



Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

S.S. 131 di "Carlo Felice"

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici – 1° stralcio
dal km 158+000 al km 162+700

PROGETTO ESECUTIVO

CA283

PROGETTAZIONE: ANAS–Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

PROGETTISTI:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI Dott. Ing. Alessandro MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19116 Ordine Ing. di Roma n. 19645

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE

Sottovia scatolare alla progr. 0+988,06 della S.S. 131

RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		
L O P L S P	E	1501		
		CODICE ELAB.		
		T O O S T O 1 S T R R E O 1	A	---
D				
C				
B				
A	EMISSIONE			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO
				APPROVATO

Sommario

1. GENERALITA'	3
1.1. PREMESSA	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	5
2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	7
3. MODELLAZIONE STRUTTURALE	8
3.1. CODICE DI CALCOLO	8
3.2. TIPO DI ANALISI SVOLTA	8
3.3. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	9
3.4. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	9
3.5. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	9
4. ANALISI DEI CARICHI	10
4.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	10
4.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	10
4.3. SPINTA DEL TERRENO	11
4.4. SPINTA DEL TERRENO INDOTTA DAI CARICHI DA TRAFFICO	11
4.5. CARICHI DA TRAFFICO SULLA SOLETTA DI COPERTURA	11
4.6. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	14
4.7. CARICHI DA TRAFFICO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE	14
4.8. RITIRO DIFFERENZIALE DELLE PARETI RISPETTO ALLA PLATEA DI FONDAZIONE	16
4.9. RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA DI COPERTURA	30
4.10. AZIONE INERZIALE SISMICA	44
4.11. SPINTA SISMICA TERRENO	46
5. COMBINAZIONI DI CARICO	47
5.1.1. <i>Casi di carico</i>	49
6. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELL' ARMATURA DI ELEMENTI BIDIMENSIONALI	56

7.	SOLETTA DI COPERTURA S=1200 MM – VERIFICHE SLU-SLS.....	59
7.1.	ARMATURA INFERIORE SECONDO L'ASSE PORTANTE Y – LATO CORTO.....	59
7.2.	ARMATURA INFERIORE SECONDO L'ASSE X – ASSE LUNGO.....	62
7.3.	ARMATURA SUPERIORE SECONDO L'ASSE Y – ASSE CORTO.....	65
7.4.	ARMATURA SUPERIORE SECONDO L'ASSE X – ASSE LUNGO.....	68
7.5.	VERIFICHE A TAGLIO – SLU.....	71
8.	PARETI S=1200 MM – VERIFICHE SLU-SLS.....	84
8.1.	ARMATURA ORIZZONTALE ESTERNA.....	84
8.2.	ARMATURA ORIZZONTALE INTERNA.....	88
8.3.	ARMATURA VERTICALE ESTERNA.....	91
8.4.	ARMATURA VERTICALE INTERNA.....	94
8.5.	VERIFICHE A TAGLIO -SLU.....	97
9.	SOLETTA DI FONDAZIONE S=1300 MM – VERIFICHE SLU-SLS.....	104
9.1.	ARMATURA INFERIORE SECONDO L'ASSE PORTANTE Y – LATO CORTO.....	104
9.2.	ARMATURA INFERIORE SECONDO L'ASSE X – ASSE LUNGO.....	107
9.3.	ARMATURA SUPERIORE SECONDO L'ASSE Y – ASSE CORTO.....	110
9.4.	ARMATURA SUPERIORE SECONDO L'ASSE X – ASSE LUNGO.....	113
9.5.	VERIFICHE A TAGLIO – SLU.....	116
10.	CORDOLO DI BORDO 700×1540÷2180 – VERIFICHE SLU-SLS.....	127
10.1.	ARMATURA SECONDO L'ASSE DEL CORDOLO.....	127
10.2.	ARMATURA PER LA FORZA DI COLLISIONE E PER LA SPINTA DEL TERRENO.....	143
11.	CORDOLO DI BORDO 700×580÷1400 – VERIFICHE SLU-SLS.....	144
11.1.	ARMATURA SECONDO L'ASSE DELLA TRAVE.....	144
11.2.	ARMATURA PER LA FORZA DI COLLISIONE E PER LA SPINTA DEL TERRENO.....	158
12.	MURI DI RISVOLTO– VERIFICHE SLU.....	160
12.1.	ARMATURA ORIZZONTALE.....	160
12.2.	ARMATURA VERTICALE.....	161
13.	VERIFICHE DI DEFORMABILITA' DELLO SCATOLARE.....	162
14.	PRESSIONI NEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	166

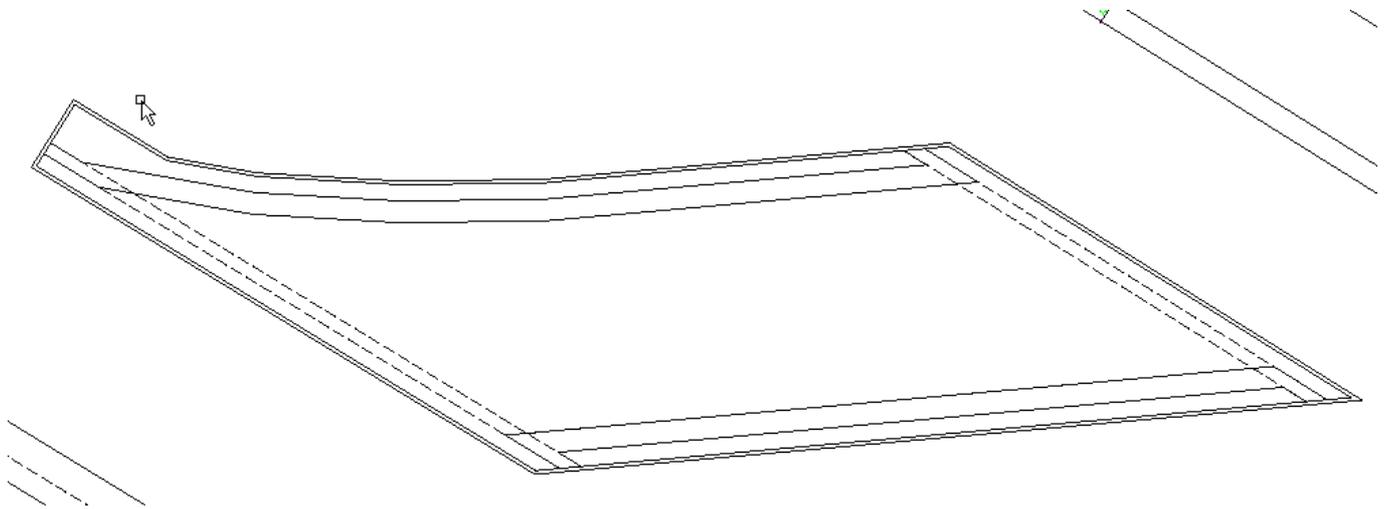
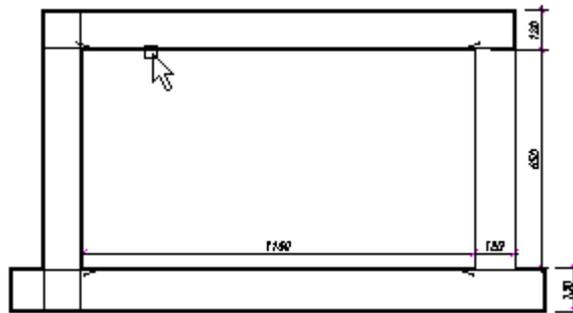
1. GENERALITA'

1.1. Premessa

Nella seguente relazione tecnica si sviluppano i calcoli del sottovia di Bonorva al Km 162+150 facente parte dei lavori di adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131, risoluzione dei nodi critici 1° stralcio dal km 158.00 al Km 162+700

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna variabile 11.09÷11.67 m ed un'altezza netta di 6.50 m; lo spessore della platea di fondazione è di 130.0 cm; lo spessore dei piedritti e della soletta di copertura è di 120 cm



1.2. Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito riportate:

- 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.
- Decreto del ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG/STC -Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996».
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC – Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 settembre 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 4 maggio 1990 – Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 25 febbraio 1991, n. 34233 – Istruzioni relative alla normativa dei ponti stradali.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare Ministero Infrastrutture 02 febbraio.2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- 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 206-1:2006).
- Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego” riferito al punto 4.6 del DM 14.1.2008 Norme tecniche per le costruzioni, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori pubblici, con voto n.116/2009.

1.3. Caratteristiche dei materiali

• CALCESTRUZZO MONOLITE

Per la realizzazione delle strutture in elevazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C28/35 ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.981 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$

- **ACCIAIO DA ARMATURA**

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1.15 \leq R_m/R_e \leq 1.35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	≤ 1.25

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

1.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

CLASSE DI ESPOSIZIONE XF2

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
------------------	------------------------------

Tabella 1– Descrizione delle condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC 2008)

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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	$\leq w_1$

Tabella 2- Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC 2008)

In grigio sono indicati gli stati limite di fessurazione utilizzati per le verifiche.

Per armature poco sensibili:

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

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

2. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'azione sismica è stata definita adottando i seguenti parametri.



(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 2

Vita nominale
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0,025	2,685	0,299
Danno (SLD)	101	0,031	2,730	0,307
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,060	2,976	0,371
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,071	3,061	0,393
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

3. Modellazione strutturale

3.1. Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo	AXIS VM
Versione	13.0
Distributore	STA DATA

3.2. Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La platea di fondazione, i piedritti e la soletta di copertura sono discretizzate con elementi finiti bidimensionali.

Le travi ai bordi della soletta di copertura sono discretizzate con elementi finiti monodimensionali.

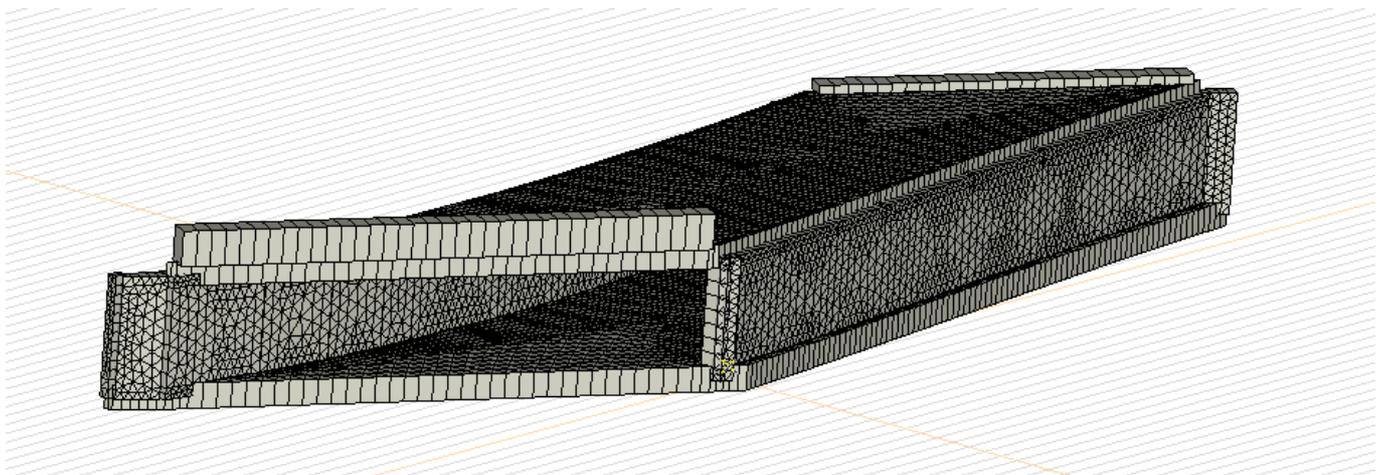
Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite delle molle elastiche.

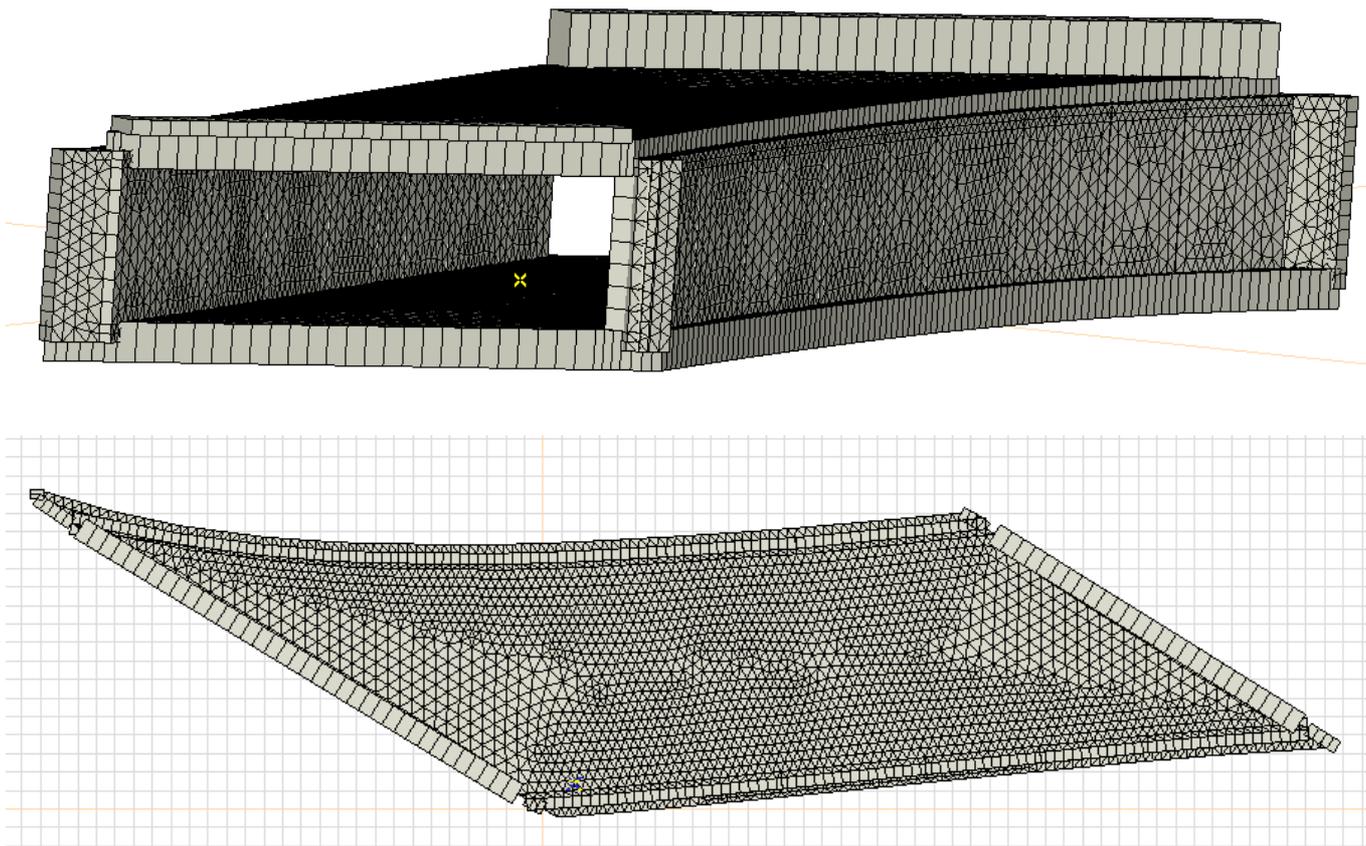
Al modulo di Winkler del terreno si attribuisce il valore $K=10000 \text{ KN/m}^2/\text{m}$.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Il modello di calcolo è mostrato in figura.





3.3. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

3.4. Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

3.5. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

4. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

4.1. Peso proprio della struttura

Peso soletta superiore: $P_{ss} = 1.20 \times 25 = 30.0 \text{ kN/m}^2$

Peso soletta inferiore: $P_{si} = 1.30 \times 25 = 32.5 \text{ kN/m}^2$

Peso piedritti: $P_p = 1.20 \times 25 = 30 \text{ kN/m}^2$

Peso della trave di bordo 120×182 $p = 1.20 \times 1.82 \times 25 = 54.6 \text{ kN/m}$

Peso della trave di bordo 120×50 $p = 1.20 \times 0.50 \times 25 = 15.0 \text{ kN/m}$

(CONDIZIONE PERM-STRUTT)

4.2. Carichi permanenti non strutturali

a) Peso del ricoprimento al di sopra della soletta superiore

Altezza di ricoprimento minima ($h=0.50 \text{ m}$) $P_r = 0.50 \times 19 = 9.5 \text{ kN/m}^2$

Altezza di ricoprimento massima ($h=1.82 \text{ m}$) $P_r = 1.82 \times 19 = 34.6 \text{ kN/m}^2$

b) Sovraccarichi al di sopra della soletta di fondazione

$P = 1.4 \times 20 = 28 \text{ kN/m}^2$

c) Peso del rinterro al di sopra dei bordi della soletta di fondazione

Altezza di ricoprimento minima ($h=8.10 \text{ m}$) $P_r = 8.10 \times 19 = 154 \text{ kN/m}^2$

Altezza di ricoprimento massima ($h=9.42 \text{ m}$) $P_r = 9.42 \times 19 = 179 \text{ kN/m}^2$

d) Peso del guard-rail e della rete di protezione al di sopra delle travi di bordo della copertura

$P = 2.0 \text{ KN/m}$

(CONDIZIONE PERM-NON-STRUTT)

4.3. Spinta del terreno

Terreno a ridosso dei piedritti $\gamma=20 \text{ KN/m}^3$ $\Phi=30^\circ$

Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1-\sin\Phi$ per cui si ottiene il valore $K_0 = 0.46$

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula $P= \gamma \times H \times K_0$

Pressione minima in asse soletta superiore $(1.05 \times 20) \times 0.46 = 9.66 \text{ kN/m}^2$

Pressione massima in asse soletta superiore $(2.37 \times 20) \times 0.46 = 21.8 \text{ kN/m}^2$

Pressione minima in asse soletta inferiore $(8.70 \times 20) \times 0.46 = 80.0 \text{ kN/m}^2$

Pressione massima in asse soletta inferiore $(10.02 \times 20) \times 0.46 = 92.2 \text{ kN/m}^2$

(CONDIZIONI SPINTA-TERRENO)

4.4. Spinta del terreno indotta dai carichi da traffico

Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1-\sin\Phi$ per cui si ottiene il valore $K_0 = 0.46$.

La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula $P= q \times K_0$

I carichi da traffico sono assimilati ad un carico uniforme di 10 KN/m^2

Pressione sulle pareti $10 \times 0.46 = 4.6 \text{ kN/m}^2$

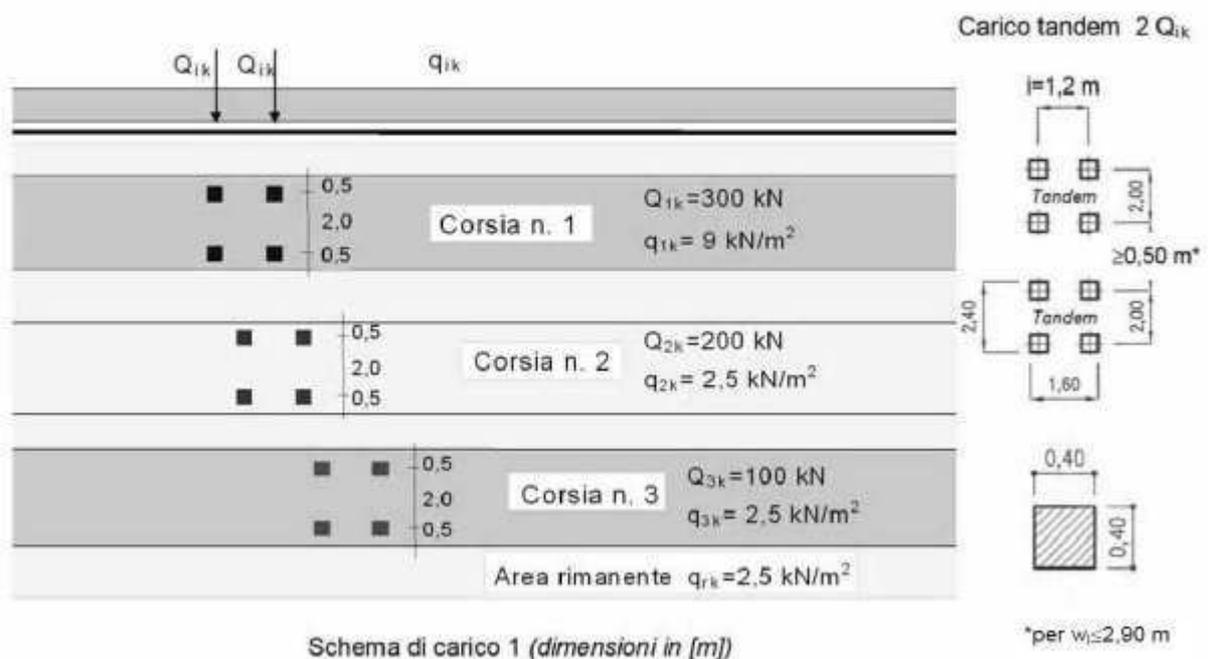
(condizioni SPINTA-TRAFFICO)

4.5. Carichi da traffico sulla soletta di copertura

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi da traffico è condotto per carichi di prima categoria

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$



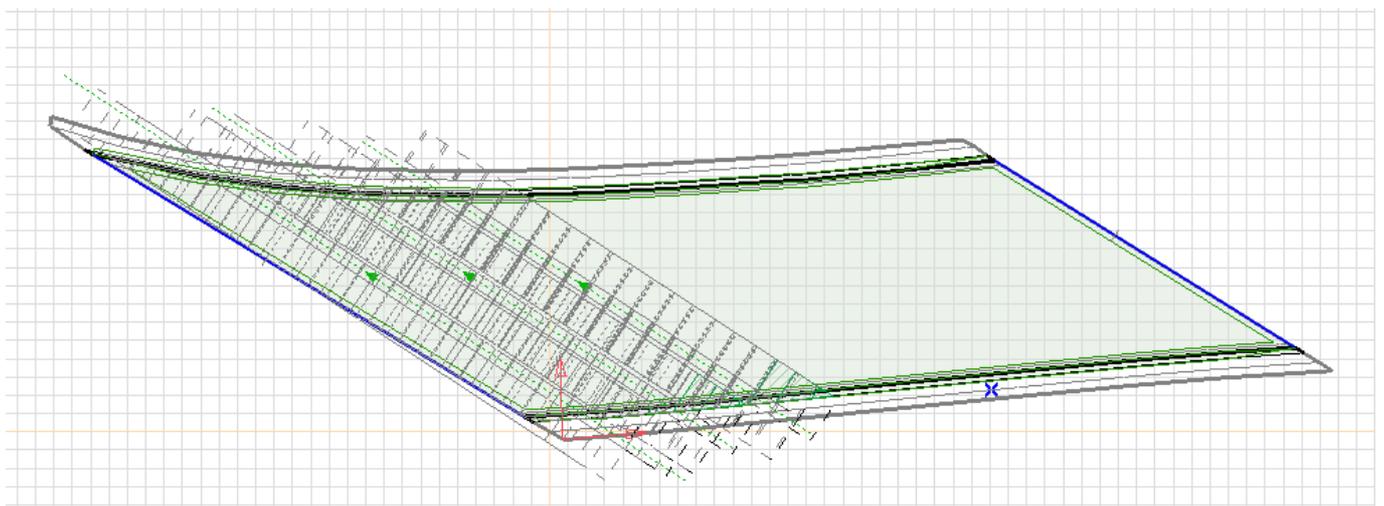
I carichi delle ruote sono applicati su impronte quadrate da 0.4 m di lato e si diffondono nello spessore del rinterro con un angolo di 20° e nella soletta con un angolo di diffusione di 45° .

