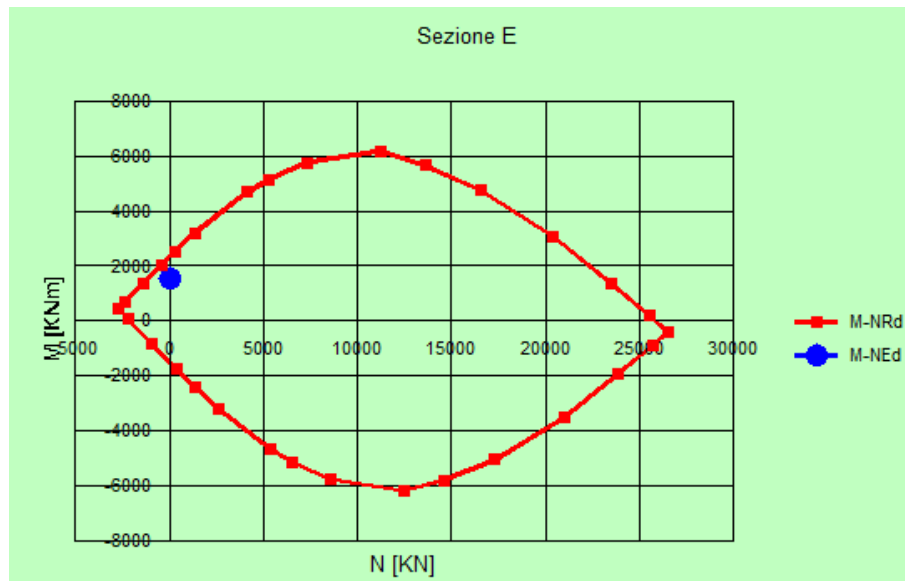


Figura 53: Sezione E – Verifica a momento flettente SLU

La sezione risulta armata a taglio da ganci 1 ϕ 14/40x40 per 4m di lunghezza. Si ha quanto segue:

Tabella 10: Sezione E - calcolo della resistenza a taglio

1) DATI GENERALI

1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- calcestruzzo	f_{ck}	28.0	MPa
	α_{cc}	0.85	-
	γ_c	1.50	-
	f_{cd}	15.9	MPa
	f_{ctm}	2.8	MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0	MPa
	f_{yd}	391.3	MPa

1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

- altezza	h	1500	mm
- larghezza minima	b_w	1000	mm
- copriferro di calcolo	c	59	mm
- area cls	A_c	1.50E+06	mm ²
- altezza utile	d	1441	mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	1296.9	mm

1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA

- armatura longitudinale 1	ϕ_1	26	mm
	n_1	5	-
- armatura longitudinale 2	ϕ_2	20	mm
	n_2	5	-
- area armatura longitudinale tesa	A_{sl}	4225	mm ²

1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

- taglio di calcolo	V_{Ed}	1012.3	kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0	kN

2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)

- parametri di calcolo	k	1.37	-
	v_{min}	0.30	-
- rapporto geometrico di armatura	ρ_l	2.93E-03	-
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	429.1	kN

- taglio resistente	V_{Rd}	478.8	kN
---------------------	----------	-------	----

VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$

VERIFICA NON SODDISFATTA

- prolungamento armatura tesa (o in alternativa)	$a_l = z$	-	mm
- incremento trazione armatura tesa	$\Delta N_{sl,d}$	-	kN
	$\Delta A_{sl,d}$	-	mm ²

3) ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.2 DM2008)

3.1) STAFFE

- diametro
- n° braccia
- passo
- area di acciaio per ogni staffa
- area staffe per metro

ϕ	14	mm
n_b	2.5	-
s	400	mm
A_{sw}	385	mm ²
A_{sw}/s	962	mm ² /m

3.3) RESISTENZA DEI PUNTONI IN CLS

- coefficiente maggiorativo
- resistenza a compressione ridotta
- resistenza a compressione dei puntoni
- resistenza minima lato cls
- resistenza max lato cls

α_c	1.00	-
f'_{cd}	7.9	MPa
f_{cdw}	7.9	MPa
$V_{Rcd,min}$	3547.8	kN
$V_{Rcd,max}$	5144.4	kN
	OK	

VERIFICA $V_{Rcd,max} > V_{Ed}$

3.4) VERIFICA A TAGLIO

- taglio resistente di progetto

VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$

- inclinazione ultima dei puntoni

V_{Rd}	1220.6	kN
	OK	
$\cotg\theta_u$	2.50	-
θ_u	21.8	deg

$$V_{Ed,MAX} = 1012.3 \text{ kN} < V_{Rd} = 1220.6 \text{ kN}$$

Si dispone inferiormente in corrispondenza degli appoggi un'armatura longitudinale adeguatamente ancorata in grado di assorbire uno sforzo di trazione almeno pari al taglio:

$$A_s = 42.25 \text{ cm}^2 (5\emptyset 26 + 5\emptyset 20) > V_{Ed,MAX} / f_{yd} = 25.87 \text{ cm}^2$$

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLE riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche in condizioni di esercizio.