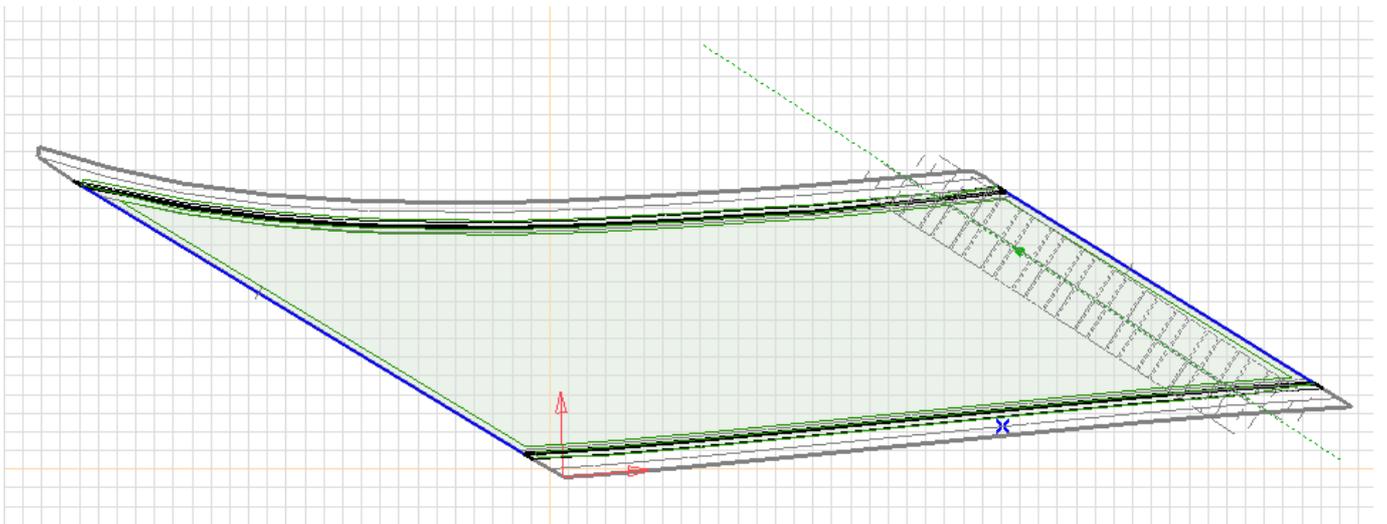
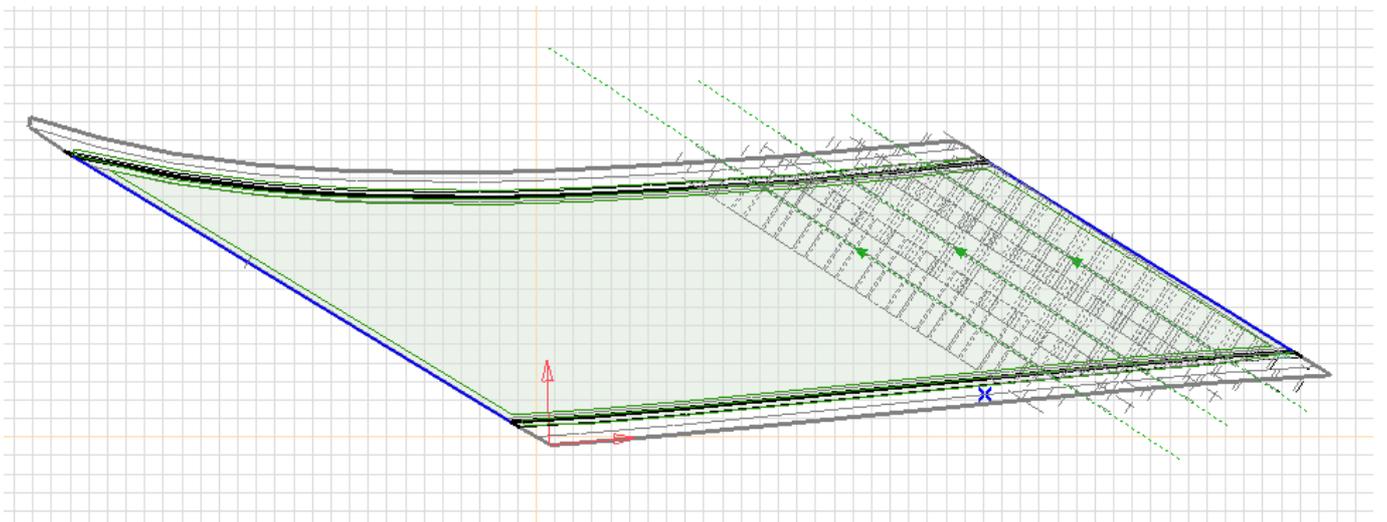
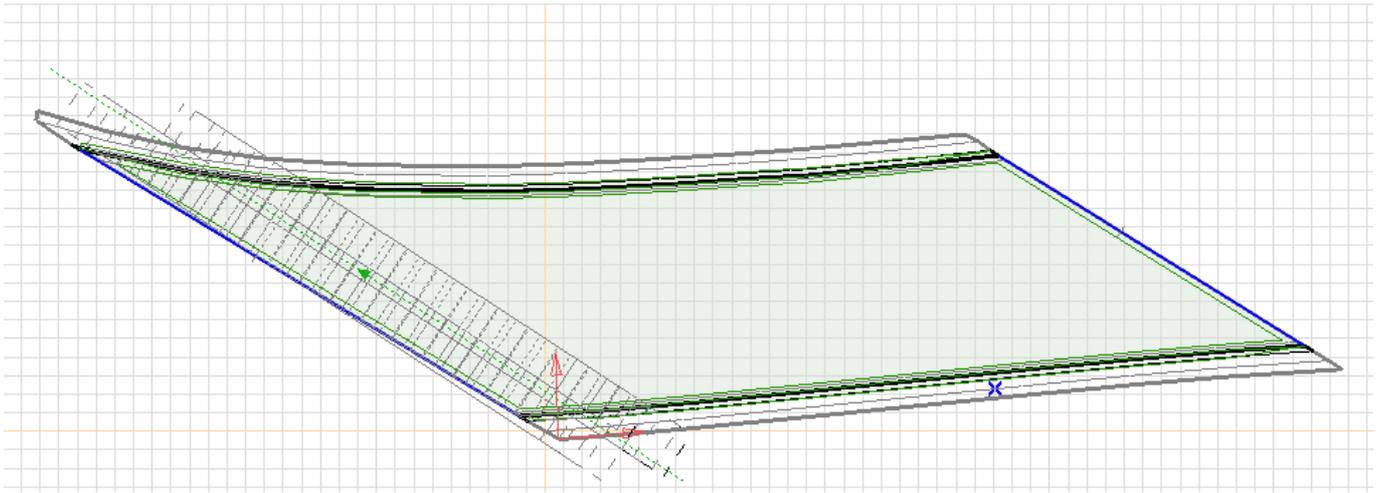
La dimensione dell' impronta di carico della singola ruota nel piano medio della soletta vale:

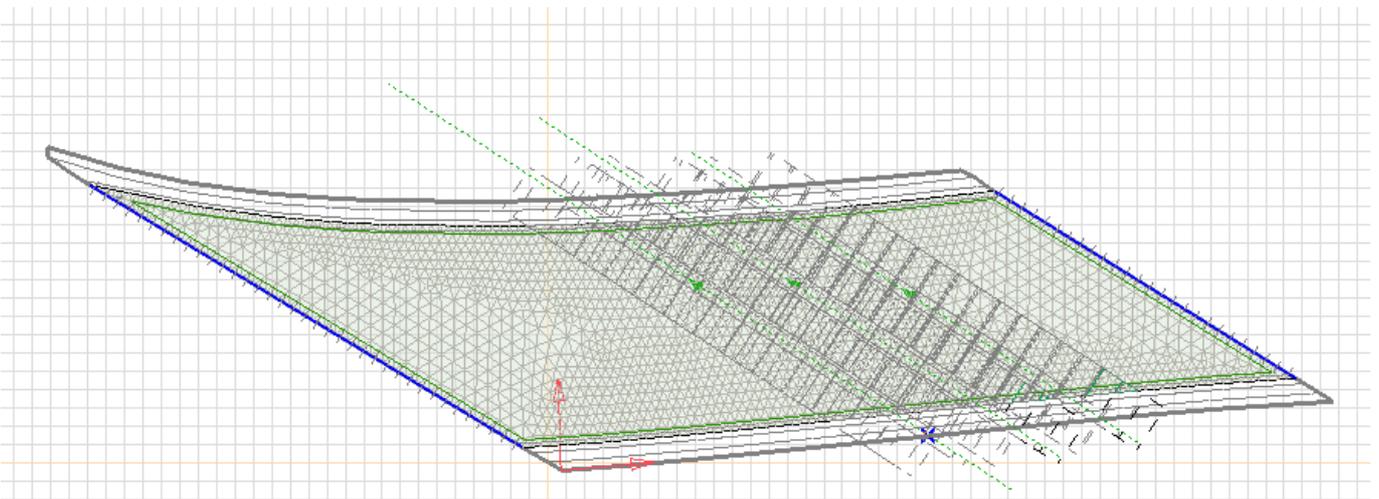
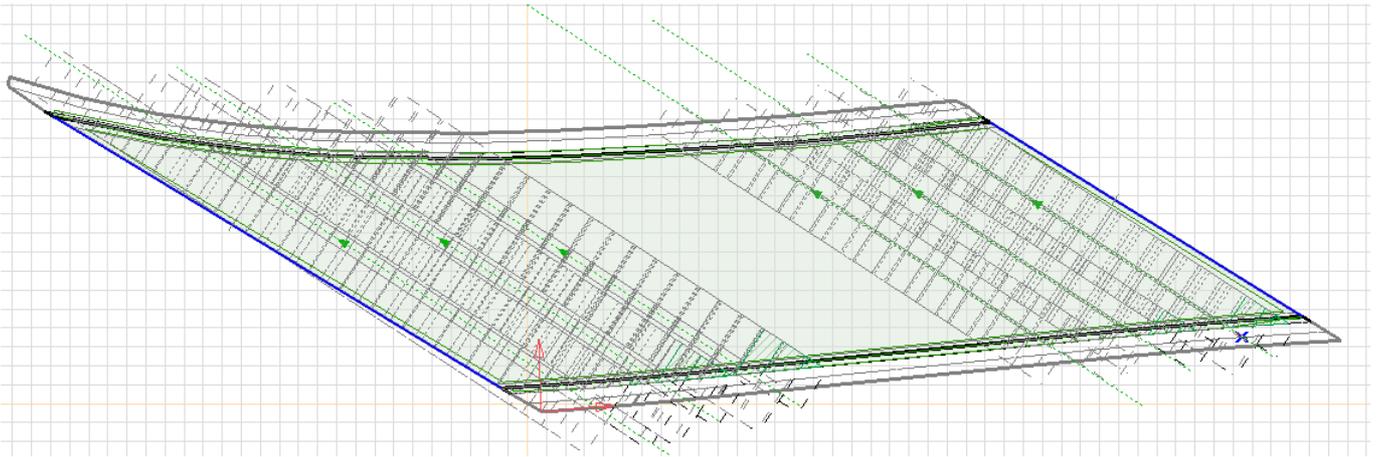
ricoprimento $h = 50 \text{ cm}$ $a = b = 0.4 + 0.50 \times 2 \times \tan 20^\circ + 1.10 = 1.86 \text{ m}$

ricoprimento $h = 170 \text{ cm}$ $a = b = 0.4 + 1.7 \times 2 \times \tan 20^\circ + 1.10 = 2.74 \text{ m}$

Differenti configurazioni dei carichi da traffico sono state considerate al fine di rendere massime le sollecitazioni







4.6. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

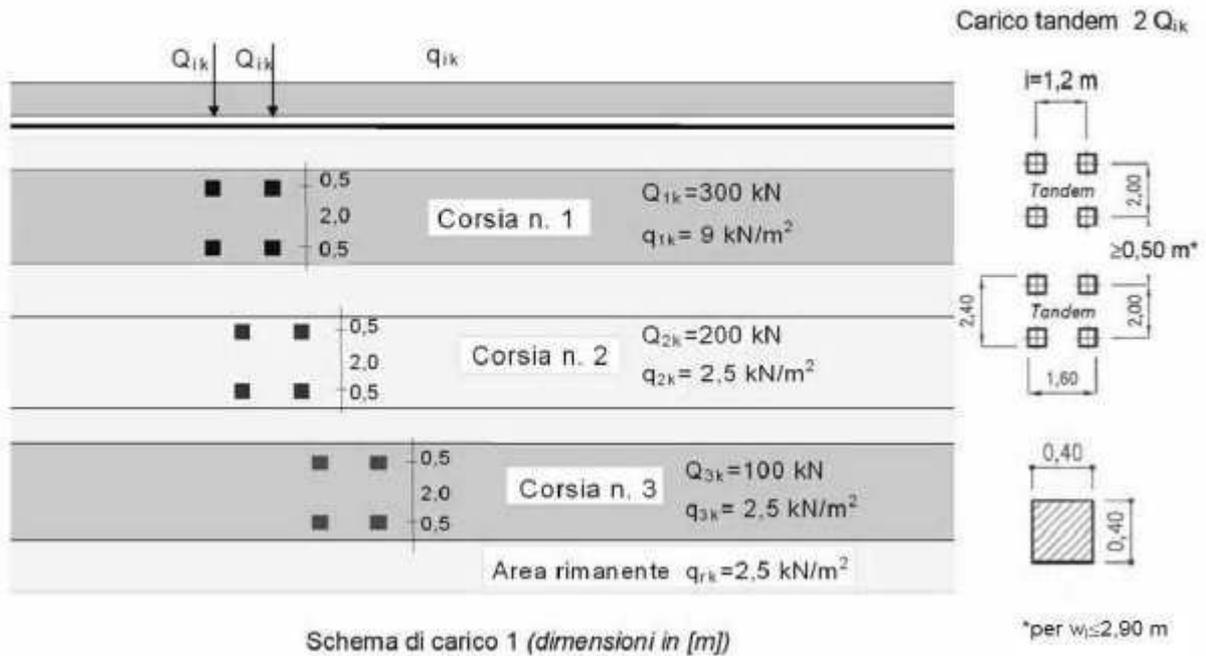
$$F = 0,6 \times 600 + 0,1 \times 9 \times 3 \times 32,10 = 447 \text{ KN}$$

4.7. Carichi da traffico sulla platea di fondazione

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi da traffico è condotto per carichi di prima categoria

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

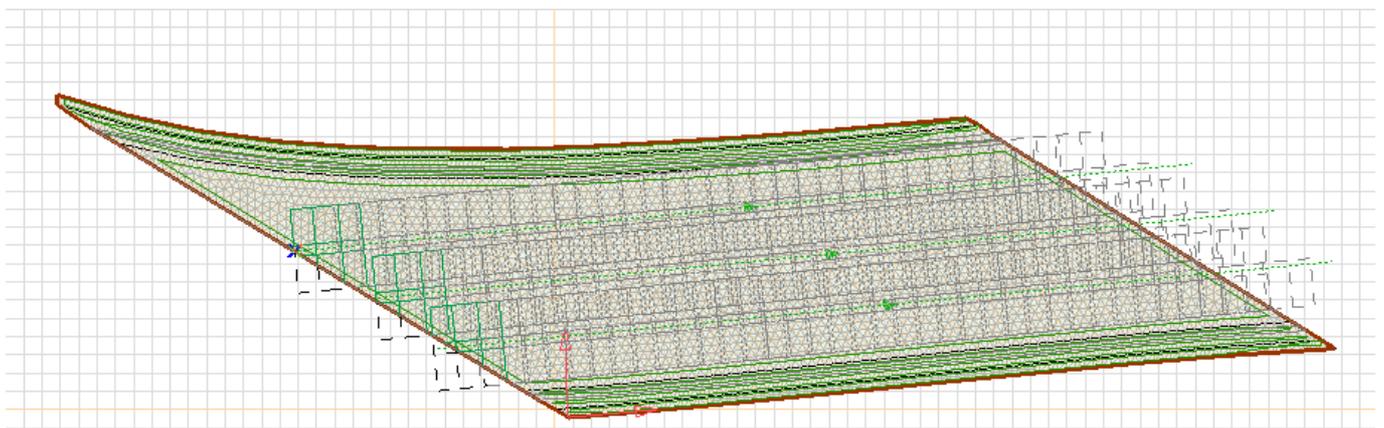


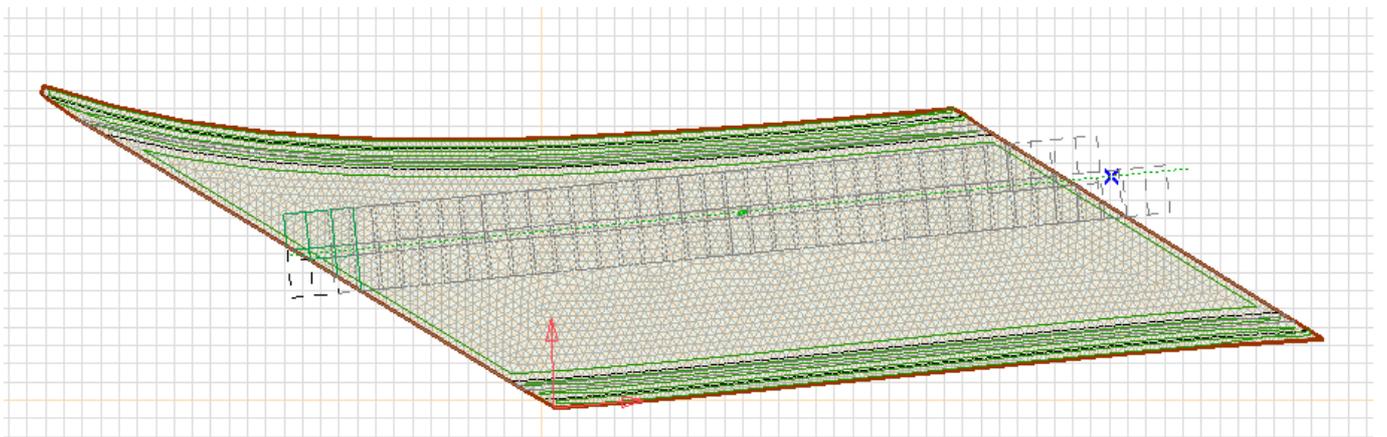
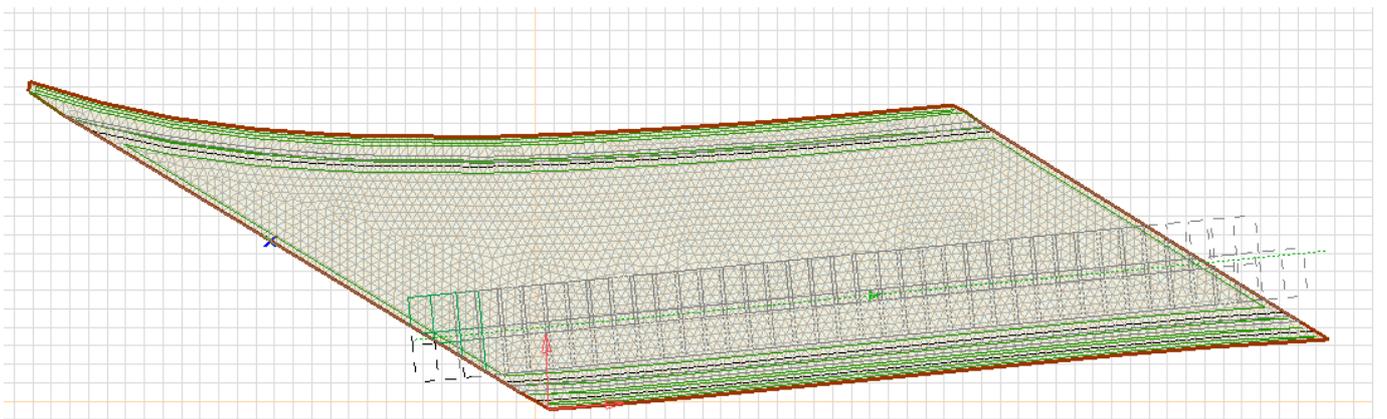
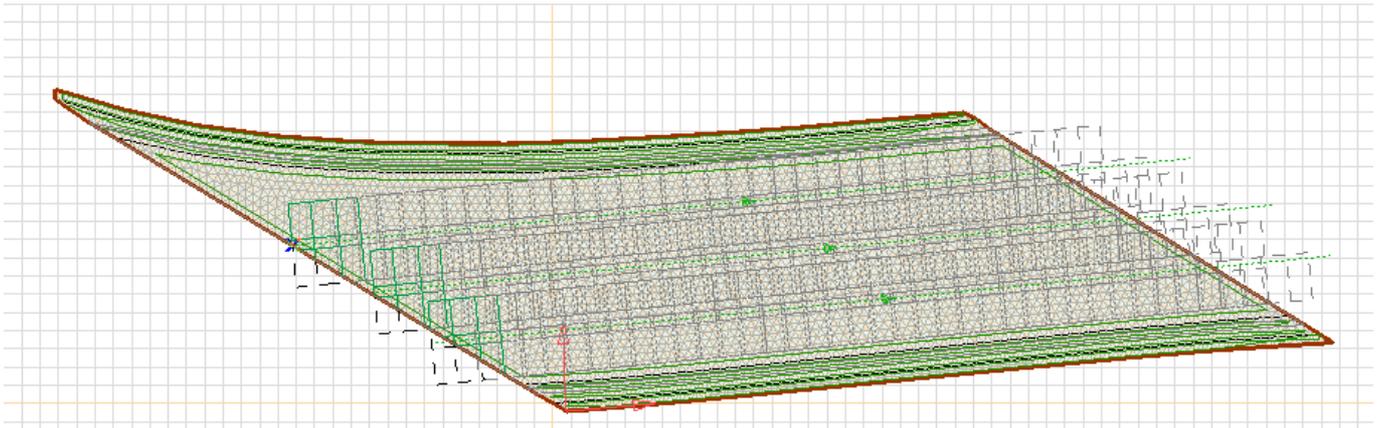
I carichi delle ruote sono applicati su impronte quadrate da 0.4 m di lato e si diffondono nello spessore del rinterro con un angolo di 20° e nella soletta con un angolo di diffusione di 45°.

La dimensione dell' impronta di carico della singola ruota nel piano medio della soletta vale:

ricoprimento $h=140$ cm $a=b=0.4+1.40 \times 2 \times \tan 20 + 1.2=2.60$ m

Differenti configurazioni dei carichi da traffico sono state considerate al fine di rendere massime le sollecitazioni





4.8. Ritiro differenziale delle pareti rispetto alla platea di fondazione

A) ritiro uniforme della platea di fondazione :

tempo iniziale in giorni dopo la stagionatura umida

$t_1 := 7$

tempo a lungo termine

$t_5 := 3650$

intervallo di tempo in giorni

$$t := 1..365$$

area della sezione in cm^2

$$\text{AREA} := 130 \times 100 = 13000$$

definire perimetro della sezione esposta ad essiccamento in cm

$$p := 200.00$$

dimensione convenzionale in mm

$$h_o := \frac{2 \times \text{AREA}}{p} \times 10 = 1300$$

Definire la classe del cemento

$$S_- := -1$$

$$N_- := 0$$

$$R_- := 1$$

$$\text{classe}_{\text{cemento}} := R_-$$

$$\alpha := \begin{cases} -1 & \text{if } \text{classe}_{\text{cemento}} = S_- = 1 \\ 0 & \text{if } \text{classe}_{\text{cemento}} = N_- \\ 1 & \text{if } \text{classe}_{\text{cemento}} = R_- \end{cases}$$

CALCESTRUZZO

Resistenza caratteristica a compressione su cubi (N/mm^2)

$$R_{ck} := 35.00$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_M=1.5$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm^2)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza cilindrica media a compressione (N/mm^2)

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 = 37.05$$

Resinza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.834993$$

Resisteza media a trazione per flessione (N/mm²)

$$f_{ctfm} := 1.2 \times 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3.401992$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984495$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 95% (N/mm²)

$$f_{ctk.95\%} := 1.3 \times f_{ctm} = 3.685491$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.461667$$

Resistenza di calcolo a compressione per spessori minori di 50 mm(N/mm²)

$$f_{cd.50} := 0.8 \times \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 13.169333$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.322997$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% per spessori minori di 50 mm (N/mm²)

$$f_{ctd.50.5\%} := 0.8 f_{ctd.5\%} = 1.058397$$

Modulo elastico istantaneo medio del calcestruzzo- modulo secante NTC2008 (N/mm²)

$$E_{cm} := 22000 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} = 32588.11$$

Modulo elastico tangente del calcestruzzo- DM1996 (N/mm²)

$$E_c := 5700 \times \sqrt{R_{ck}} = 33721.65$$

RITIRO DEL CALCESTRUZZO

La deformazione totale da ritiro è formata da due componenti, la deformazione da ritiro per essiccamento e la deformazione da ritiro autogeno.

La deformazione da ritiro per essiccamento si sviluppa lentamente, dal momento che è funzione della migrazione dell' acqua attraverso il calcestruzzo indurito.

La deformazione da ritiro autogeno si sviluppa durante l' indurimento del calcestruzzo: la maggior parte si sviluppa quindi nei primi giorni successivi al getto.

Il ritiro autogeno è una funzione lineare della resistenza del calcestruzzo. Esso si considera specificatamente quando un calcestruzzo fresco è gettato contro un calcestruzzo già indurito. Perciò i valori della deformazione totale da ritiro ε_{cs} discendono da

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale da ritiro;

ε_{cd} è la deformazione da ritiro per essiccamento;

ε_{ca} è la deformazione da ritiro autogeno.

Il valore finale della deformazione da ritiro per essiccamento, ε_{cd} è ottenuto con la formula:

$$\varepsilon_{cd} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

dove:

f_{cm} è la resistenza media a compressione (Megapascal);

$f_{cm0} = 10$ MPa;

α_{ds1} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento [vedere punto 3.1.2 (6)]:

= 3 per cemento di Classe S,

= 4 per cemento di Classe N,

= 6 per cemento di Classe R ;

α_{ds2} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento:

= 0,13 per cemento di Classe S,

= 0,12 per cemento di Classe N,

= 0,11 per cemento di Classe R ;

RH è l'umidità relativa ambientale (in percentuale);

$RH_0 = 100\%$.

Lo sviluppo del ritiro per essiccazione nel tempo è regolato dalla:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \epsilon_{cd,0}$$

dove:

k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione convenzionale h_0 secondo il

prospetto 3.3.

Valori di k_h nell'espressione (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

dove:

t è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato;

t_s è l'età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento (o rigonfiamento).

Generalmente questo avviene alla fine della maturazione;

h_0 è la dimensione convenzionale (in millimetri) della sezione trasversale

$$= 2A_c/u.$$

dove:

A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

dove:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$$

con t espresso in giorni.

SVILUPPO NEL TEMPO DEL RITIRO

valore di k_h

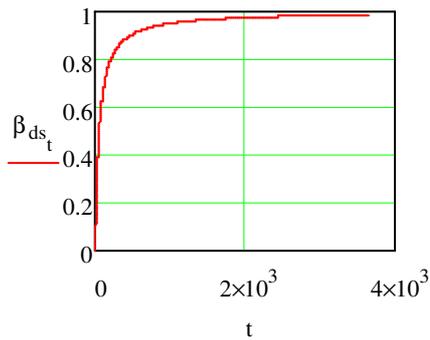
$$k_h := \begin{cases} 1 & \text{if } h_0 \leq 100 \\ 0.85 + \frac{0.15}{100} \times (200 - h_0) & \text{if } 100 < h_0 \leq 200 \\ 0.75 + \frac{0.1}{100} \times (300 - h_0) & \text{if } 200 < h_0 \leq 300 \\ 0.7 + \frac{0.05}{200} \times (500 - h_0) & \text{if } 300 < h_0 \leq 500 \\ 0.7 & \text{if } h_0 > 500 \end{cases} = 0.7$$

eta' del calcestruzzo in giorni all' inizio del ritiro per essiccamento

$$t_s := t1$$

coefficiente $\beta_{ds}(t, t_s)$

$$\beta_{ds_t} := \begin{cases} 0 & \text{if } t \leq t_s \\ \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \times \sqrt{h_o^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} 3 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 6 \\ 4 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 6 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 0.11 \\ 0.12 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 0.11 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$f_{cmo} := 10$$

Definire l' umidita' relativa in percentuale

$$RH := 80$$

$$RH_o := 100$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_o} \right)^3 \right] = 0.7564$$

deformazione dovuta a ritiro per essiccamento

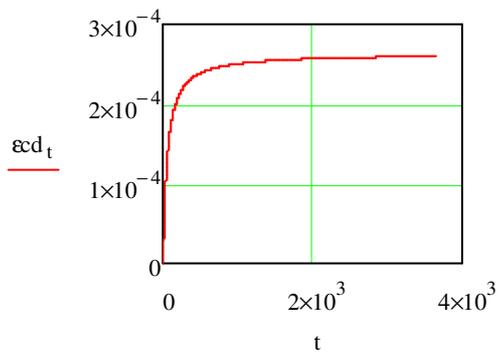
$$\epsilon_{cdo} := 0.85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 0.000376$$

Il valore finale del ritiro per essiccamento é di

$$\varepsilon_{cdo} \times k_h = 0.000263$$

Lo sviluppo nel tempo del ritiro per essiccamento é fornito da:

$$\varepsilon_{cd_t} := \beta_{ds_t} \times \varepsilon_{cdo} \times k_h$$

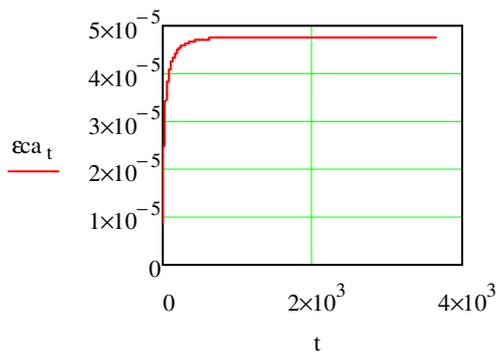


Lo sviluppo nel tempo del ritiro autogeno é fornito da:

$$\varepsilon_{caoo} := 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 0.000048$$

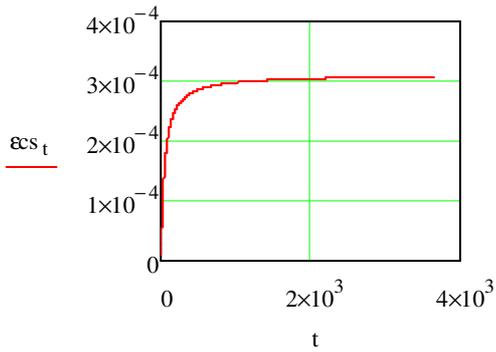
$$\beta_{as_t} := 1 - e^{(-0.2 \times t^{0.5})}$$

$$\varepsilon_{ca_t} := \beta_{as_t} \times \varepsilon_{caoc}$$



Il ritiro complessivo é dato da:

$$\varepsilon_{cs_t} := \varepsilon_{cd_t} + \varepsilon_{ca_t}$$



Il ritiro finale complessivo a 3650 giorni é di

$$\epsilon_{cs, t5} = 0.000307$$

B) ritiro uniforme delle pareti :

tempo iniziale in giorni dopo la stagionatura umida

$$t_{12} := 7$$

tempo a lungo termine

$$t_{52} := 3650$$

intervallo di tempo in giorni

$$t_2 := 1..3650$$

area della sezione in cm^2

$$\text{AREA}_2 := 120 \times 100 = 12000$$

definire perimetro della sezione esposta ad essiccamento in cm

$$p_2 := 200.00$$

dimensione convenzionale in mm

$$h_{o,2} := \frac{2 \times \text{AREA}_2}{p_2} \times 10 = 1200$$

Definire la classe del cemento

$$S_{\text{cemento}} := -1$$

$$N_{\text{cemento}} := 0$$

$$R_{-} := 1$$

$$\text{classe}_{\text{cemento}} := R_{-}$$

$$\alpha := \begin{cases} -1 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 1 \\ 0 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 1 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

CALCESTRUZZO DELL' ELEMENTO 2

Resistenza caratteristica a compressione su cubi (N/mm²)

$$R_{ck,2} := 35.00$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_M=1.5$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck,2} := 0.83 \times R_{ck,2} = 29.05$$

Resistenza cilindrica media a compressione (N/mm²)

$$f_{cm,2} := f_{ck,2} + 8 = 37.05$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm,2} := 0.30 \times f_{ck,2}^{\frac{2}{3}} = 2.834993$$

Resistenza media a trazione per flessione (N/mm²)

$$f_{ctfm,2} := 1.2 \times 0.30 \times f_{ck,2}^{\frac{2}{3}} = 3.401992$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk,5\%,2} := 0.7 \times f_{ctm,2} = 1.984495$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 95% (N/mm²)

$$f_{ctk,95\%,2} := 1.3 \times f_{ctm,2} = 3.685491$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd,2} := \frac{0.85 \times f_{ck,2}}{1.5} = 16.461667$$

Resistenza di calcolo a compressione per spessori minori di 50 mm (N/mm²)

$$f_{cd,50,2} := 0.8 \times \frac{0.85 \times f_{ck,2}}{1.5} = 13.169333$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd,5\%,2} := \frac{f_{ctk,5\%,2}}{1.5} = 1.322997$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% per spessori minori di 50 mm (N/mm²)

$$f_{ctd,50,5\%,2} := 0.8 f_{ctd,5\%,2} = 1.058397$$

Modulo elastico istantaneo medio del calcestruzzo- modulo secante NTC2008 (N/mm²)

$$E_{cm,2} := 22000 \times \left(\frac{f_{ck,2} + 8}{10} \right)^{0.3} = 32588.11$$

Modulo elastico tangente del calcestruzzo- DM1996 (N/mm²)

$$E_{c,2} := 5700 \times \sqrt{R_{ck,2}} = 33721.65$$

SVILUPPO NEL TEMPO DEL RITIRO

valore di k_h

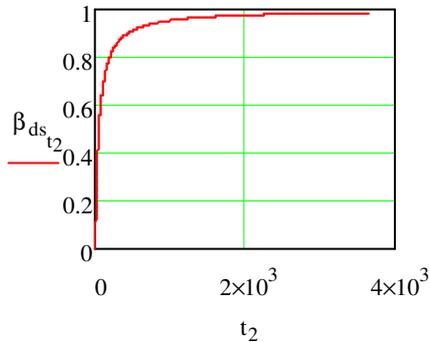
$$k_{h,2} := \begin{cases} 1 & \text{if } h_{o,2} \leq 100 \\ 0.85 + \frac{0.15}{100} \times (200 - h_{o,2}) & \text{if } 100 < h_{o,2} \leq 200 \\ 0.75 + \frac{0.1}{100} \times (300 - h_{o,2}) & \text{if } 200 < h_{o,2} \leq 300 \\ 0.7 + \frac{0.05}{200} \times (500 - h_{o,2}) & \text{if } 300 < h_{o,2} \leq 500 \\ 0.7 & \text{if } h_{o,2} > 500 \end{cases} = 0.7$$

eta' del calcestruzzo in giorni all' inizio del ritiro per essiccamento

$$t_{s,2} := t1_2$$

coefficiente $\beta_{ds}(t, t_s)$

$$\beta_{ds,t_2} := \begin{cases} 0 & \text{if } t_2 \leq t_{s,2} \\ \frac{t_2 - t_{s,2}}{(t_2 - t_{s,2}) + 0.04 \times \sqrt{h_{o,2}}^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\alpha_{ds1,2} := \begin{cases} 3 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 6 \\ 4 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 6 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2,2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 0.11 \\ 0.12 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 0.11 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$f_{cmo,2} := 10$$

Definire l'umidità relativa in percentuale

$$\underline{RH} := 80$$

$$\underline{RH}_0 := 100$$

$$\beta_{RH,2} := 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.7564$$

deformazione dovuta a ritiro per essiccamento

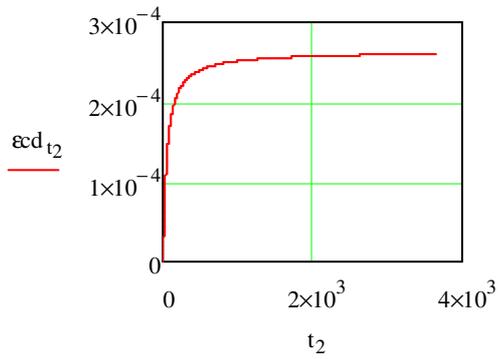
$$\varepsilon_{cdo,2} := 0.85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1,2}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2,2} \times \frac{f_{cm,2}}{f_{cmo,2}} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH,2} = 0.000521$$

Il valore finale del ritiro per essiccamento é di

$$\varepsilon_{cdo,2} \times k_{h,2} = 0.000365$$

Lo sviluppo nel tempo del ritiro per essiccamento é fornito da:

$$\epsilon_{cd_{t_2}} := \beta_{ds_{t_2}} \times \epsilon_{cdo} \times k_{h,2}$$

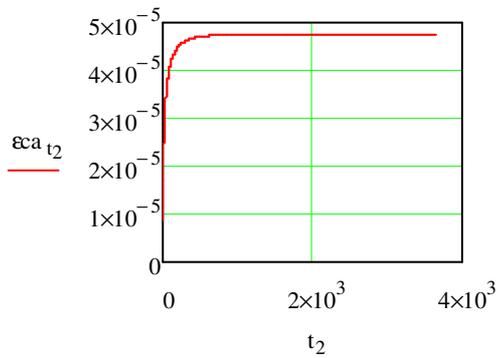


Lo sviluppo nel tempo del ritiro autogeno é fornito da:

$$\epsilon_{cao0.2} := 2.5 \times (f_{ck,2} - 10) \times 10^{-6} = 0.000048$$

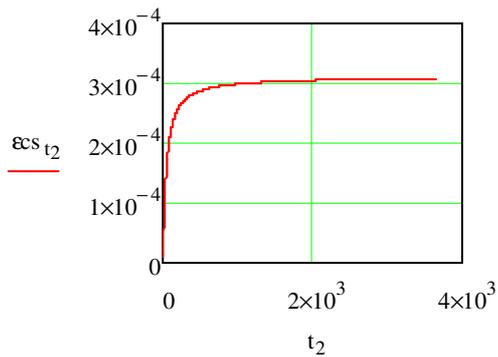
$$\beta_{as_{t_2}} := 1 - e^{(-0.2 \times t_2^{0.5})}$$

$$\epsilon_{ca_{t_2}} := \beta_{as_{t_2}} \times \epsilon_{cao0.2}$$



Il ritiro complessivo é dato da:

$$\epsilon_{cs_{t_2}} := \epsilon_{cd_{t_2}} + \epsilon_{ca_{t_2}}$$



Il ritiro finale complessivo a 3650 giorni é di

$$\epsilon_{cs\ t5_2} = 0.000308$$

C) ritiro differenziale delle pareti rispetto alla platea di fondazione:

Il ritiro dell' elemento 1 a tempo infinito é di

$$\epsilon_{cs\ t5} = 0.000308$$

Definire tempo di esecuzione dell' elemento 2 in giorni

$$t_{elem2} := 30.00$$

Ritiro libero dell' elemento 1 scontato nel periodo che separa la realizzazione dell' elemento 1 e la realizzazione dell' elemento 2

$$\epsilon_{cs\ t_{elem2}} := \epsilon_{cd\ t_{elem2}} + \epsilon_{ca\ t_{elem2}} = \dots$$

$$\epsilon_{cs\ t_{elem2}} = 0.000117$$

Ritiro dell' elemento 1 da scontarsi in collaborazione con l' elemento 2

$$\epsilon_{cs\ t5} - \epsilon_{cs\ t_{elem2}} = 0.000191$$

Ritiro differenziale dell' elemento 2 rispetto all' elemento 1

$$diff := \epsilon_{cs\ t5_2} - (\epsilon_{cs\ t5} - \epsilon_{cs\ t_{elem2}}) = 0.000117$$

variazione termica equivalente al ritiro differenziale

$$\Delta t_{diff} := \frac{diff}{0.00001} = 11.705365$$

Tabella 4 - Coefficiente di correzione del ritiro (f_{rt}) in funzione della percentuale di armatura (A_s)

A_s (%)	f_{rt}
0.00	1,00
0.15	0,97
0.50	0,93
1.00	0,85
2.00	0,70

Lo sviluppo del ritiro nel tempo è influenzato dalla viscosità

La variazione termica equivalente al ritiro differenziale applicata al modello all'elasticità istantanea è di $-11.7 \times 0.43 \times 0.93 = -4.7^\circ$ essendo 0.43 il coefficiente dovuto alla viscosità e 0.93 il coefficiente dovuto all'armatura

Per quanto concerne le sollecitazioni allo stato limite ultimo si applica la riduzione del 50% come previsto dalla vigente normativa

4.9. Ritiro differenziale della soletta di copertura

A) ritiro uniforme della platea di fondazione :

tempo iniziale in giorni dopo la stagionatura umida

$$t_1 := 7$$

tempo a lungo termine

$$t_5 := 365$$

intervallo di tempo in giorni

$$t := 1..365$$

area della sezione in cm^2

$$\text{AREA} := 130 \times 100 = 13000$$

definire perimetro della sezione esposta ad essiccamento in cm

$$p := 200.0$$

dimensione convenzionale in mm

$$h_o := \frac{2 \times \text{AREA}}{p} \times 10 = 1300$$

Definire la classe del cemento

$$S_ := -1$$

$$N_ := 0$$

$$R_ := 1$$

classe_{cemento} := R₋

$$\alpha := \begin{cases} -1 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = \text{S}_{-} = 1 \\ 0 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = \text{N}_{-} \\ 1 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = \text{R}_{-} \end{cases}$$

CALCESTRUZZO

Resistenza caratteristica a compressione su cubi (N/mm²)

$$R_{ck} := 35.00$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_M=1.5$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza cilindrica media a compressione (N/mm²)

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 = 37.05$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.834993$$

Resistenza media a trazione per flessione (N/mm²)

$$f_{ctm} := 1.2 \times 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3.401992$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984495$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 95% (N/mm²)

$$f_{ctk.95\%} := 1.3 \times f_{ctm} = 3.685491$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.461667$$

Resistenza di calcolo a compressione per spessori minori di 50 mm(N/mm²)

$$f_{cd.50} := 0.8 \times \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 13.169333$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.322997$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% per spessori minori di 50 mm (N/mm²)

$$f_{ctd.50.5\%} := 0.8f_{ctd.5\%} = 1.058397$$

Modulo elastico istantaneo medio del calcestruzzo- modulo secante NTC2008 (N/mm²)

$$E_{cm} := 22000 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} = 32588.11$$

Modulo elastico tangente del calcestruzzo- DM1996 (N/mm²)

$$E_c := 5700 \times \sqrt{R_{ck}} = 33721.65$$

RITIRO DEL CALCESTRUZZO

La deformazione totale da ritiro è formata da due componenti, la deformazione da ritiro per essiccamento e la deformazione da ritiro autogeno.