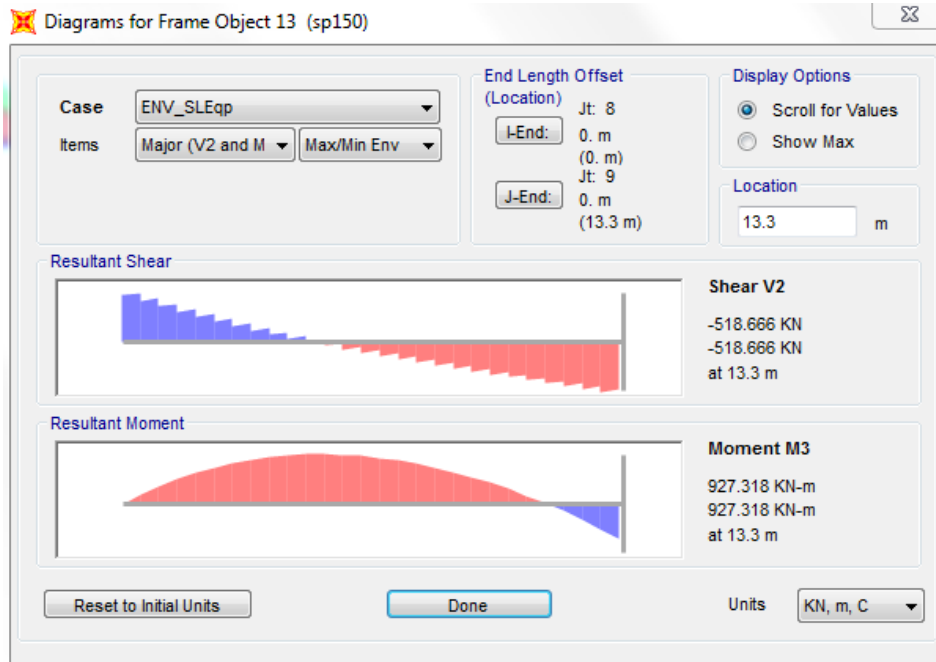


Figura 54: Sezione E - Sollecitazioni ENV_SLEqp

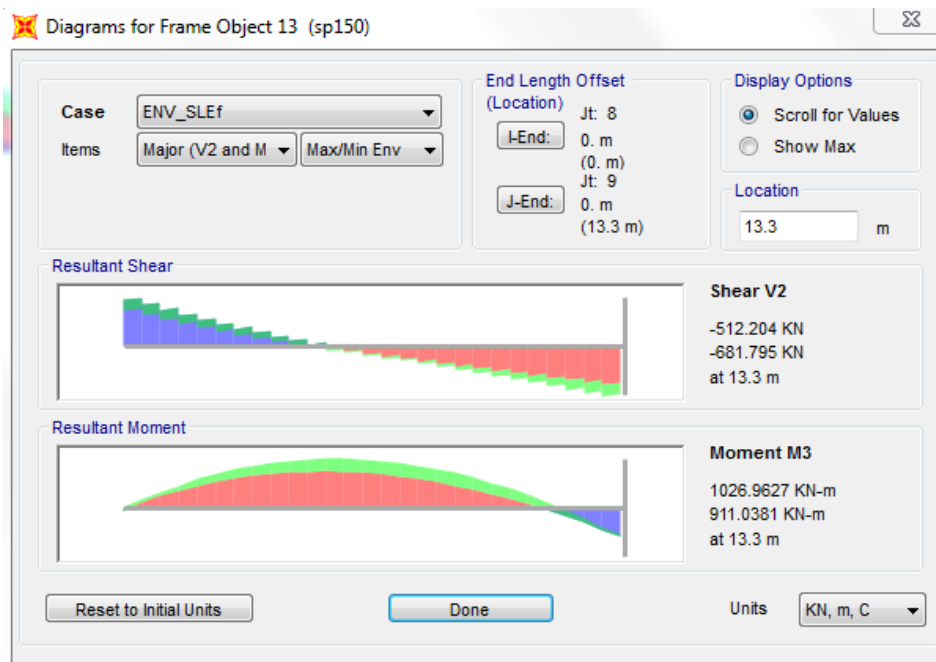


Figura 55: Sezione E - Sollecitazioni ENV_SLEf

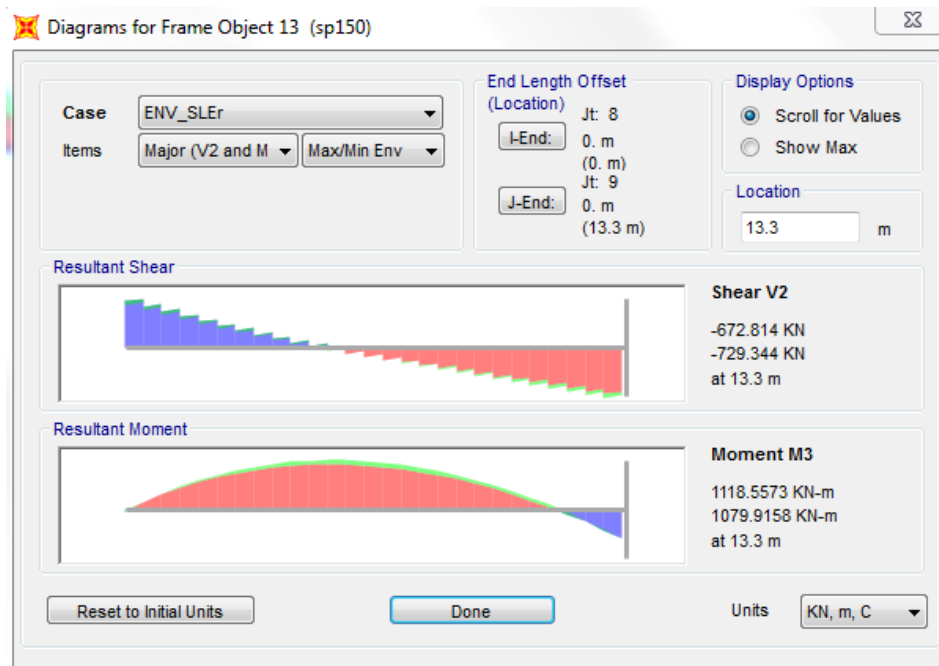


Figura 56: Sezione E - Sollecitazioni ENV_SLEr

Tabella 11: Sezione E – Verifiche in esercizio

7. Combinazione caratteristica (ENV_SLEr)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
1118.6	-66.9	191.1	-4.2	360	-16.8	-	-
8. Combinazione frequente (ENV_SLEf)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
1026.9	-58.1	175.8	-3.8	360	-12.6	0.183	0.300
9. Combinazione quasi permanente (ENV_SLEqp)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
927.3	-72.8	156.6	-3.5	-	-	0.156	0.200