La deformazione da ritiro per essiccamento si sviluppa lentamente, dal momento che è funzione della migrazione dell' acqua attraverso il calcestruzzo indurito.

La deformazione da ritiro autogeno si sviluppa durante l' indurimento del calcestruzzo: la maggior parte si sviluppa quindi nei primi giorni successivi al getto.

Il ritiro autogeno è una funzione lineare della resistenza del calcestruzzo. Esso si considera specificatamente quando un calcestruzzo fresco è gettato contro un calcestruzzo già indurito. Perciò i valori della deformazione totale da ritiro ε_{cs} discendono da

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale da ritiro;

ε_{cd} è la deformazione da ritiro per essiccamento;

ε_{ca} è la deformazione da ritiro autogeno.

Il valore finale della deformazione da ritiro per essiccamento, ε_{cd} è ottenuto con la formula:

$$\varepsilon_{cd} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

dove:

f_{cm} è la resistenza media a compressione (Megapascal);

$f_{cmo} = 10$ MPa;

α_{ds1} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento [vedere punto 3.1.2 (6)]:

= 3 per cemento di Classe S,

= 4 per cemento di Classe N,

= 6 per cemento di Classe R ;

α_{ds2} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento:

= 0,13 per cemento di Classe S,

= 0,12 per cemento di Classe N,

= 0,11 per cemento di Classe R ;

RH è l'umidità relativa ambientale (in percentuale);

$RH_0 = 100\%$.

Lo sviluppo del ritiro per essiccamento nel tempo è regolato dalla:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \varepsilon_{cd,0}$$

dove:

k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione convenzionale h_0 secondo il

prospetto 3.3.

Valori di k_h nell'espressione (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

dove:

t è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato;

t_s è l'età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento (o rigonfiamento).

Generalmente questo avviene alla fine della maturazione;

h_0 è la dimensione convenzionale (in millimetri) della sezione trasversale

$$= 2A_c/u.$$

dove:

A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

dove:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$$

con t espresso in giorni.

SVILUPPO NEL TEMPO DEL RITIRO

valore di k_h

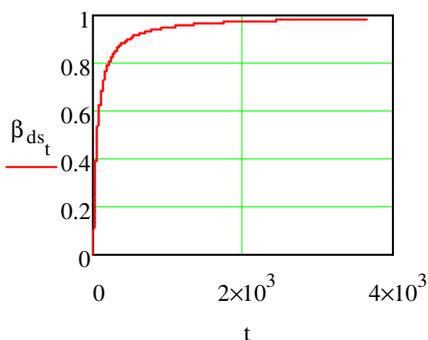
$$k_h := \begin{cases} 1 & \text{if } h_o \leq 100 \\ 0.85 + \frac{0.15}{100} \times (200 - h_o) & \text{if } 100 < h_o \leq 200 \\ 0.75 + \frac{0.1}{100} \times (300 - h_o) & \text{if } 200 < h_o \leq 300 \\ 0.7 + \frac{0.05}{200} \times (500 - h_o) & \text{if } 300 < h_o \leq 500 \\ 0.7 & \text{if } h_o > 500 \end{cases} = 0.7$$

eta' del calcestruzzo in giorni all' inizio del ritiro per essiccamento

$$t_s := t_1$$

coefficiente $\beta_{ds}(t, t_s)$

$$\beta_{ds_t} := \begin{cases} 0 & \text{if } t \leq t_s \\ \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \times \sqrt{h_o^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} 3 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 6 \\ 4 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 6 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 0.11 \\ 0.12 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 0.11 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$f_{cmo} := 10$$

Definire l'umidità relativa in percentuale

$$RH := 80$$

$$RH_0 := 100$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.7564$$

deformazione dovuta a ritiro per essiccamento

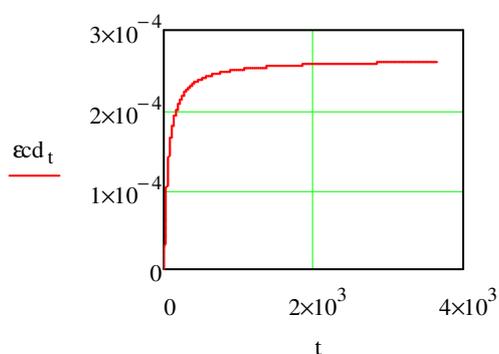
$$\varepsilon_{cdo} := 0.85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 0.000376$$

Il valore finale del ritiro per essiccamento é di

$$\varepsilon_{cdo} \times k_h = 0.000263$$

Lo sviluppo nel tempo del ritiro per essiccamento é fornito da:

$$\varepsilon_{cd_t} := \beta_{ds_t} \times \varepsilon_{cdo} \times k_h$$

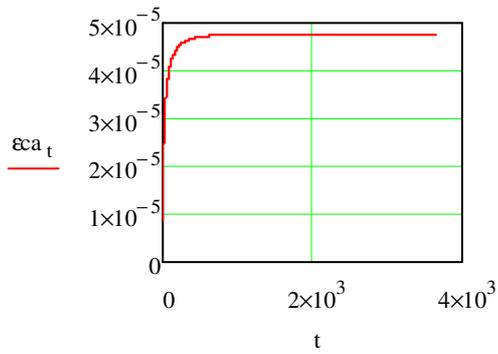


Lo sviluppo nel tempo del ritiro autogeno é fornito da:

$$\epsilon_{ca00} := 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 0.000048$$

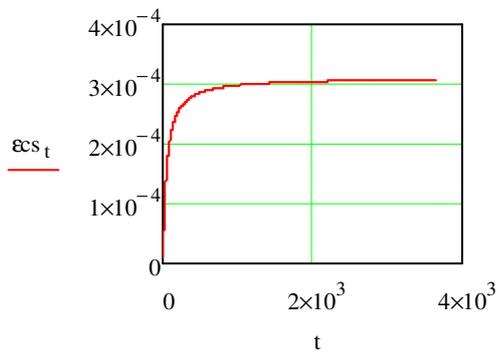
$$\beta_{as_t} := 1 - e^{(-0.2 \times t^{0.5})}$$

$$\epsilon_{ca_t} := \beta_{as_t} \times \epsilon_{ca00}$$



Il ritiro complessivo é dato da:

$$\epsilon_{cs_t} := \epsilon_{cd_t} + \epsilon_{ca_t}$$



Il ritiro finale complessivo a 3650 giorni é di

$$\epsilon_{cs_{t5}} = 0.000307$$

B) ritiro uniforme della soletta di copertura :

tempo iniziale in giorni dopo la stagionatura umida

$$t_{12} := 7$$

tempo a lungo termine

$$t_{52} := 3650$$

intervallo di tempo in giorni

$$t_2 := 1..3650$$

area della sezione in cm^2

$$\text{AREA}_2 := 120 \times 100 = 12000$$

definire perimetro della sezione esposta ad essiccamento in cm

$$p_2 := 200.00$$

dimensione convenzionale in mm

$$h_{o,2} := \frac{2 \times \text{AREA}_2}{p_2} \times 10 = 1200$$

Definire la classe del cemento

$$S_{\text{cemento}} := -1$$

$$N_{\text{cemento}} := 0$$

$$R_{\text{cemento}} := 1$$

$$\text{classe}_{\text{cemento}} := R_{\text{cemento}}$$

$$\alpha := \begin{cases} -1 & \text{if } \text{classe}_{\text{cemento}} = S_{\text{cemento}} = 1 \\ 0 & \text{if } \text{classe}_{\text{cemento}} = N_{\text{cemento}} \\ 1 & \text{if } \text{classe}_{\text{cemento}} = R_{\text{cemento}} \end{cases}$$

CALCESTRUZZO DELL' ELEMENTO 2

Resistenza caratteristica a compressione su cubi (N/mm^2)

$$R_{ck,2} := 35.00$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_M=1.5$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm^2)

$$f_{ck,2} := 0.83 \times R_{ck,2} = 29.05$$

Resistenza cilindrica media a compressione (N/mm^2)

$$f_{cm,2} := f_{ck,2} + 8 = 37.05$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm,2} := 0.30 \times f_{ck,2}^{\frac{2}{3}} = 2.834993$$

Resistenza media a trazione per flessione (N/mm²)

$$f_{ctfm,2} := 1.2 \times 0.30 \times f_{ck,2}^{\frac{2}{3}} = 3.401992$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk,5\%,2} := 0.7 \times f_{ctm,2} = 1.984495$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 95% (N/mm²)

$$f_{ctk,95\%,2} := 1.3 \times f_{ctm,2} = 3.685491$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd,2} := \frac{0.85 \times f_{ck,2}}{1.5} = 16.461667$$

Resistenza di calcolo a compressione per spessori minori di 50 mm (N/mm²)

$$f_{cd,50,2} := 0.8 \times \frac{0.85 \times f_{ck,2}}{1.5} = 13.169333$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd,5\%,2} := \frac{f_{ctk,5\%,2}}{1.5} = 1.322997$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% per spessori minori di 50 mm (N/mm²)

$$f_{ctd,50,5\%,2} := 0.8 f_{ctd,5\%,2} = 1.058397$$

Modulo elastico istantaneo medio del calcestruzzo- modulo secante NTC2008 (N/mm²)

$$E_{cm,2} := 22000 \times \left(\frac{f_{ck,2} + 8}{10} \right)^{0.3} = 32588.11$$

Modulo elastico tangente del calcestruzzo- DM1996 (N/mm²)

$$E_{c,2} := 5700 \times \sqrt{R_{ck,2}} = 33721.65$$

SVILUPPO NEL TEMPO DEL RITIRO

valore di k_h

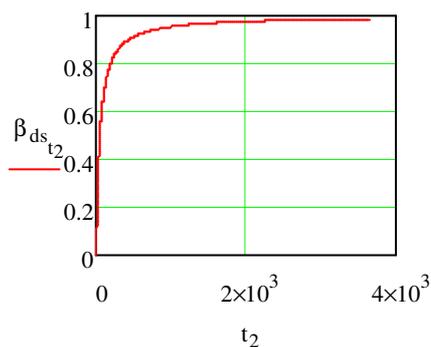
$$k_{h,2} := \begin{cases} 1 & \text{if } h_{o,2} \leq 100 \\ 0.85 + \frac{0.15}{100} \times (200 - h_{o,2}) & \text{if } 100 < h_{o,2} \leq 200 \\ 0.75 + \frac{0.1}{100} \times (300 - h_{o,2}) & \text{if } 200 < h_{o,2} \leq 300 \\ 0.7 + \frac{0.05}{200} \times (500 - h_{o,2}) & \text{if } 300 < h_{o,2} \leq 500 \\ 0.7 & \text{if } h_{o,2} > 500 \end{cases} = 0.7$$

eta' del calcestruzzo in giorni all' inizio del ritiro per essiccamento

$$t_{s,2} := t1_2$$

coefficiente $\beta_{ds}(t, t_s)$

$$\beta_{ds,t_2} := \begin{cases} 0 & \text{if } t_2 \leq t_{s,2} \\ \frac{t_2 - t_{s,2}}{(t_2 - t_{s,2}) + 0.04 \times \sqrt{h_{o,2}}^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\alpha_{ds1,2} := \begin{cases} 3 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_{-} = 6 \\ 4 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_{-} \\ 6 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_{-} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds,2.2} := \begin{cases} 0.13 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = S_ \\ 0.12 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = N_ \\ 0.11 & \text{if classe}_{\text{cemento}} = R_ \end{cases} = 0.11$$

$$f_{cmo,2} := 10$$

Definire l'umidità relativa in percentuale

$$RH := 80$$

$$RH_0 := 100$$

$$\beta_{RH,2} := 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.7564$$

deformazione dovuta a ritiro per essiccamento

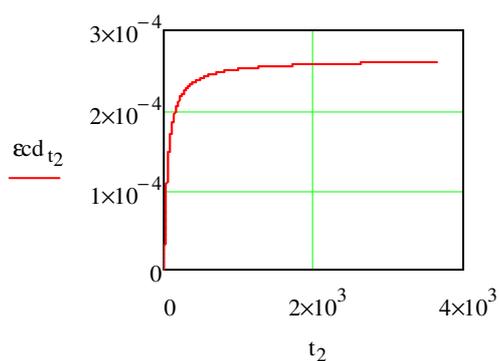
$$\varepsilon_{cdo,2} := 0.85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds,1.2}) \times e^{\left(-\alpha_{ds,2} \cdot 2 \times \frac{f_{cm,2}}{f_{cmo,2}} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH,2} = 0.000521$$

Il valore finale del ritiro per essiccamento é di

$$\varepsilon_{cdo,2} \times k_{h,2} = 0.000365$$

Lo sviluppo nel tempo del ritiro per essiccamento é fornito da:

$$\varepsilon_{cd,t_2} := \beta_{ds,t_2} \times \varepsilon_{cdo} \times k_{h,2}$$

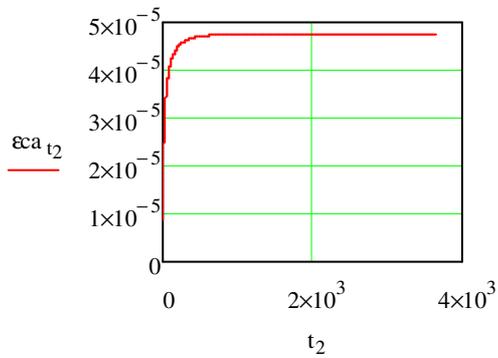


Lo sviluppo nel tempo del ritiro autogeno é fornito da:

$$\varepsilon_{cao,2} := 2.5 \times (f_{ck,2} - 10) \times 10^{-6} = 0.000048$$

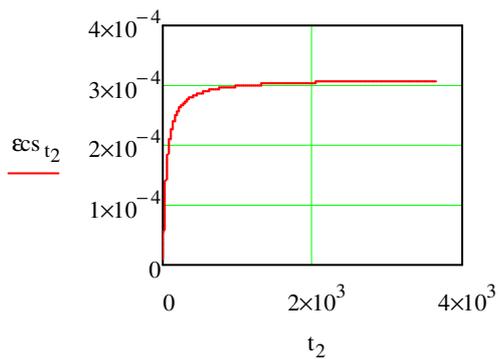
$$\beta_{as_{t_2}} := 1 - e^{(-0.2 \times t_2^{0.5})}$$

$$\epsilon_{ca_{t_2}} := \beta_{as_{t_2}} \times \epsilon_{ca00.2}$$



Il ritiro complessivo é dato da:

$$\epsilon_{cs_{t_2}} := \epsilon_{cd_{t_2}} + \epsilon_{ca_{t_2}}$$



Il ritiro finale complessivo a 3650 giorni é di

$$\epsilon_{cs_{t_2}} = 0.000308$$

C) ritiro differenziale della soletta di copertura rispetto alla platea di fondazione:

Il ritiro dell' elemento 1 a tempo infinito é di

$$\epsilon_{cs_{t_5}} = 0.000308$$

Definire tempo di esecuzione dell' elemento 2 in giorni

$$t_{elem2} := 60.00$$

Ritiro libero dell' elemento 1 scontato nel periodo che separa la realizzazione dell' elemento 1 e la realizzazione dell' elemento 2

$$\epsilon_{cs_{t_{elem2}}} := \epsilon_{cd_{t_{elem2}}} + \epsilon_{ca_{t_{elem2}}} = \dots$$

$$\epsilon_{cs_{t_{elem2}}} = 0.000176$$

Ritiro dell' elemento 1 da scontarsi in collaborazione con l' elemento 2

$$\epsilon_{cs_{t5}} - \epsilon_{cs_{t_{elem2}}} = 0.000132$$

Ritiro differenziale dell' elemento 2 rispetto all' elemento 1

$$\text{diff} := \epsilon_{cs_{t5_2}} - (\epsilon_{cs_{t5}} - \epsilon_{cs_{t_{elem2}}}) = 0.000176$$

variazione termica equivalente al ritiro differenziale

$$\Delta t_{\text{diff}} := \frac{\text{diff}}{0.00001} = 17.577248$$

Tabella 4 - Coefficiente di correzione del ritiro (f_{rt}) in funzione della percentuale di armatura (A_s)

A_s (%)	f_{rt}
0.00	1,00
0.15	0,97
0.50	0,93
1.00	0,85
2.00	0,70

Lo sviluppo del ritiro nel tempo è influenzato dalla viscosità

La variazione termica equivalente al ritiro differenziale applicata al modello al elasticità istantanea è di $-17.6 \times 0.43 \times 0.93 = -7.0^\circ$ essendo 0.43 il coefficiente dovuto alla viscosità e 0.93 il coefficiente dovuto all' armatura

Per quanto concerne le sollecitazioni allo stato limite ultimo si applica la riduzione del 50% come previsto dalla vigente normativa

4.10. Azione inerziale sismica

Via	<input type="text"/>	n°	<input type="text"/>
Comune	<input type="text" value="bonorva"/>	Cap	<input type="text"/>
Provincia	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
WGS84 (°)			
Latitudine	<input type="text"/>		
Longitudine	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
Isole	<input type="text" value="Sardegna"/>		

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 2

Vita nominale
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	Tc' [s]
Operatività (SLO)	60	0,025	2,685	0,299
Danno (SLD)	101	0,031	2,730	0,307
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,060	2,976	0,371
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,071	3,061	0,393
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica 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 . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale } F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale } F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{ma} \times g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2008 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 50$ anni ed una IV classe d'uso $C_u = 2.0$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_u = 100$ anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_{g,slv} = 0.06$ g.

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Muri di sostegno
 Paratie

 Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,56"/>	<input type="text" value="1,55"/>	<input type="text" value="1,46"/>	<input type="text" value="1,43"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,038	0,047	0,090	0,106
kv	0,019	0,024	0,045	0,053
Amax [m/s²]	0,373	0,462	0,881	1,040
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Pertanto avremo che:

- **Sisma-orizzontale**

Forza inerziale sulla soletta. di copertura :

$$F'_h = (1.2 \times 25 + 19 \times 0.5 + 0.2 \times 10) \times 0.09 = 3.74 \text{ kN/m}^2$$

$$F'_h = (1.2 \times 25 + 19 \times 1.82 + 0.2 \times 10) \times 0.09 = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

Forza orizzontale sui piedritti:

$$F''_h = 1.2 \times 25 \times 0.09 = 2.7 \text{ kN/m}^2$$

- **Sisma-verticale**

Forza inerziale sulla soletta. di copertura :

$$F'_v = (1.2 \times 25 + 19 \times 0.5 + 0.2 \times 10) \times 0.045 = 1.87 \text{ kN/m}^2$$

$$F'_v = (1.2 \times 25 + 19 \times 1.82 + 0.2 \times 10) \times 0.045 = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

Forza verticale sui piedritti:

$$F'_v = 1.2 \times 25 \times 0.045 = 1.35 \text{ kN/m}^2$$

(condizione SISMA)

4.11. Spinta sismica terreno

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

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

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

$$\Delta S_E = 0.09 \times 20 \times 7.65^2 = 105.3 \text{ kN/m}$$

Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto

$$105.3/7.65 = 13.77 \text{ kN/m}^2$$

(condizione SISMA)

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico impiegate per la definizione della risposta relativa ai diversi stati limite risultano essere (§ 2.5.3-NTC2008):

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

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

P è il valore della forza di precompressione;

E è il valore dell'azione sismica;

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

$Q_{k,i}$ è il valore caratteristico dell'azione variabile non dominante i ;

$\gamma_{G,j}$ è il coefficiente parziale per l'azione permanente j ;

γ_P è il coefficiente parziale per le azioni di precompressione;

$\gamma_{Q,i}$ è il coefficiente parziale per l'azione variabile i ;

ψ_{ij} è il coefficiente di combinazione per l'azione variabile.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

		Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
		Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per quanto riguarda i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU verrà seguita la Tab. 5.1.V delle NTC2008:

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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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

Invece, per quanto riguarda i coefficienti ψ si farà riferimento sia alla Tab. 2.5.I che alla Tab. 5.1.VI delle NTC2008.