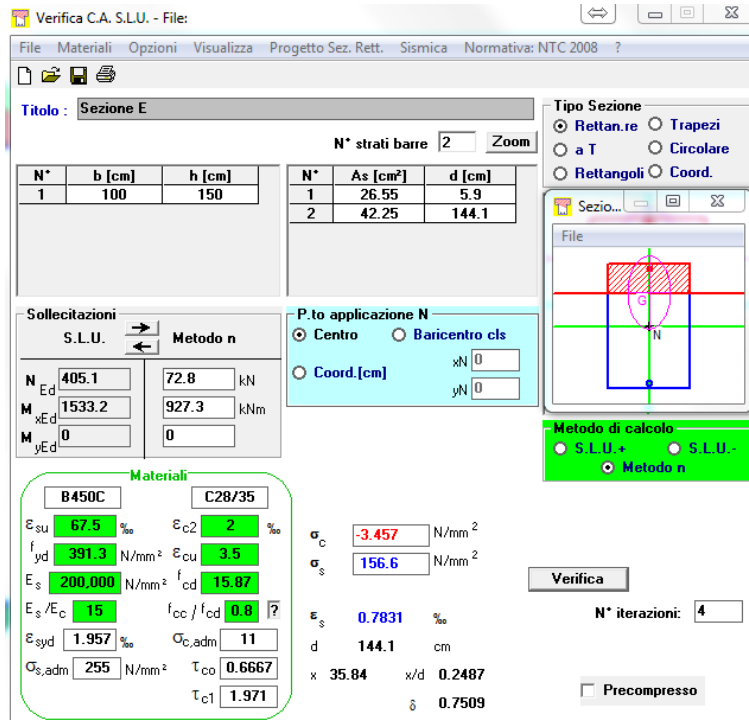


Figura 57: Sezione E – tensioni in esercizio combinazione quasi permanente

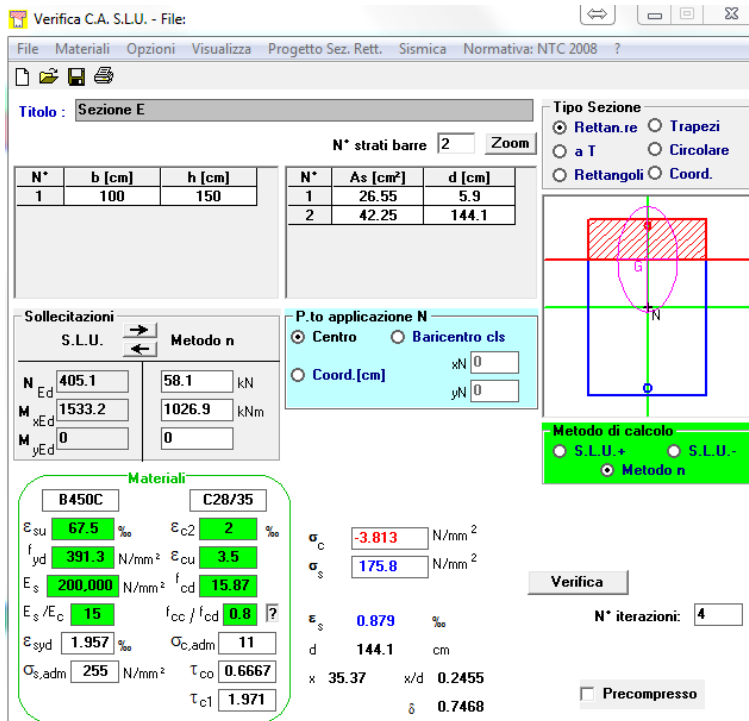


Figura 58: Sezione E – tensioni in esercizio combinazione frequente

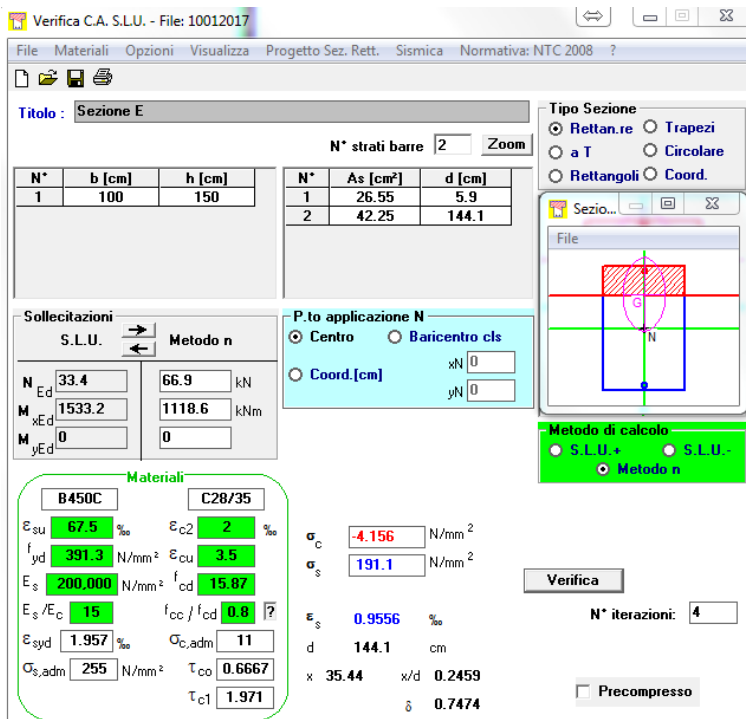


Figura 59: Sezione E – tensioni in esercizio combinazione rara

6.5.7 Sezione di verifica F

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLU riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche di resistenza.

Armatura	Copriferro netto	Armatura corrente
PRINCIPALE	INTERNA: 46 mm ESTERNA: 46 mm	INTERNA: 1Ø20/20 ESTERNA: 1Ø26/10
SECONDARIA	INTERNA: 30 mm ESTERNA: 30 mm	INTERNA: 1Ø16/20 ESTERNA: 1Ø16/20

La sezione ha spessore pari a 120 cm e risulta armata nella sezione F internamente da 1Ø20/20 e esternamente da 1Ø26/10. Si ha quanto segue:

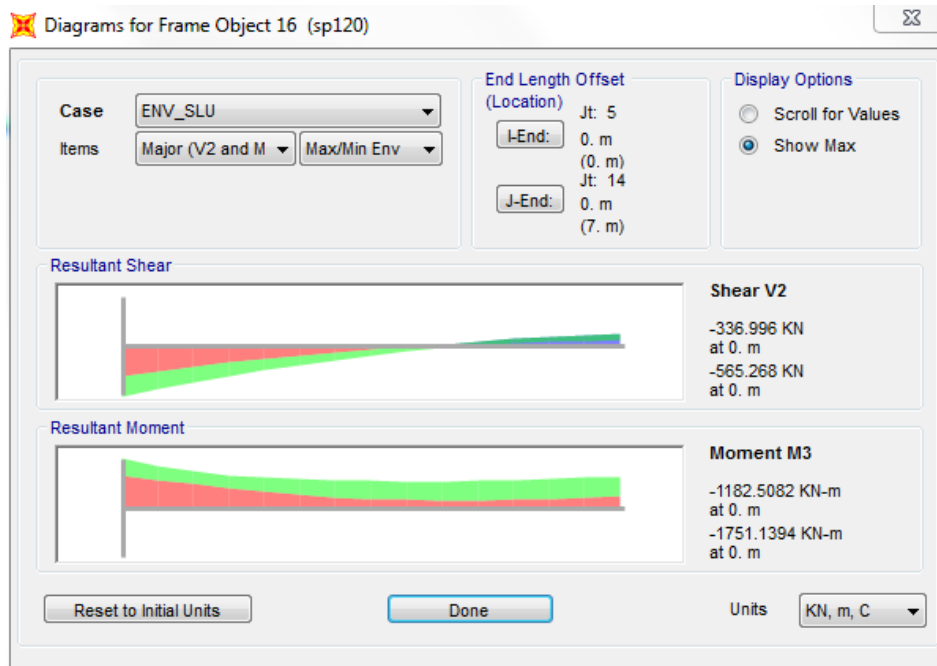


Figura 60: Sezione F - Sollecitazioni ENV_SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: 10012017