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
5	0,0	0,0	0,0	
Vento q_s	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_s	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

Le combinazioni delle azioni sono state condotte utilizzando i seguenti coefficienti allo SLU ed SLS

Gruppi di carico (NTC (Italiane))										
	Gruppo	Tipo	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additivo
1	perm-strutt	Permanente	1.350	1.000						✓
2	perm-non-strutt	Permanente	1.500	0						✓
3	spinta-terreno	Permanente	1.350	0.500						✓
4	spinta-traffico	accidentale				1.350	0.750	0.750	0	
5	mobili-copertura-	Mobile				1.350	0.750	0.750	0	
6	traffico-uniformi	accidentale				1.350	1.000	1.000	0	
7	FRENAMENTO	accidentale				1.350	0.750	0.750	0	
8	RITIRO-DIFFERENZIALE	accidentale				0.650	1.000	1.000	1.000	
9	MOBILI-PLATEA-FONDA...	Mobile				1.350	0.750	0.750	0	

5.1.1. Casi di carico

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
1	perm-strutt	perm-strutt	Permanente
2	perm-non-strutt	perm-non-strutt	Permanente
3	spinta-terreno	spinta-terreno	Permanente
4	spinta-traffico	spinta-traffico	accidentale
5	MOV1-001	mobili-copertura-	Mobile
6	MOV1-002	mobili-copertura-	Mobile
7	MOV1-003	mobili-copertura-	Mobile
8	MOV1-004	mobili-copertura-	Mobile
9	MOV1-005	mobili-copertura-	Mobile
10	MOV1-006	mobili-copertura-	Mobile

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
11	MOV1-007	mobili-copertura-	Mobile
12	MOV1-008	mobili-copertura-	Mobile
13	MOV1-009	mobili-copertura-	Mobile
14	MOV1-010	mobili-copertura-	Mobile
15	MOV1-011	mobili-copertura-	Mobile
16	MOV1-012	mobili-copertura-	Mobile
17	MOV1-013	mobili-copertura-	Mobile
18	MOV1-014	mobili-copertura-	Mobile
19	MOV1-015	mobili-copertura-	Mobile
20	MOV1-016	mobili-copertura-	Mobile
21	MOV1-017	mobili-copertura-	Mobile
22	MOV1-018	mobili-copertura-	Mobile
23	MOV1-019	mobili-copertura-	Mobile
24	MOV1-020	mobili-copertura-	Mobile
25	MOV2-001	mobili-copertura-	Mobile
26	MOV2-002	mobili-copertura-	Mobile
27	MOV2-003	mobili-copertura-	Mobile
28	MOV2-004	mobili-copertura-	Mobile
29	MOV2-005	mobili-copertura-	Mobile
30	MOV2-006	mobili-copertura-	Mobile
31	MOV2-007	mobili-copertura-	Mobile
32	MOV2-008	mobili-copertura-	Mobile
33	MOV2-009	mobili-copertura-	Mobile
34	MOV2-010	mobili-copertura-	Mobile
35	MOV2-011	mobili-copertura-	Mobile
36	MOV2-012	mobili-copertura-	Mobile
37	MOV2-013	mobili-copertura-	Mobile
38	MOV2-014	mobili-copertura-	Mobile
39	MOV2-015	mobili-copertura-	Mobile
40	MOV2-016	mobili-copertura-	Mobile
41	MOV2-017	mobili-copertura-	Mobile

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
42	MOV2-018	mobili-copertura-	Mobile
43	MOV2-019	mobili-copertura-	Mobile
44	MOV2-020	mobili-copertura-	Mobile
45	MOV4-001	mobili-copertura-	Mobile
46	MOV4-002	mobili-copertura-	Mobile
47	MOV4-003	mobili-copertura-	Mobile
48	MOV4-004	mobili-copertura-	Mobile
49	MOV4-005	mobili-copertura-	Mobile
50	MOV4-006	mobili-copertura-	Mobile
51	MOV4-007	mobili-copertura-	Mobile
52	MOV4-008	mobili-copertura-	Mobile
53	MOV4-009	mobili-copertura-	Mobile
54	MOV4-010	mobili-copertura-	Mobile
55	MOV4-011	mobili-copertura-	Mobile
56	MOV4-012	mobili-copertura-	Mobile
57	MOV4-013	mobili-copertura-	Mobile
58	MOV4-014	mobili-copertura-	Mobile
59	MOV4-015	mobili-copertura-	Mobile
60	MOV4-016	mobili-copertura-	Mobile
61	MOV4-017	mobili-copertura-	Mobile
62	MOV4-018	mobili-copertura-	Mobile
63	MOV4-019	mobili-copertura-	Mobile
64	MOV4-020	mobili-copertura-	Mobile
65	MOV5-001	mobili-copertura-	Mobile
66	MOV5-002	mobili-copertura-	Mobile
67	MOV5-003	mobili-copertura-	Mobile
68	MOV5-004	mobili-copertura-	Mobile
69	MOV5-005	mobili-copertura-	Mobile
70	MOV5-006	mobili-copertura-	Mobile
71	MOV5-007	mobili-copertura-	Mobile
72	MOV5-008	mobili-copertura-	Mobile

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
73	MOV5-009	mobili-copertura-	Mobile
74	MOV5-010	mobili-copertura-	Mobile
75	MOV5-011	mobili-copertura-	Mobile
76	MOV5-012	mobili-copertura-	Mobile
77	MOV5-013	mobili-copertura-	Mobile
78	MOV5-014	mobili-copertura-	Mobile
79	MOV5-015	mobili-copertura-	Mobile
80	MOV5-016	mobili-copertura-	Mobile
81	MOV5-017	mobili-copertura-	Mobile
82	MOV5-018	mobili-copertura-	Mobile
83	MOV5-019	mobili-copertura-	Mobile
84	MOV5-020	mobili-copertura-	Mobile
85	MOV8-001	mobili-copertura-	Mobile
86	MOV8-002	mobili-copertura-	Mobile
87	MOV8-003	mobili-copertura-	Mobile
88	MOV8-004	mobili-copertura-	Mobile
89	MOV8-005	mobili-copertura-	Mobile
90	MOV8-006	mobili-copertura-	Mobile
91	MOV8-007	mobili-copertura-	Mobile
92	MOV8-008	mobili-copertura-	Mobile
93	MOV8-009	mobili-copertura-	Mobile
94	MOV8-010	mobili-copertura-	Mobile
95	MOV8-011	mobili-copertura-	Mobile
96	MOV8-012	mobili-copertura-	Mobile
97	MOV8-013	mobili-copertura-	Mobile
98	MOV8-014	mobili-copertura-	Mobile
99	MOV8-015	mobili-copertura-	Mobile
100	MOV8-016	mobili-copertura-	Mobile
101	MOV8-017	mobili-copertura-	Mobile
102	MOV8-018	mobili-copertura-	Mobile
103	MOV8-019	mobili-copertura-	Mobile

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
104	MOV8-020	mobili-copertura-	Mobile
105	MOV11-001	mobili-copertura-	Mobile
106	MOV11-002	mobili-copertura-	Mobile
107	MOV11-003	mobili-copertura-	Mobile
108	MOV11-004	mobili-copertura-	Mobile
109	MOV11-005	mobili-copertura-	Mobile
110	MOV11-006	mobili-copertura-	Mobile
111	MOV11-007	mobili-copertura-	Mobile
112	MOV11-008	mobili-copertura-	Mobile
113	MOV11-009	mobili-copertura-	Mobile
114	MOV11-010	mobili-copertura-	Mobile
115	MOV11-011	mobili-copertura-	Mobile
116	MOV11-012	mobili-copertura-	Mobile
117	MOV11-013	mobili-copertura-	Mobile
118	MOV11-014	mobili-copertura-	Mobile
119	MOV11-015	mobili-copertura-	Mobile
120	MOV11-016	mobili-copertura-	Mobile
121	MOV11-017	mobili-copertura-	Mobile
122	MOV11-018	mobili-copertura-	Mobile
123	MOV11-019	mobili-copertura-	Mobile
124	MOV11-020	mobili-copertura-	Mobile
125	traffico-uniformi-1	traffico-uniformi	accidentale
126	FRENAMENTO+	FRENAMENTO	accidentale
127	FRENAMENTO-	FRENAMENTO	accidentale
128	RITIRO-DIFFERENZIALE	RITIRO-DIFFERENZIALE	accidentale
129	MOV9-001	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
130	MOV9-002	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
131	MOV9-003	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
132	MOV9-004	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
133	MOV9-005	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
134	MOV9-006	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
135	MOV9-007	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
136	MOV9-008	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
137	MOV9-009	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
138	MOV9-010	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
139	MOV9-011	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
140	MOV9-012	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
141	MOV9-013	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
142	MOV9-014	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
143	MOV9-015	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
144	MOV9-016	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
145	MOV9-017	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
146	MOV9-018	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
147	MOV9-019	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
148	MOV9-020	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
149	MOV10-001	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
150	MOV10-002	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
151	MOV10-003	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
152	MOV10-004	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
153	MOV10-005	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
154	MOV10-006	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
155	MOV10-007	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
156	MOV10-008	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
157	MOV10-009	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
158	MOV10-010	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
159	MOV10-011	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
160	MOV10-012	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
161	MOV10-013	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
162	MOV10-014	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
163	MOV10-015	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
164	MOV10-016	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
165	MOV10-017	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
166	MOV10-018	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
167	MOV10-019	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile
168	MOV10-020	MOBILI-PLATEA-FONDAZIONE	Mobile

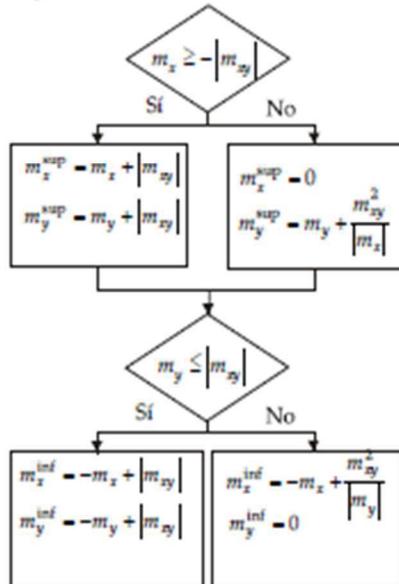
6. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELL' ARMATURA DI ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Piastra

Se m_x, m_y, m_{xy} sono le sollecitazioni in un punto, gli sforzi nominali saranno i seguenti:

-il momento ottimale è: $\Delta m_2 = 0$
 $\Delta m_1 = \min!$

$$m_y \geq m_x$$



AxisVM calcola le armature a trazione e/o a compressione (per le sezioni doppiamente armate).



Il messaggio di errore La sezione non può essere armata appare se:

- Eurocodice 2: $A_s^{inf} + A_s^{sup} > 0.04 A_c$, dove A_c è l'area della sezione di calcestruzzo.

In ogni punto si ottengono i risultati seguenti:

$$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$$

Armatura totale nella direzione x: $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y: $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

Tabella Nella tabella vengono usati i simboli seguenti:

(-) armatura a compressione.

la sezione non può essere armata nella direzione corrispondente.

Membrana

Possono essere armate solo le membrane a deformazione piana.

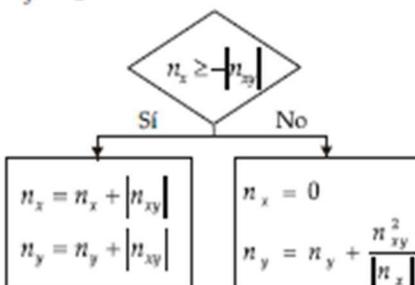
Se n_x, n_y, n_{xy} sono le sollecitazioni in un punto, gli sforzi assiali nominali sono i seguenti:

$$\Delta n_2 = 0$$

- lo sforzo assiale ottimale è:

$$\Delta n_1 = \min!$$

$$n_y \geq n_x$$



Risultati AxisVM calcola le armature a trazione o a compressione. L'armatura a compressione viene calcolata solo nei punti nei quali la resistenza a compressione assiale della sezione priva di armatura è inferiore allo sforzo normale di progetto.

☞ **Il messaggio di errore** *La sezione non può essere armata appare se:*

- Eurocodice2: $A_s^{inf} + A_s^{sup} > 0.04 A_c$, dove A_c è l'area della sezione di calcestruzzo.

In ogni punto si ottengono i seguenti risultati:

$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x: $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y: $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

Tabella Nella tabella vengono usati i simboli seguenti:

(-) armatura a compressione.

la sezione non può essere armata nella direzione corrispondente.

Non appare nessun simbolo quando è richiesta armatura.

Guscio

Se $n_x, n_y, n_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}$ sono le forze interne in un punto,

il progetto per azioni assiali e momenti viene fatto sulla base dei criteri di ottimizzazione della forza assiale resistente e momento flettente resistente come evidenziato nella descrizione dell'armatura membranale e a piastra.

Il programma calcola l'armatura a trazione e a compressione necessarie.

Risultati Come risultati vengono forniti i seguenti valori:

$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x: $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y: $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

☞ **La quantità totale dell'armatura necessaria è:** $A_x + A_y$.

☞ **Il messaggio di errore** **La sezione non può essere armata** appare se:

Eurocodice 2: $A_s^{bottom} + A_s^{top} > 0,04A_c$, $A_x > 0,04A_c$, oppure $A_y > 0,04A_c$

dove A_c è l'area della sezione di calcestruzzo

Tabella Nella tabella sono usati i seguenti simboli:

(-) armatura delle barre a compressione

??? la sezione non può essere armata nella corrispondente direzione

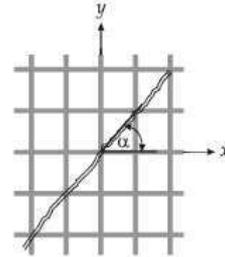
Non appare nessun simbolo quando è richiesta l'armatura.

Normative Eurocodice 2: EN 1992-1-1:2004
DIN: DIN 1045-1:2001-07

Armatura efficace Dopo l'assegnazione delle armature effettive il programma calcola le larghezza dell'apertura e le direzioni di rottura nelle membrane, nelle piastre e negli elementi guscio.

Il calcolo della fessurazione è eseguito secondo Eurocodice 2 per le membrane, piastre e gusci, ed è basato sulla 2^a condizione di sollecitazione.

La direzione delle armature è relativa agli assi locali x e y dell'elemento di superficie. Il programma mostra l'apertura delle fessure attraverso differenti colori, può disegnare la mappa delle fessure e gli angoli di fessurazione. L'insieme dei parametri è stato esaminato nella sezione precedente.



Risultati Nella tabella dei risultati si trovano le seguenti informazioni:

<i>Aax, Aay</i>	armatura effettiva in direzione x e y
<i>wk</i>	larghezza dell'apertura secondo l'asse delle barre
<i>wk2</i>	larghezza dell'apertura al bordo della lastra
<i>x_{s2}</i>	posizione dell'asse neutro rispetto al bordo sul lato compresso
<i>σ_{s2}</i>	tensione sulle barre
<i>wR</i>	angolo di rottura rispetto alla direzione locale x
<i>nx, ny, nxy, mx, my, mxy</i>	forze di superficie e momenti

Calcolo secondo Eurocodice 2

Se 2 $w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$, dove $s_{r,max}$ è la massima resistenza a rottura, ε_{sm} è la deformazione delle barre, ε_{cm} è la deformazione del cls tra le fessure.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s2} - k_1 \frac{f_{ctm}}{\rho_{\rho,eff}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{\rho,eff}\right)}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_s}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \frac{\bar{\phi}}{\rho_{\rho,eff}}, \text{ dove}$$

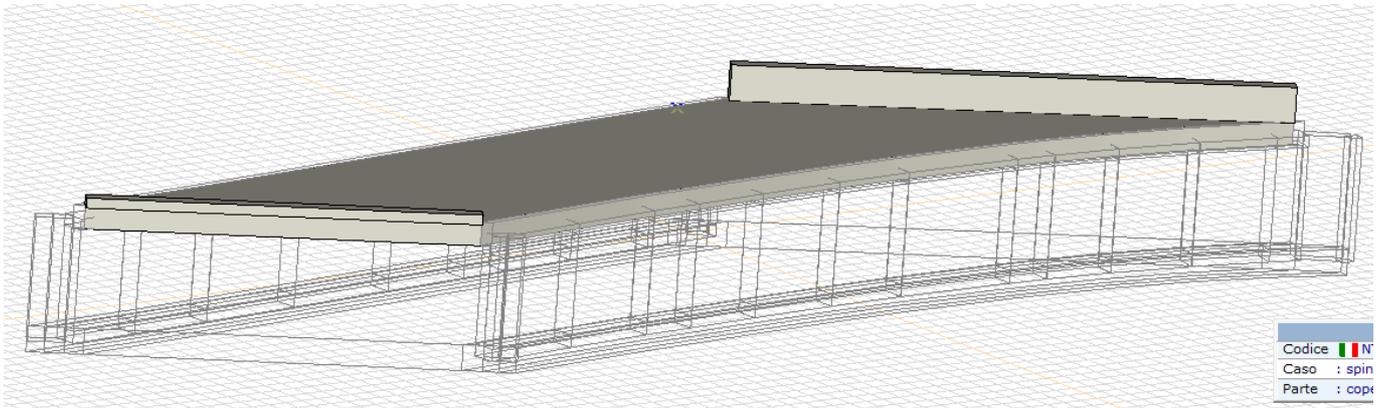
$\bar{\phi}$ è la media del diametro delle barre, c è il ricoprimento del csl, k_1 è un fattore che dipende dalla finitura delle barre (nervate o lisce), k_2 è un fattore che dipende delle caratteristiche della tensione eccentrica.

$\rho_{\rho,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ è il rapporto di armatura efficace.

Se sono usate barre lisce o la spaziatura tra le barre supera $5 \cdot (c + \bar{\phi} / 2)$, allora $s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x_2)$.

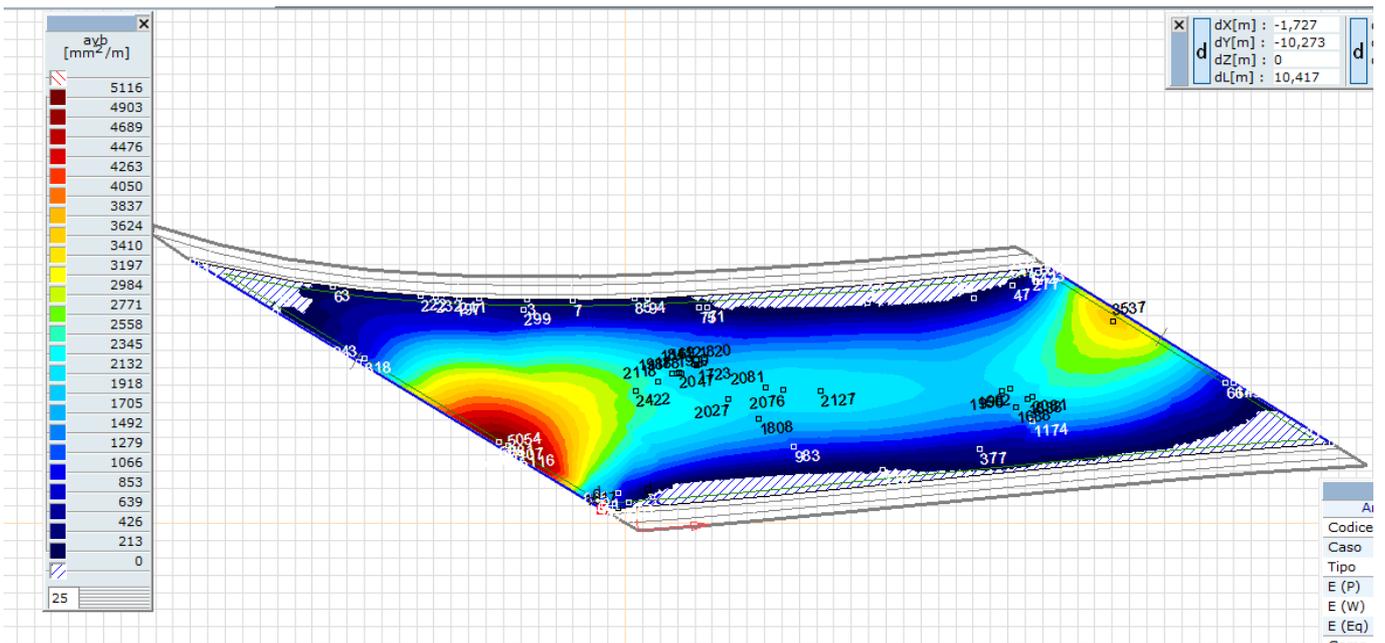
Il programma tiene conto che le fessure non sono perpendicolari a una qualunque delle direzioni di armatura e calcola l'angolo rispetto all'asse x.