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008

Titolo: Sezione E

N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53.09	5.9
			2	15.71	114.4

Tipo Sezione:
 Rettan.re | Trapezi
 a T | Circolare
 Rettangoli | Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 486.0 | 0 kN
 M_{xEd}: -1182.5 | 0 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 | C28/35
 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}: 15.87
 E_s/E_c: 15 | f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ | σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² | τ_{co}: 0.6667
 τ_{cl}: 1.971

M_{xRd}: -2,504 kN m
 σ_c: -15.87 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 22.86 ‰
 d: 114.1 cm
 x: 15.15 | x/d: 0.1328
 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
 L₀: 0 cm | Col. modello
 Precompresso

$$M_{Ed} = 1182.5 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2504.0 \text{ kNm}$$

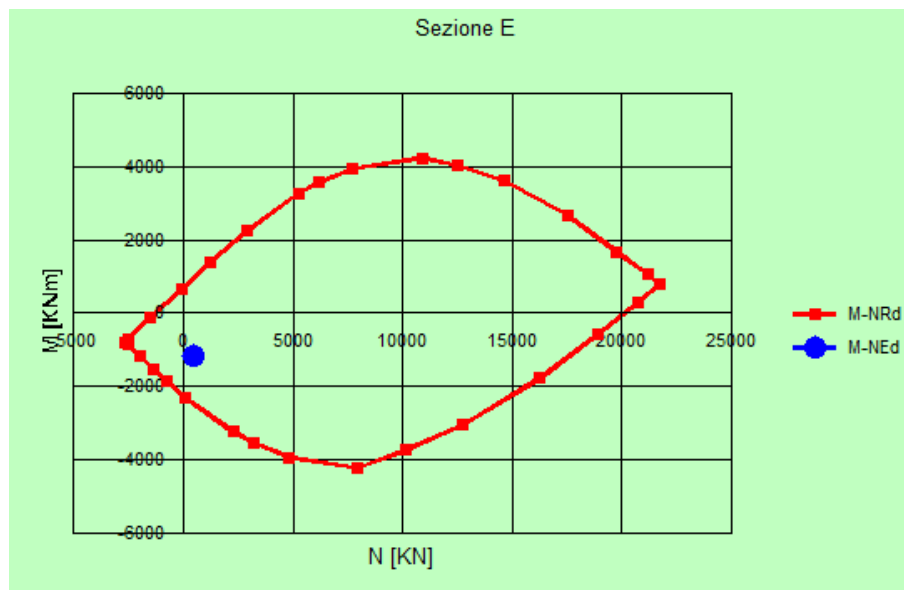


Figura 61: Sezione F – Verifica a momento flettente SLU

La sezione risulta armata a taglio da ganci 1φ14/40x40. Si ha quanto segue:

Tabella 12: Sezione F - calcolo della resistenza a taglio

1) DATI GENERALI

1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- calcestruzzo

f_{ck}	28.0	MPa
α_{cc}	0.85	-
γ_c	1.50	-
f_{cd}	15.9	MPa
f_{ctm}	2.8	MPa

- acciaio

f_{yk}	450.0	MPa
f_{yd}	391.3	MPa

1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

- altezza
 - larghezza minima
 - copriferro di calcolo

h	1200	mm
b_w	1000	mm
c	59	mm

- area cls
 - altezza utile
 - braccio coppia interna (= 0,9 d)

A_c	1.20E+06	mm ²
d	1141	mm
z	1026.9	mm

1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA

- armatura longitudinale 1
 - armatura longitudinale 2
 - area armatura longitudinale tesa

ϕ_1	26	mm
n_1	10	-
ϕ_2	0	mm
n_2	0	-
A_{sl}	5309	mm ²

1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

- taglio di calcolo
 - compressione (+) / trazione (-)

V_{Ed}	565.3	kN
N_{Ed}	0.0	kN

2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)

- parametri di calcolo

k	1.42	-
v_{min}	0.31	-
ρ_l	4.65E-03	-
σ_{cp}	0.00	MPa
V_{Rd,min}	357.1	kN

- rapporto geometrico di armatura

- tensione media di compressione

- taglio resistente minimo

- taglio resistente

V_{Rd}	457.1	kN
-----------------------	-------	----

VERIFICA V_{Rd} > V_{Ed}

VERIFICA NON SODDISFATTA

- prolungamento armatura tesa

(o in alternativa)

- incremento trazione armatura tesa

a_l = z	-	mm
ΔN_{sl,d}	-	kN
ΔA_{sl,d}	-	mm ²

3) ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

(p.to 4.1.2.1.3.2 DM2008)

3.1) STAFFE

- diametro

- n° braccia

- passo

- area di acciaio per ogni staffa

- area staffe per metro

φ	14	mm
n_b	2.5	-
s	400	mm
A_{sw}	385	mm ²
A_{sw}/s	962	mm ² /m

3.3) RESISTENZA DEI PUNTONI IN CLS

- coefficiente maggiorativo

- resistenza a compressione ridotta

- resistenza a compressione dei puntoni

- resistenza minima lato cls

- resistenza max lato cls

α_c	1.00	-
f'_{cd}	7.9	MPa
f'_{cdw}	7.9	MPa
V_{Rcd,min}	2809.2	kN
V_{Rcd,max}	4073.4	kN
	OK	

VERIFICA V_{Rcd,max} > V_{Ed}

3.4) VERIFICA A TAGLIO

- taglio resistente di progetto

VERIFICA V_{Rd} > V_{Ed}

- inclinazione ultima dei puntoni

V_{Rd}	966.5	kN
	OK	
cotgθ_u	2.50	-
θ_u	21.8	deg

$$V_{Ed,MAX} = 563.3 \text{ kN} < V_{Rd} = 966.5 \text{ kN}$$

Si dispone internamente in corrispondenza degli appoggi un'armatura longitudinale adeguatamente ancorata in grado di assorbire uno sforzo di trazione almeno pari al taglio:

$$A_s = 53.09 \text{ cm}^2 (10\text{Ø}26) > V_{Ed,MAX} / f_{yd} = 14.39 \text{ cm}^2$$

Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni per la combinazione ENV_SLE riferiti ad una striscia di larghezza unitaria e le relative verifiche in condizioni di esercizio.