7. Soletta di copertura s=1200 mm – verifiche slu-sls



7.1. Armatura inferiore secondo l'asse portante Y – lato corto

Le armature minime dello strato inferiore, allo SLU, sono mostrate in figura



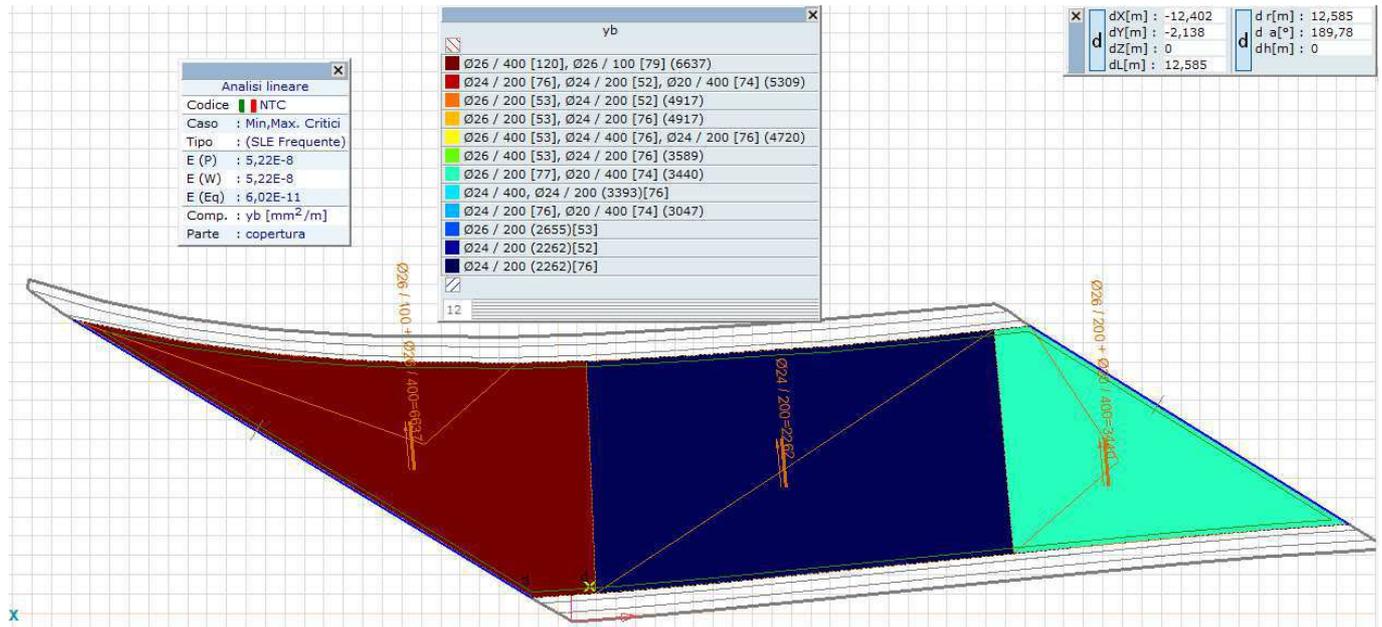
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

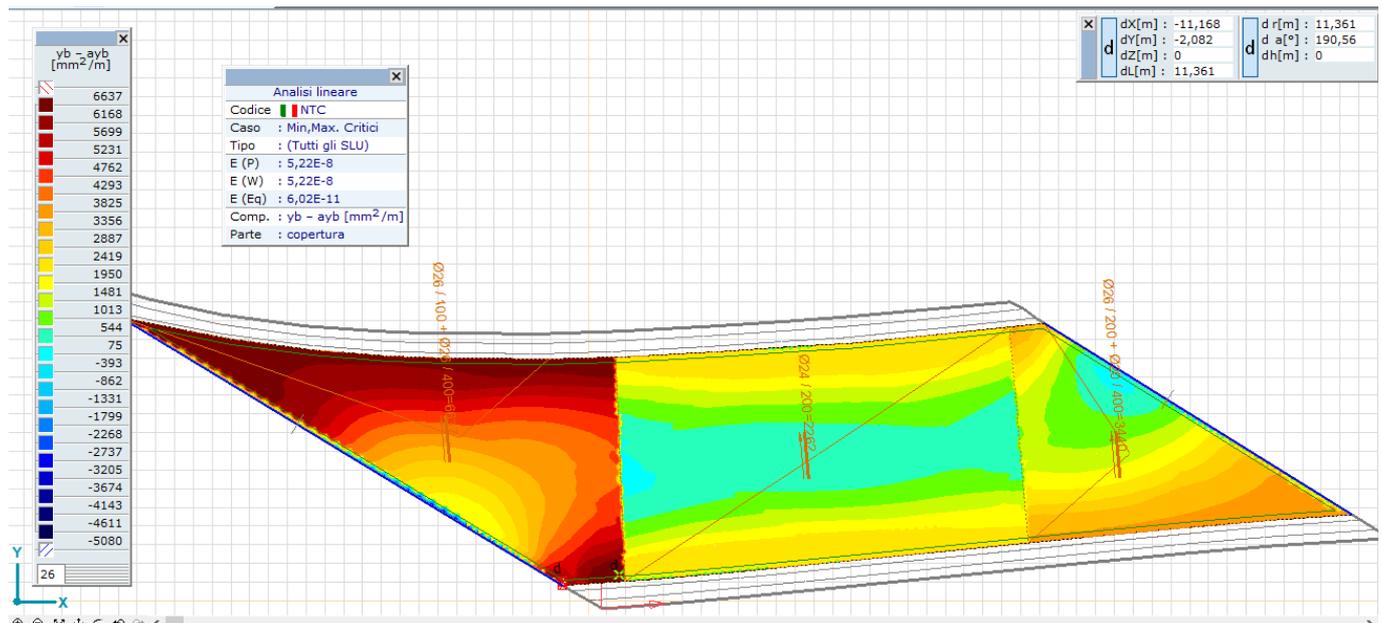
$$A_{s,min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1144 = 1871 \text{ mm}^2/\text{m}$$

E comunque non minore di $0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1144 = 1487 \text{ mm}^2/\text{m}$

L'armatura disposta è mostrata in figura:

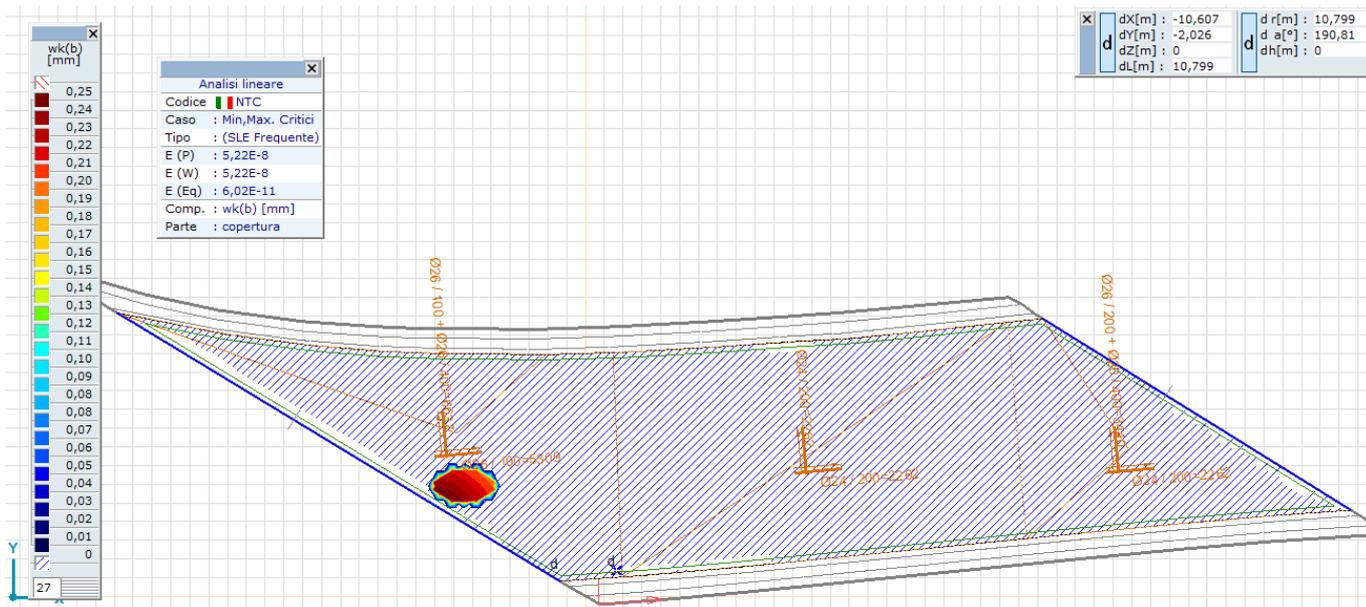


Il seguente diagramma mostra la differenza fra l'armatura minima disposta e l'armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



A) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente

I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura

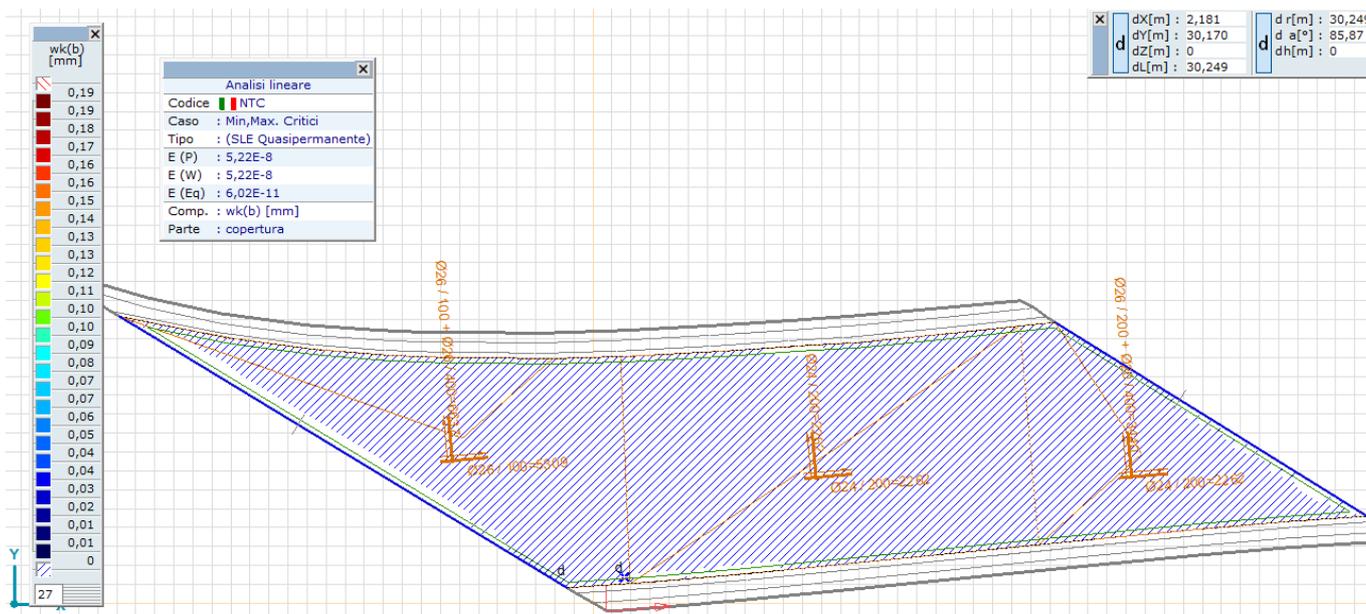


Le sezioni risultano generalmente non fessurate

Le armature che si aggiungono inferiormente nelle travi di bordo e che sono calcolate nei successivi capitoli rendono l'ampiezza delle fessure inferiore ai limiti fissati dalla normativa

B) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

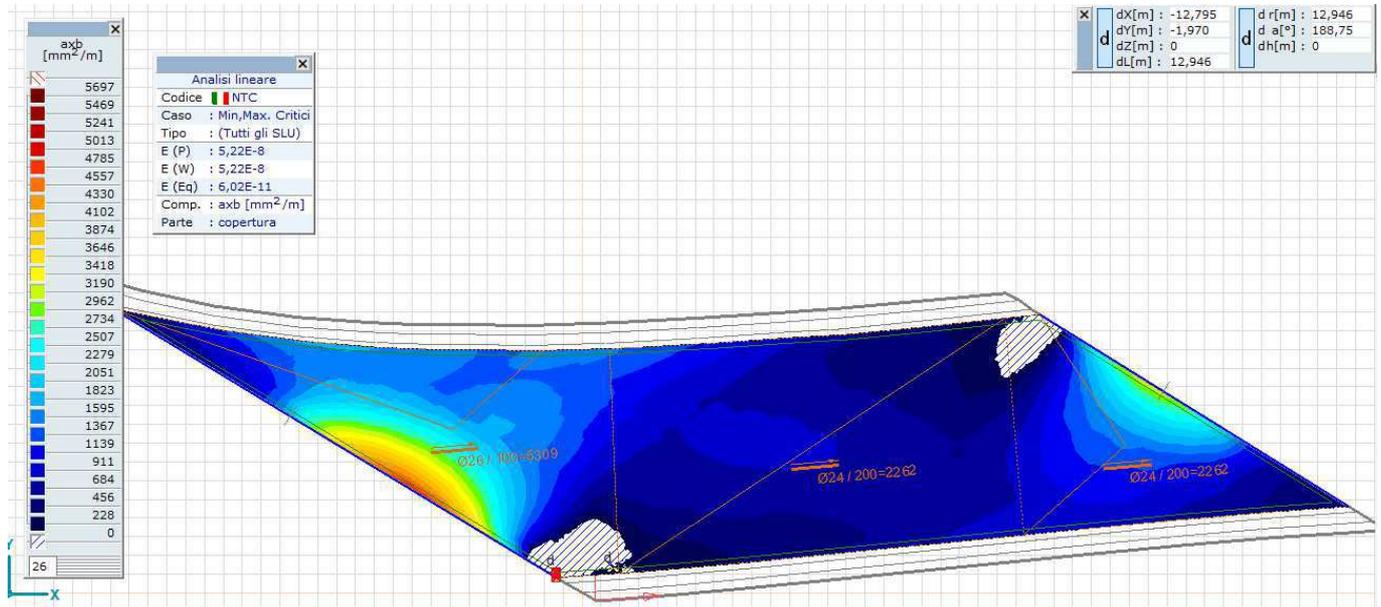
I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura



Le sezioni risultano non fessurate

7.2. Armatura inferiore secondo l' asse X – asse lungo

Le armature minime dello strato inferiore , allo SLU , sono mostrate in figura



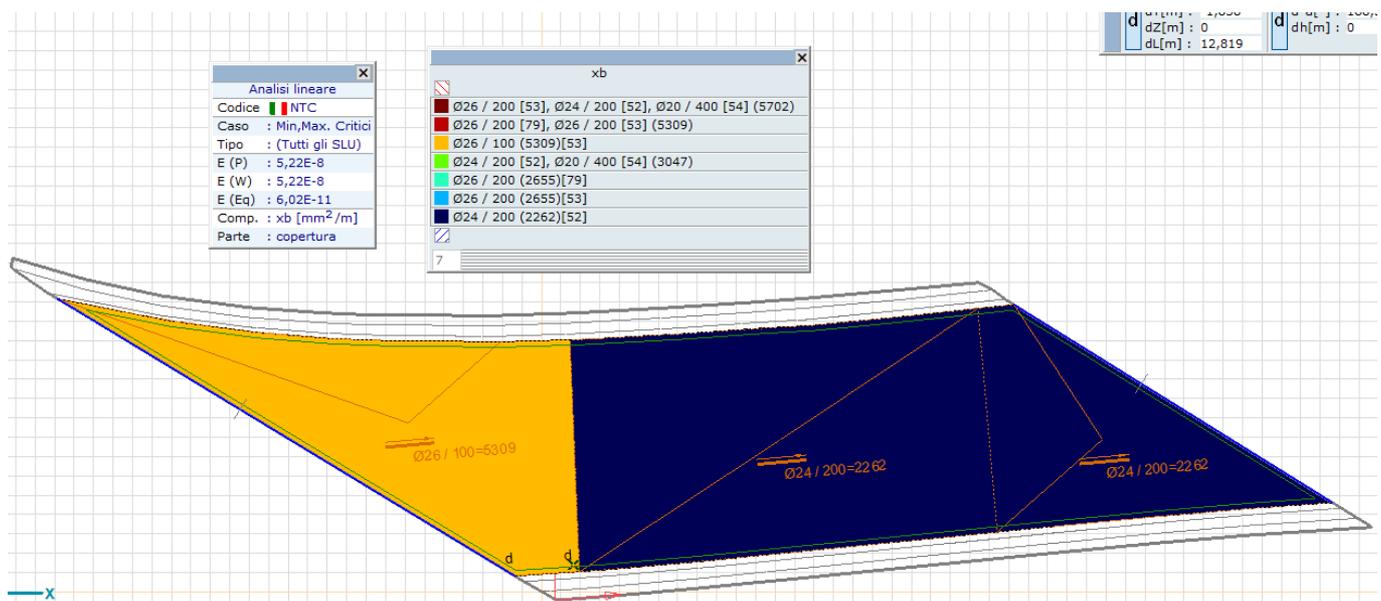
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

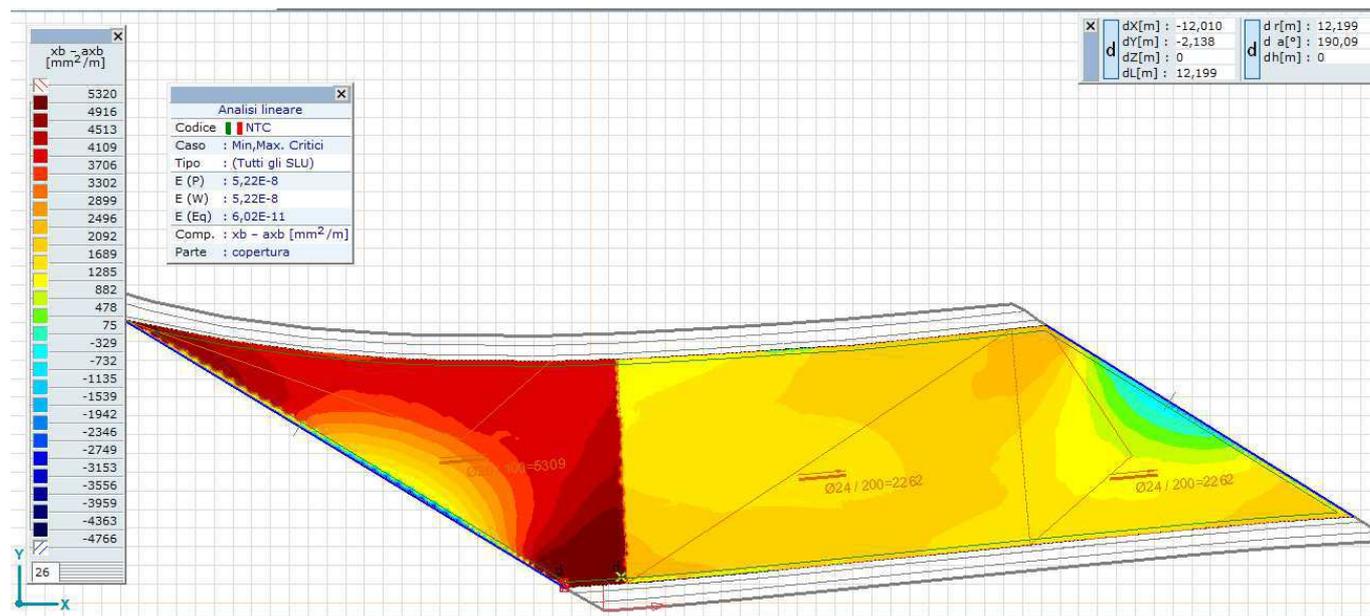
$$A_{s,\min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1124 = 1838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1124 = 1461 \text{ mm}^2/\text{m}$$

L' armatura disposta è mostrata in figura:



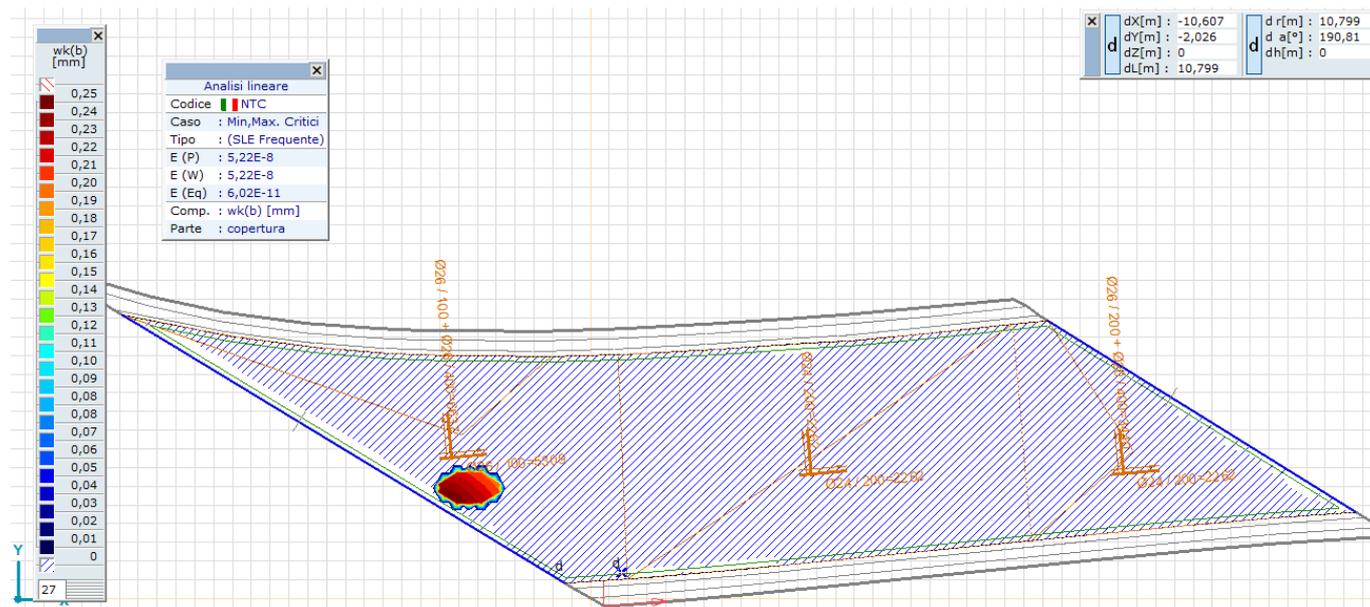
Il seguente diagramma mostra la differenza fra l' armatura minima disposta e l' armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



I valori negativi della differenza sono resi positivi dall' armatura inferiore delle travi di bordo che è calcolata nei successivi capitoli

A) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente

I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura

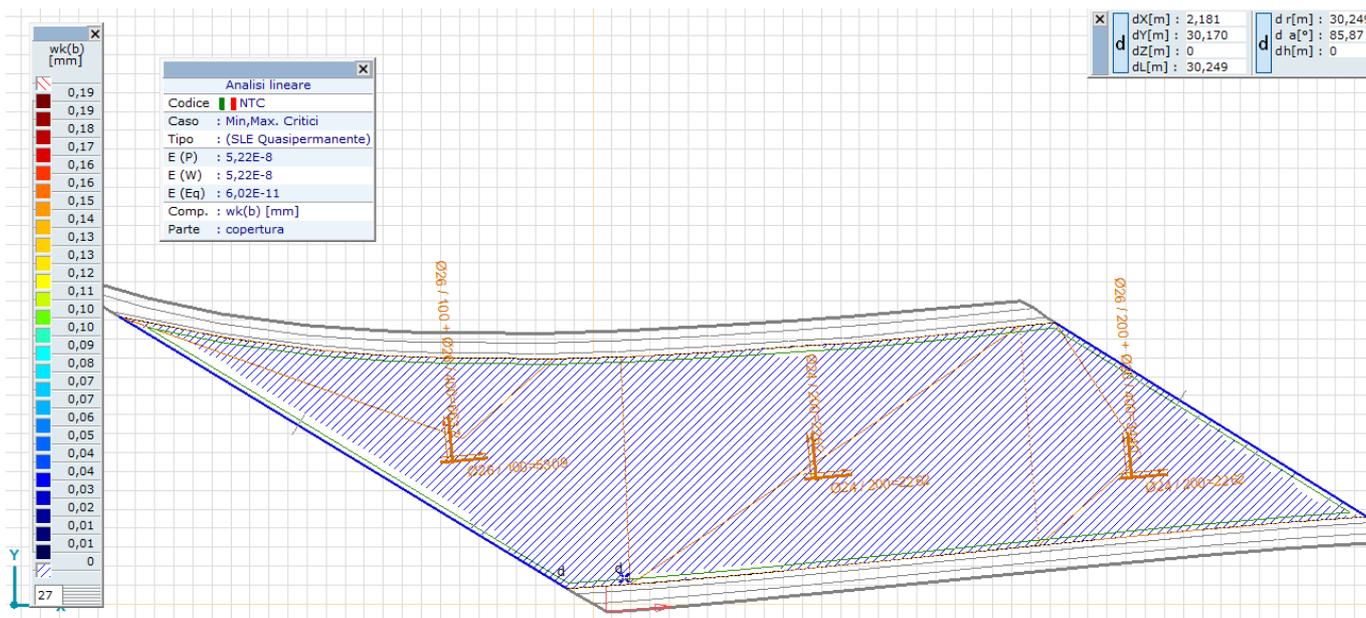


Le sezioni risultano generalmente non fessurate

Le armature che si aggiungono inferiormente nelle travi di bordo e che sono calcolate nei successivi capitoli rendono l' ampiezza delle fessure inferiore ai limiti fissati dalla normativa

b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

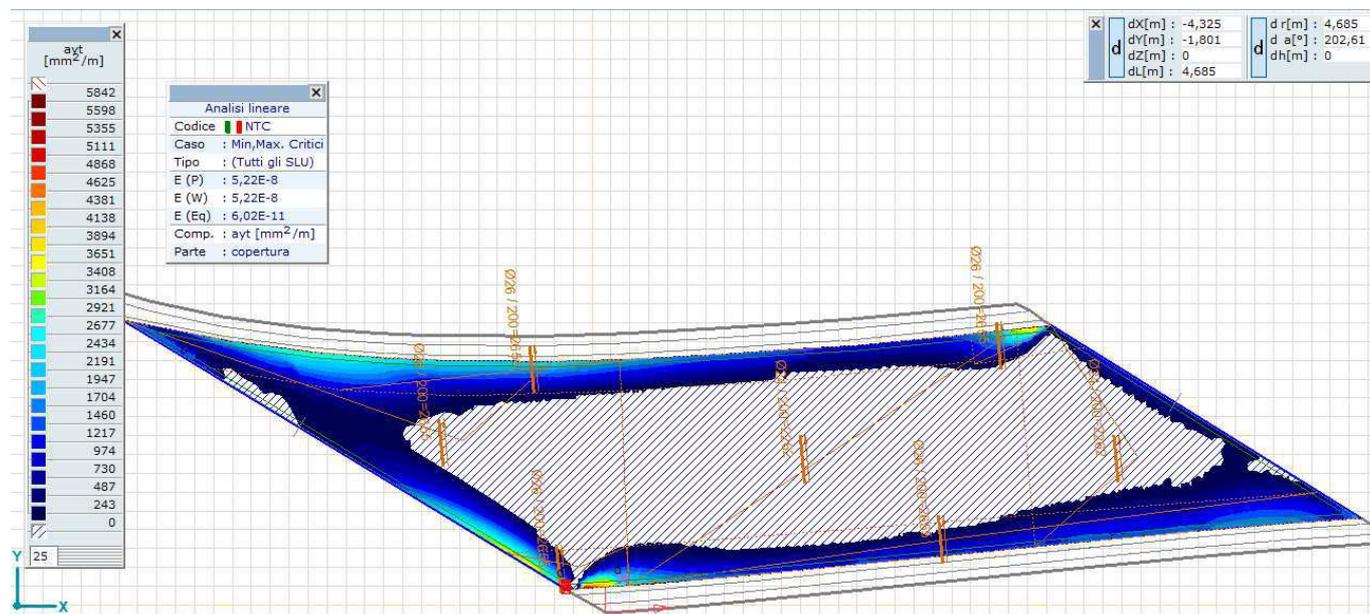
I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura



Le sezioni risultano non fessurate

7.3. Armatura superiore secondo l'asse Y – asse corto

Le armature minime dello strato superiore, allo SLU, sono mostrate in figura



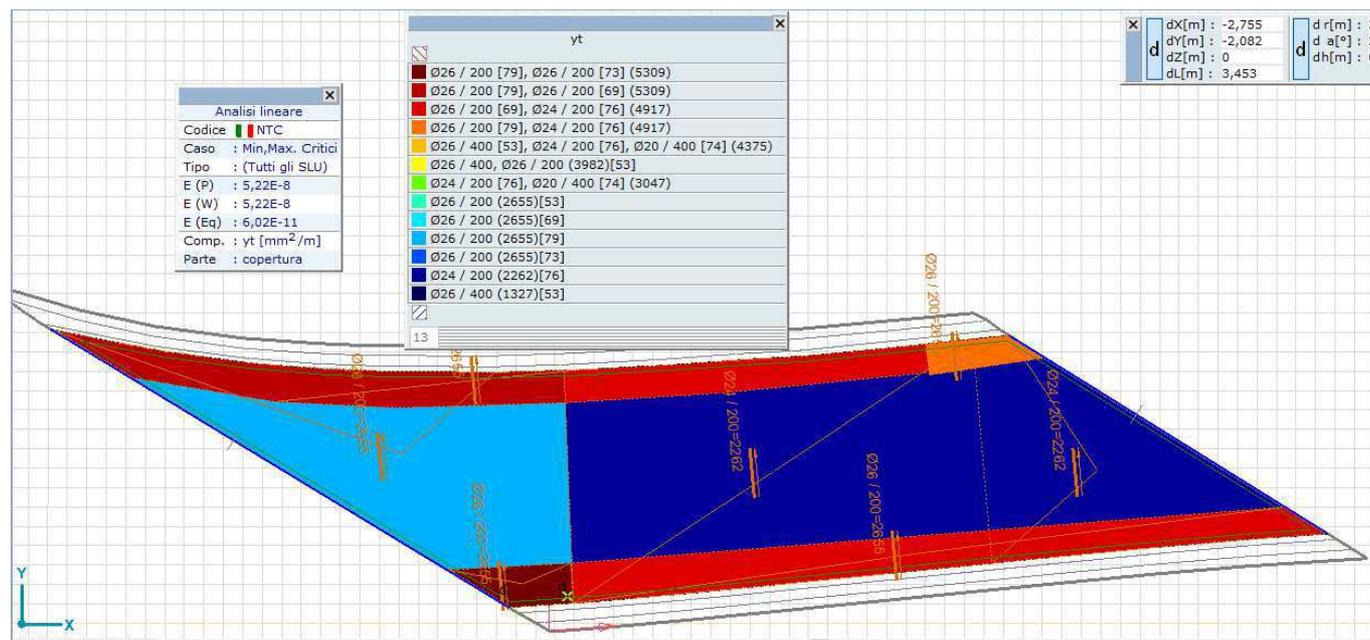
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

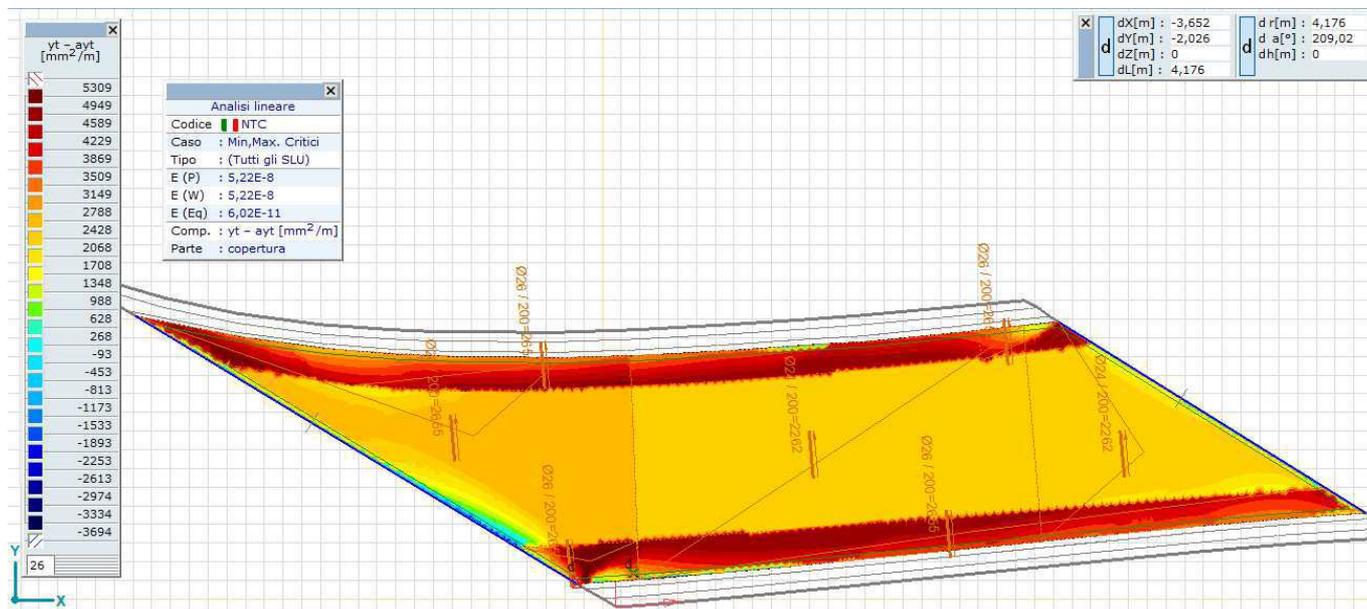
$$A_{s,min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1144 = 1871 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1144 = 1487 \text{ mm}^2/\text{m}$$

L'armatura disposta è mostrata in figura:

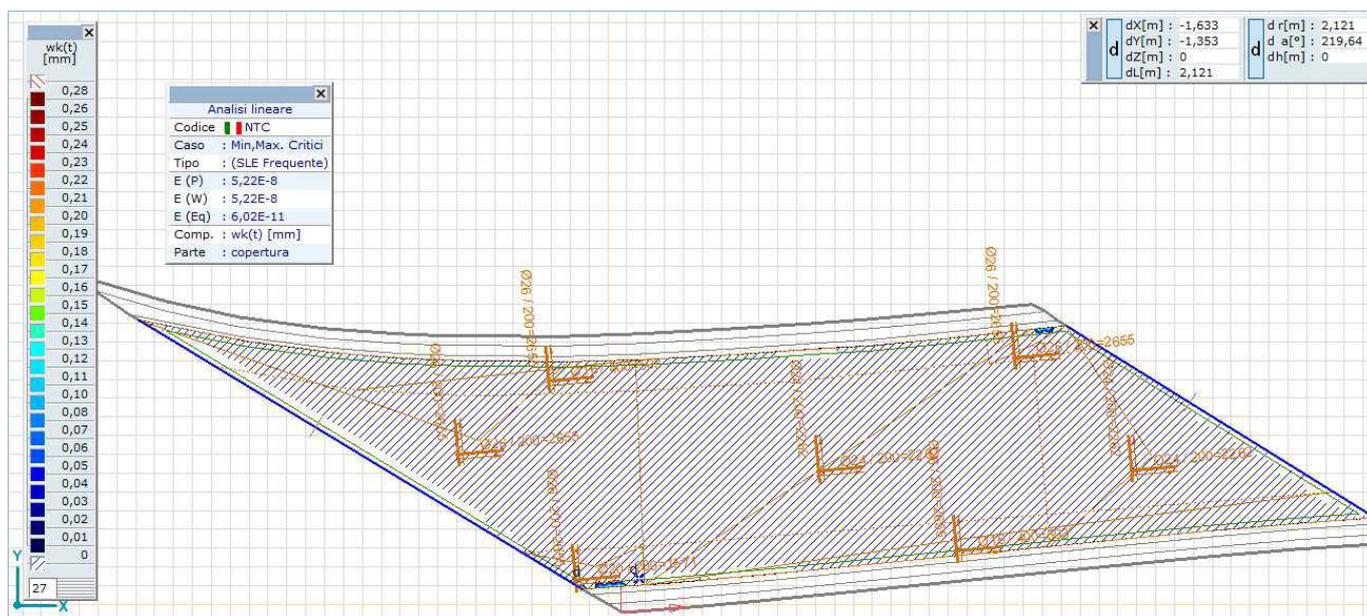


Il seguente diagramma mostra la differenza fra l'armatura minima disposta e l'armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



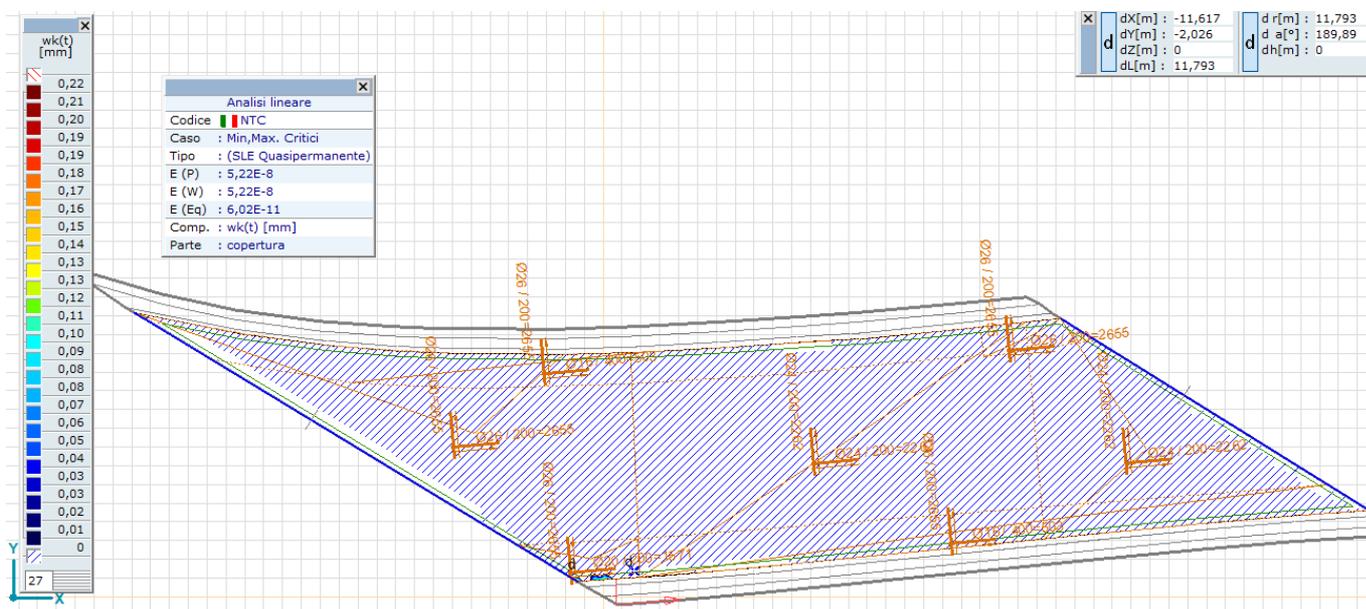
I valori negativi della differenza sono resi positivi dall'armatura delle travi di bordo che è calcolata nei successivi capitoli

A) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano generalmente non fessurate

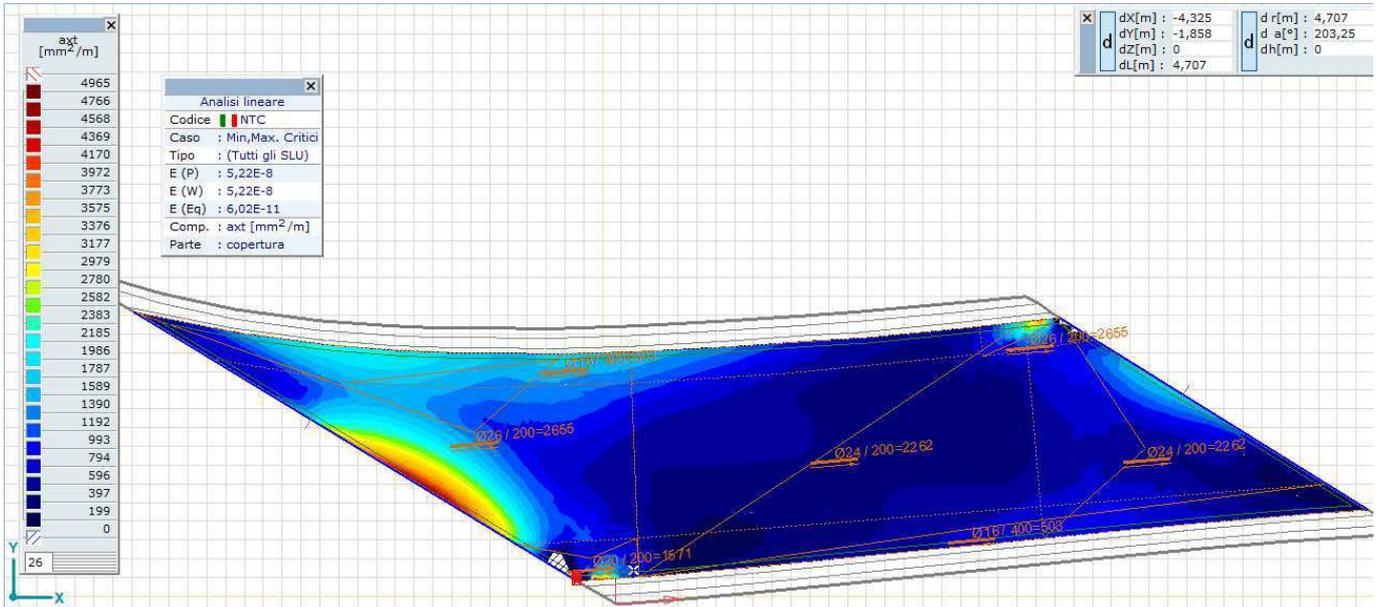
B) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente



Le sezioni risultano non fessurate

7.4. Armatura superiore secondo l' asse X – asse lungo

Le armature minime dello strato superiore , allo SLU , sono mostrate in figura



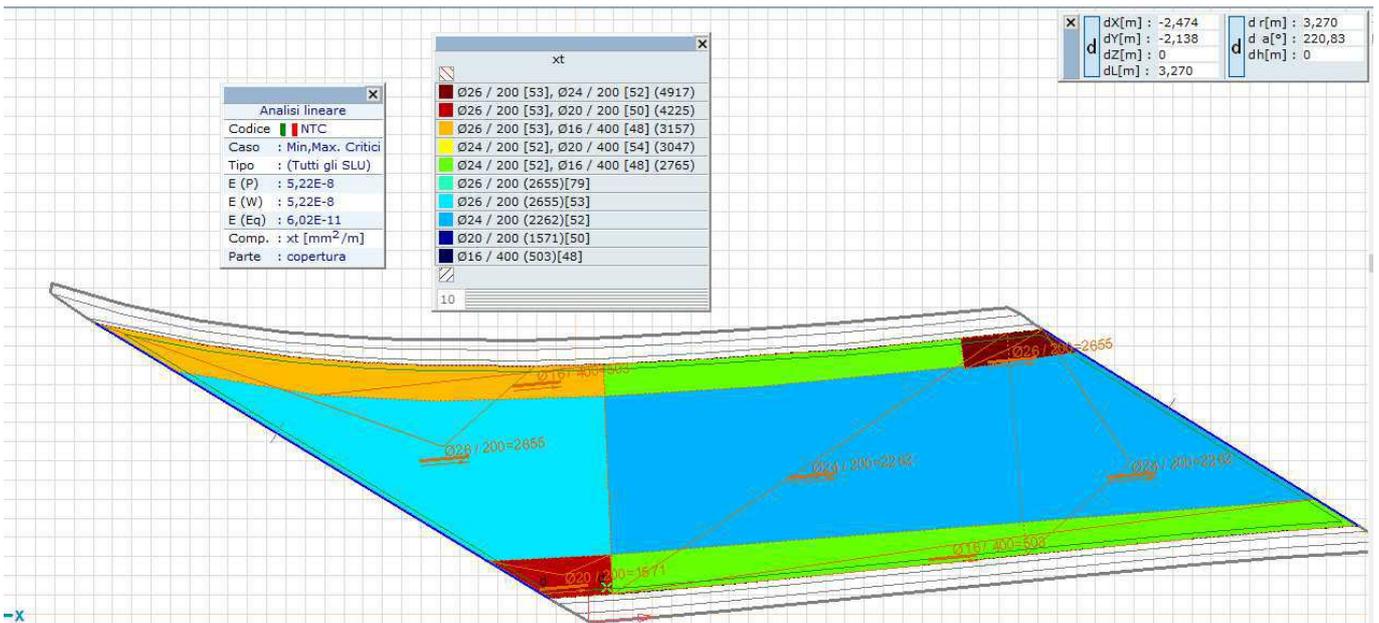
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