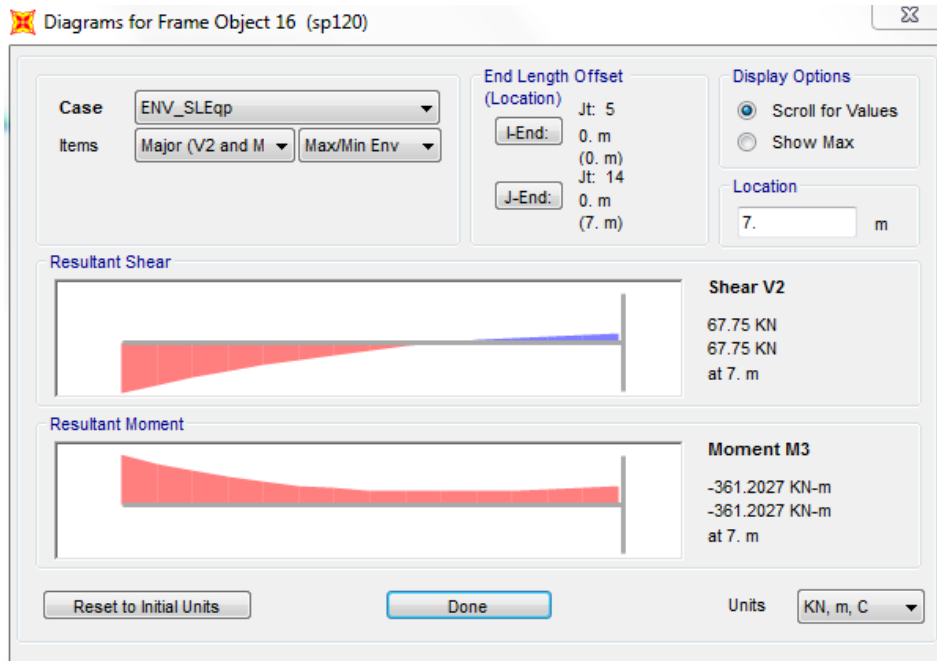


Figura 62: Sezione F - Sollecitazioni ENV_SLEqp

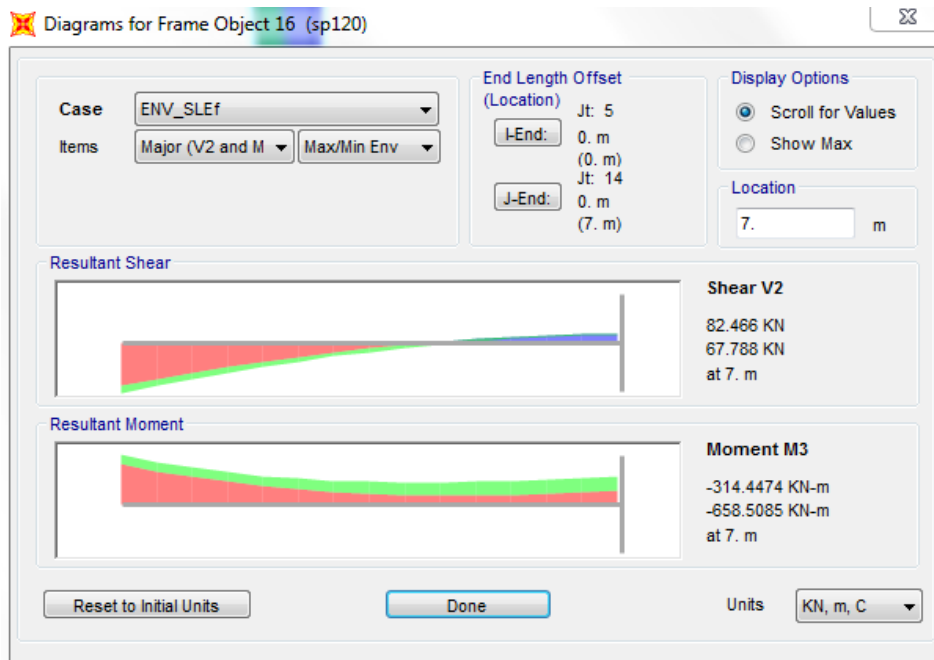


Figura 63: Sezione F - Sollecitazioni ENV_SLEf

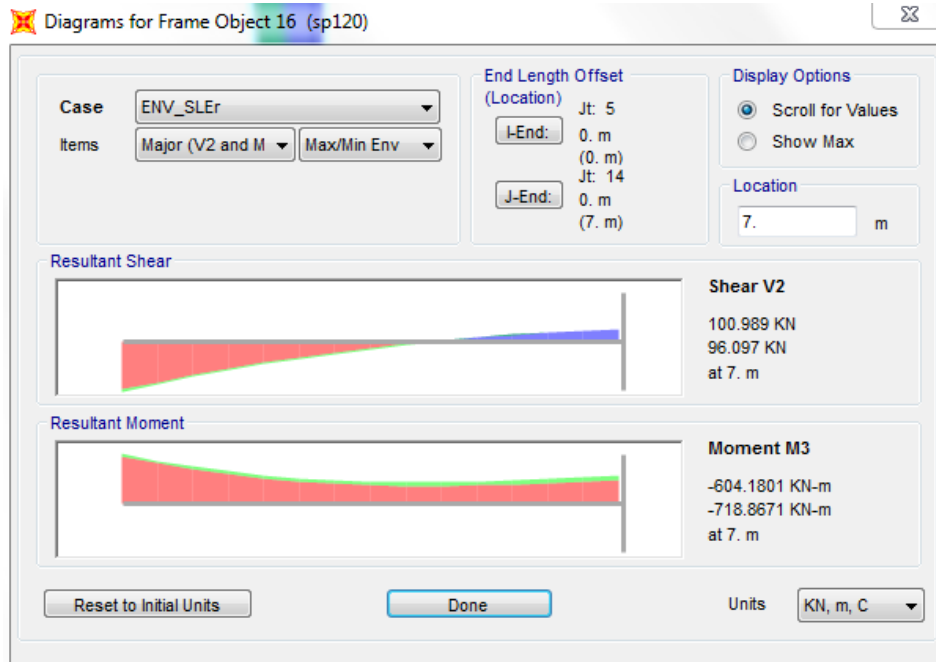


Figura 64: Sezione F - Sollecitazioni ENV_SLEr

Tabella 13: Sezione F – Verifiche in esercizio

10. Combinazione caratteristica (ENV_SLEr)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
-718.9	-535.8	89.89	-4.0	360	-16.8	-	-
11. Combinazione frequente (ENV_SLEf)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
-658.5	-346.6	92.82	-3.6	360	-12.6	0.073	0.300
12. Combinazione quasi permanente (ENV_SLEqp)							
Momento flettente [kNm]	Sforzo assiale [kN]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	σ_s max [MPa]	σ_c max [MPa]	W_d [mm]	$W_{d,max}$ [mm]
-361.2	-353.0	39.41	-2.1	-	-	0.031	0.200

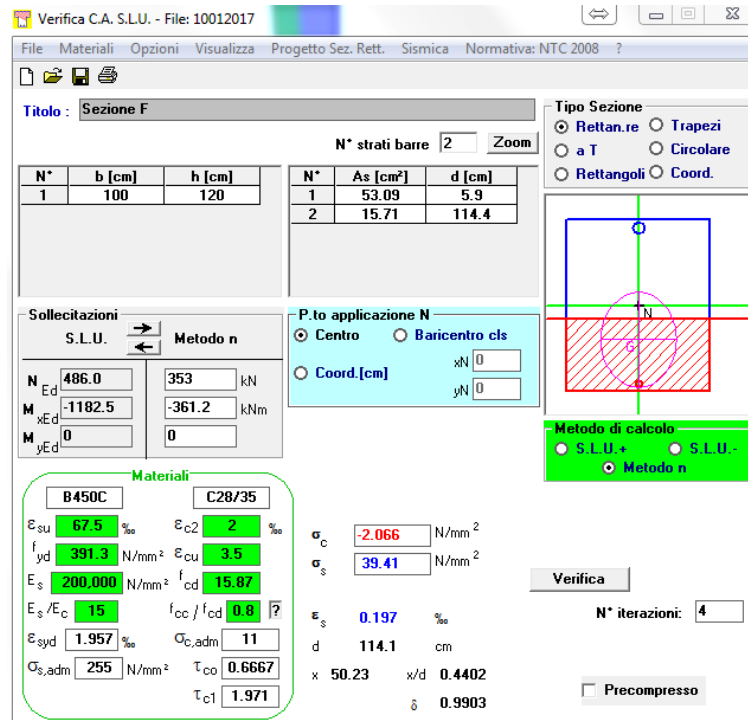


Figura 65: Sezione F – tensioni in esercizio combinazione quasi permanente

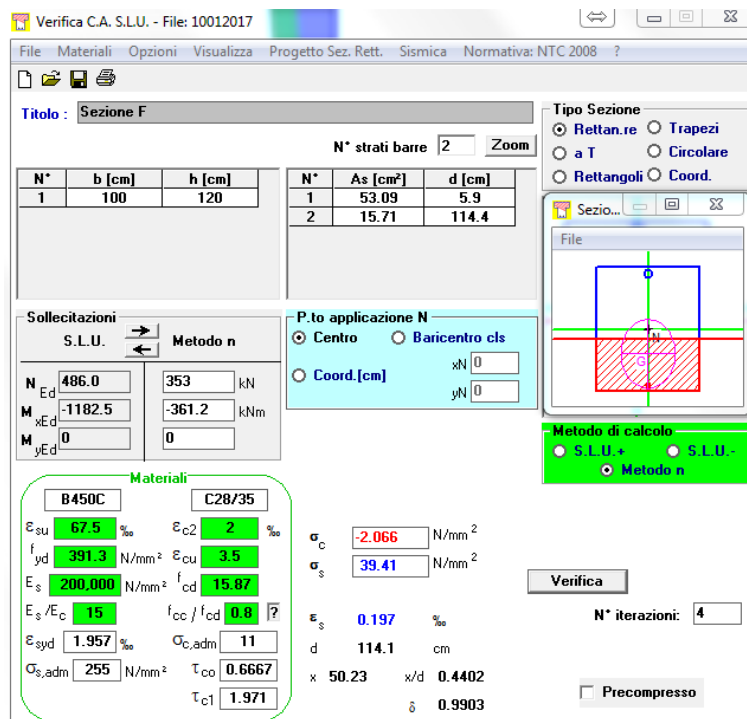


Figura 66: Sezione F – tensioni in esercizio combinazione frequente

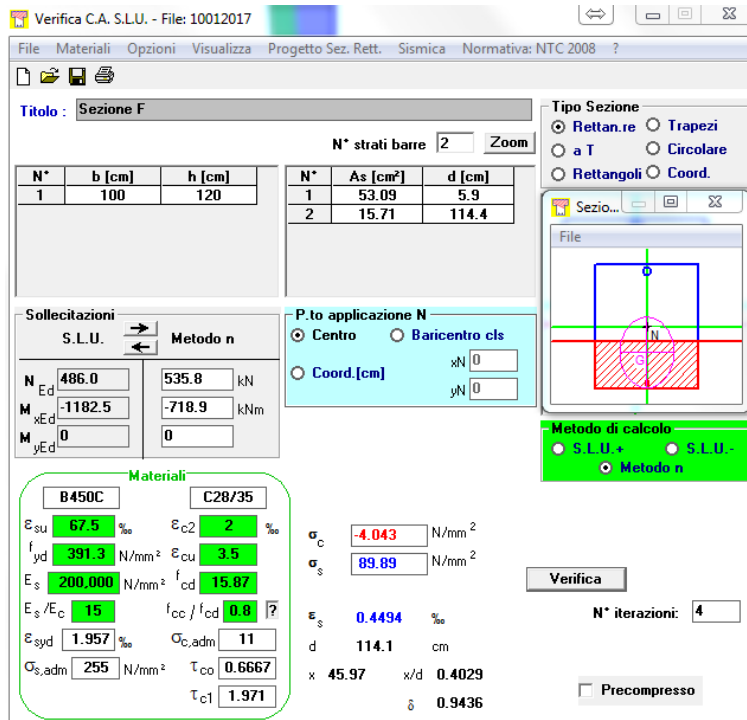


Figura 67: Sezione F – tensioni in esercizio combinazione rara

6.5.8 Armatura secondaria solettone di copertura, piedritti e solettone di fondazione

Si dispone un'armatura secondaria pari ad almeno il 20% dell'armatura principale, uguale per tutte le sezioni. Per la sezione maggiormente armata nella direzione principale risulta:

$$A_s = 20.10 \text{ cm}^2 (5+5\Phi 16) > 0.20 \cdot 68.80 \text{ cm}^2 (5+5\Phi 26+5\Phi 20) = 13.76 \text{ cm}^2$$