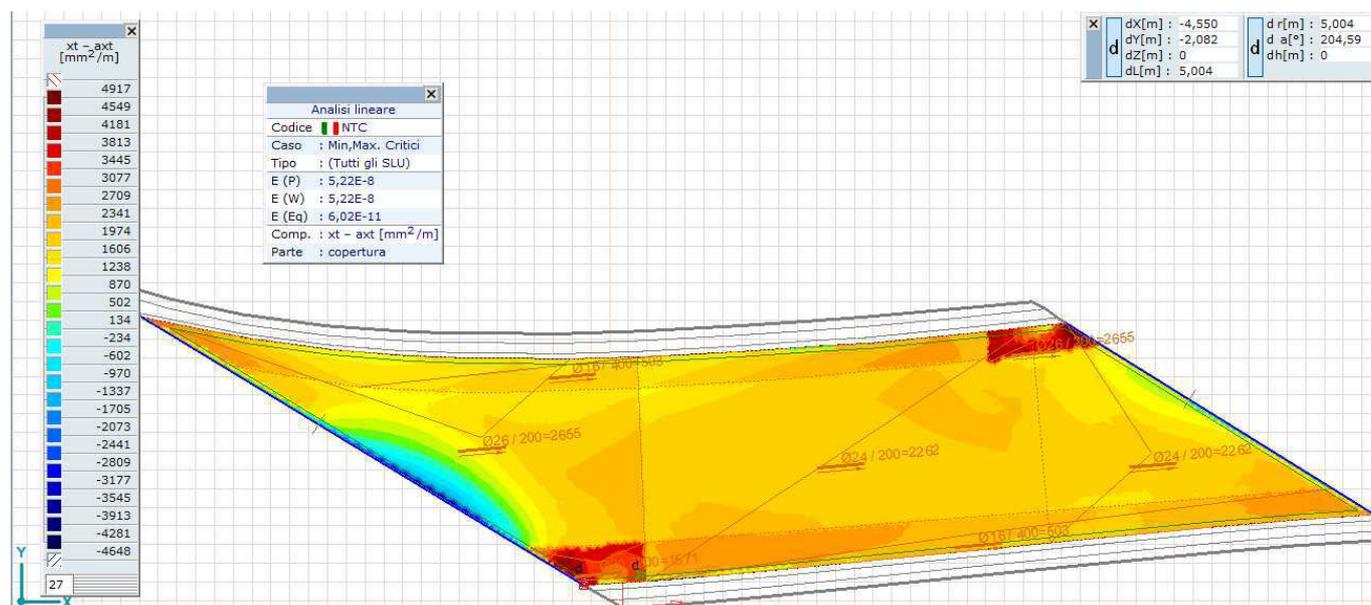
$$A_{s,min} = 0.26 \times 2.83 / 450 \times 1000 \times 1124 = 1838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0.0013 \times 1000 \times 1124 = 1461 \text{ mm}^2/\text{m}$$

L' armatura disposta è mostrata in figura:

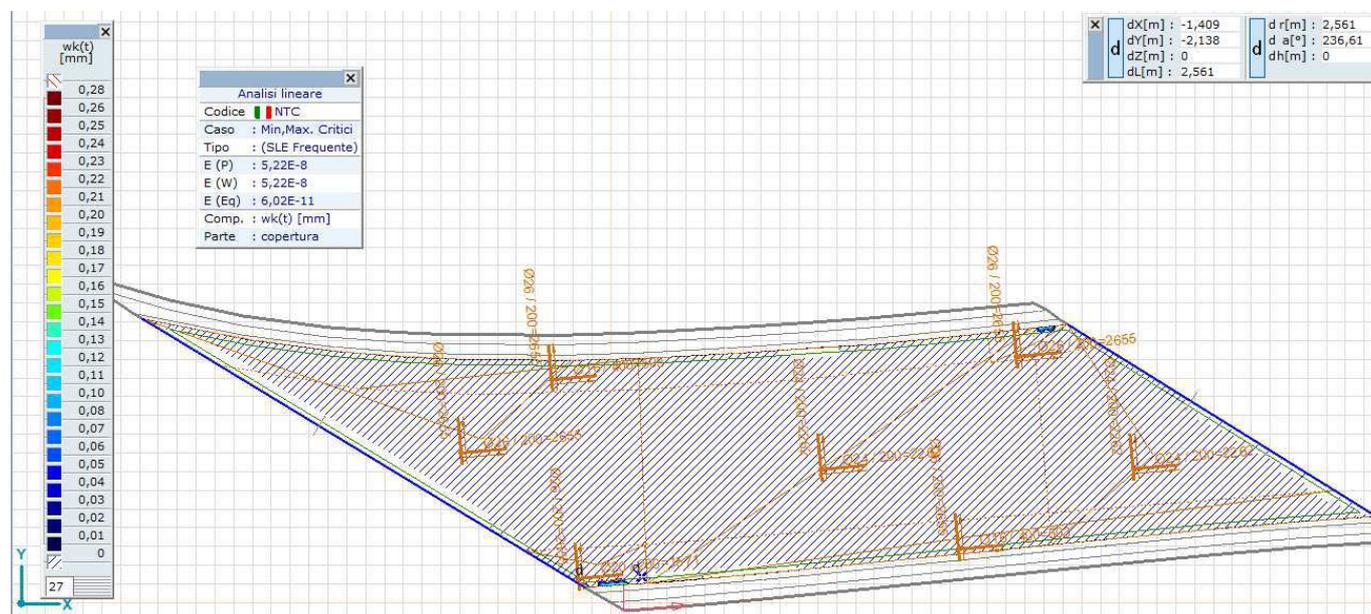


Il seguente diagramma mostra la differenza fra l'armatura minima disposta e l'armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



I valori negativi della differenza sono resi positivi dall'armatura delle travi di bordo che è calcolata nei successivi capitoli

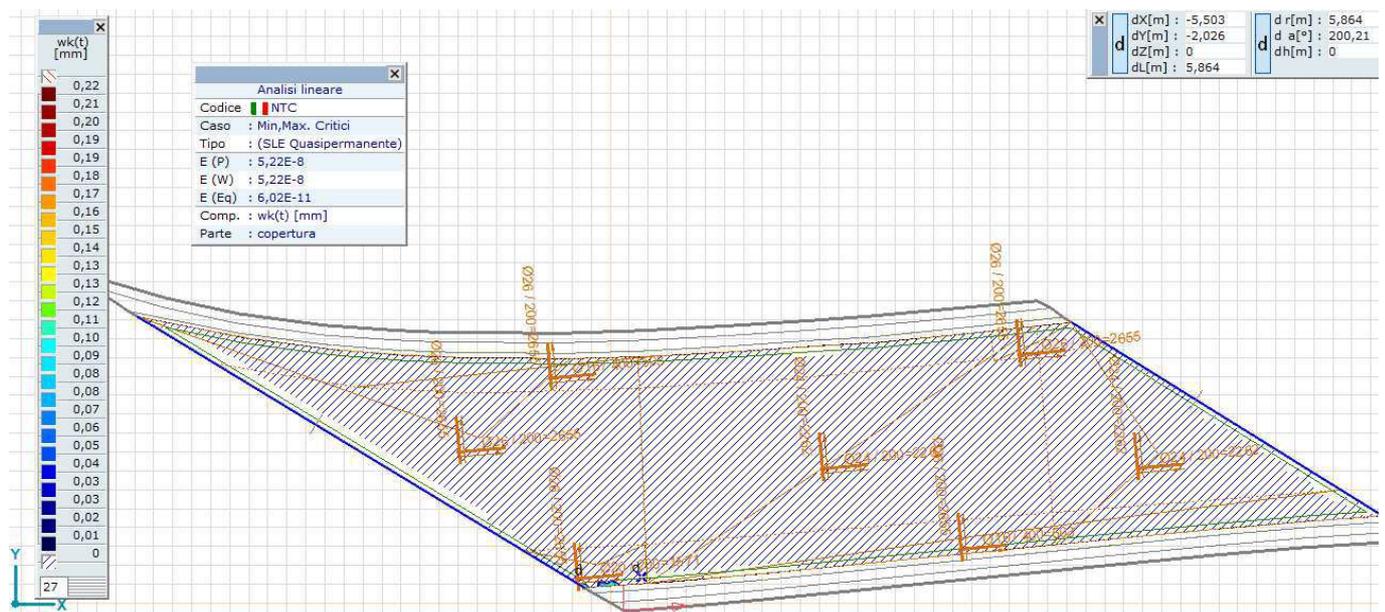
A) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L'ampiezza massima delle fessure è di 0.19 mm

A) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

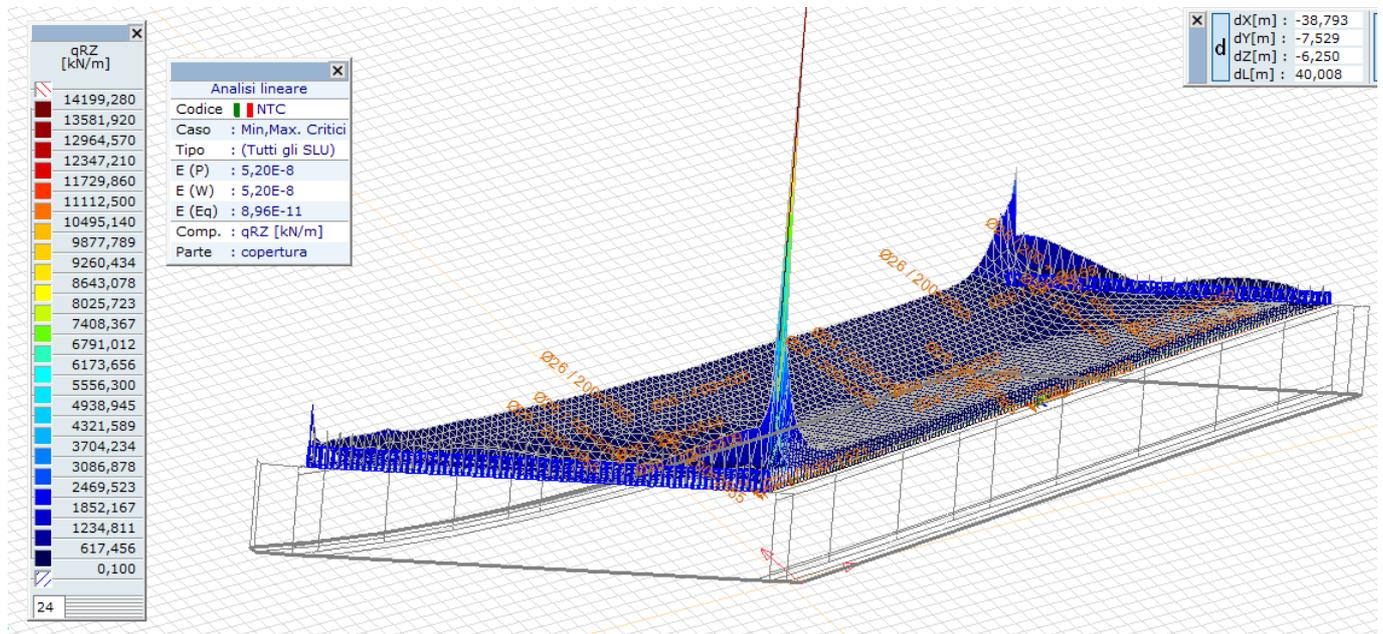


Le sezioni risultano non fessurate

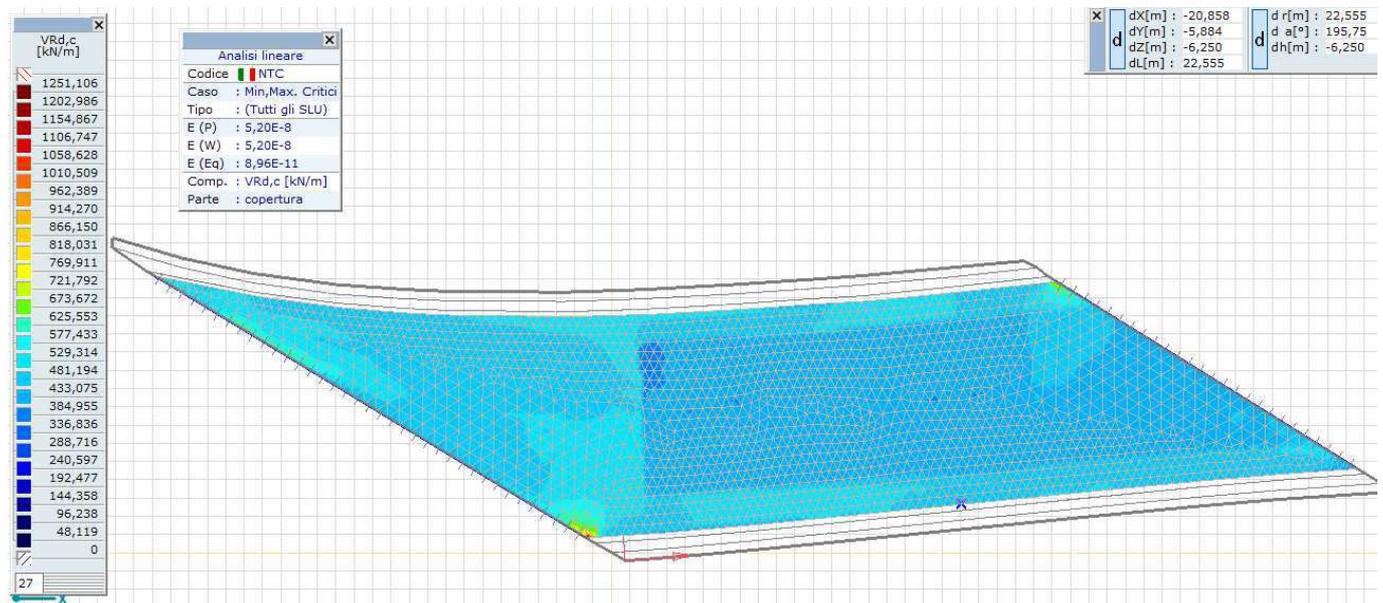
L' ampiezza massima delle fessure è di 0.17 mm

7.5. Verifiche a taglio – SLU

Gli sforzi taglianti , allo stato limite ultimo , sono mostrati in figura

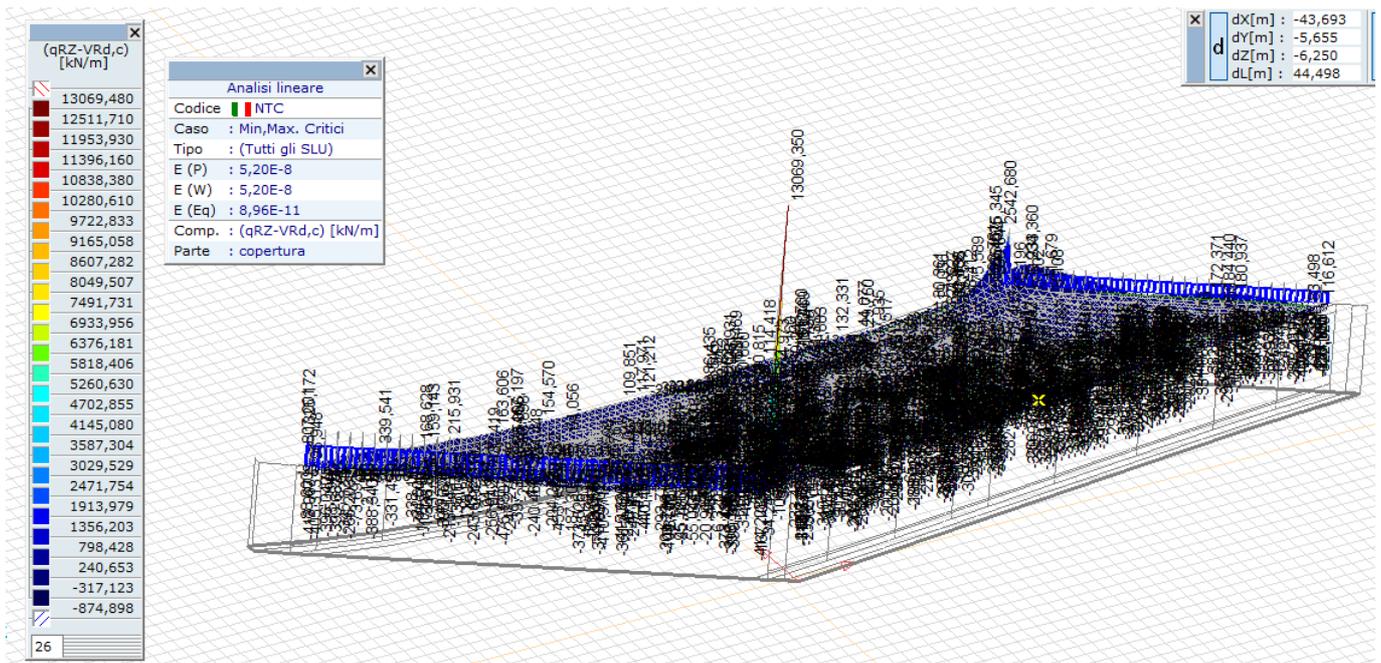


Gli sforzi taglianti resistenti del conglomerato armato sono mostrati in figura



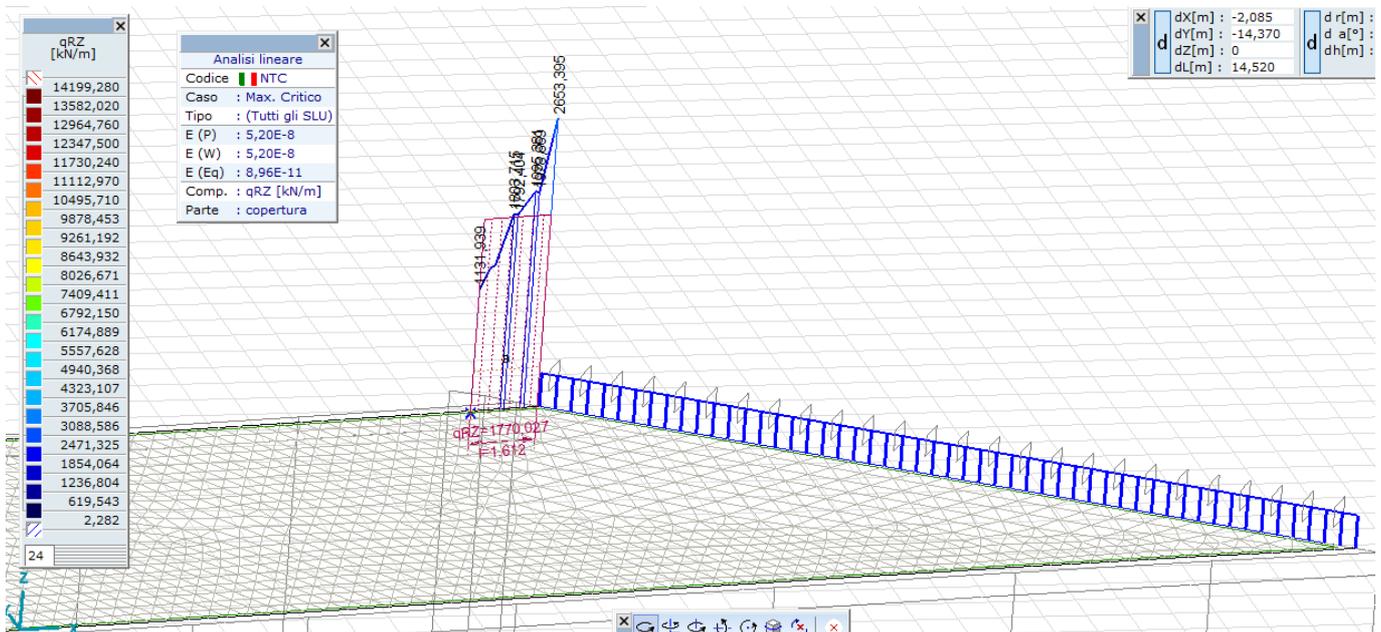
Nel seguente diagramma è mostrata la differenza fra lo sforzo tagliante agente , allo stato limite ultimo , e lo sforzo tagliante resistente del conglomerato

I valori positivi individuano valori del taglio agente superiori al taglio resistente del conglomerato



a) Sezioni in corrispondenza dell' angolo ottuso

Lo sforzo tagliante nella linea di sezione a filo della parete è mostrato in figura



Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

altezza della sezione (mm)

$$h := 1200.00$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1120.00$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 1000.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 4917$$

Sforzo tagliante agente nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := 1770.00$$

Classe dell'acciaio B450C $f_y=450$ N/mm²

Fattore di confidenza

$$FC := 1.0$$

Resistenza di calcolo dell'armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15 \times FC} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi ridotta dal fattore di confidenza (N/mm²)

$$R_{ck} := \frac{35.00}{FC} = 35$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 2$$

$$v_{min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Sforzo assiale di compressione N_{Ed} (KN) positivo se di compressione

$$N_{Ed} := 0.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm²)

$$A_c := b_w \times h = 1200000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm²)

$$\sigma_{cp} := \begin{cases} \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \end{cases} = 0$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 628017.92 \\ (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d < (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \end{cases}$$

Si ha :

$$\frac{V_{Ed}}{(V_{Rd} \times 10^{-3})} = 2.818$$

Calcolo dell' armatura a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$22^\circ < \theta < 45^\circ$$

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio (45° piegati)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm^2/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv} := \begin{cases} \frac{V_{Ed} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} & \text{if } V_{Ed} > V_{Rd} \times 10^{-3} \\ 0 & \text{if } V_{Ed} \leq V_{Rd} \times 10^{-3} \end{cases} = 4.48$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0,5 \times f_{cd} = 8.231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & \text{if } 0,25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 \times f_{cd} \\ 2,5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0,5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (KN)

$$V_{Rcd} := \frac{0,9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd,rid} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\cot(\theta))^2} = 4151.639$$

Si ha:

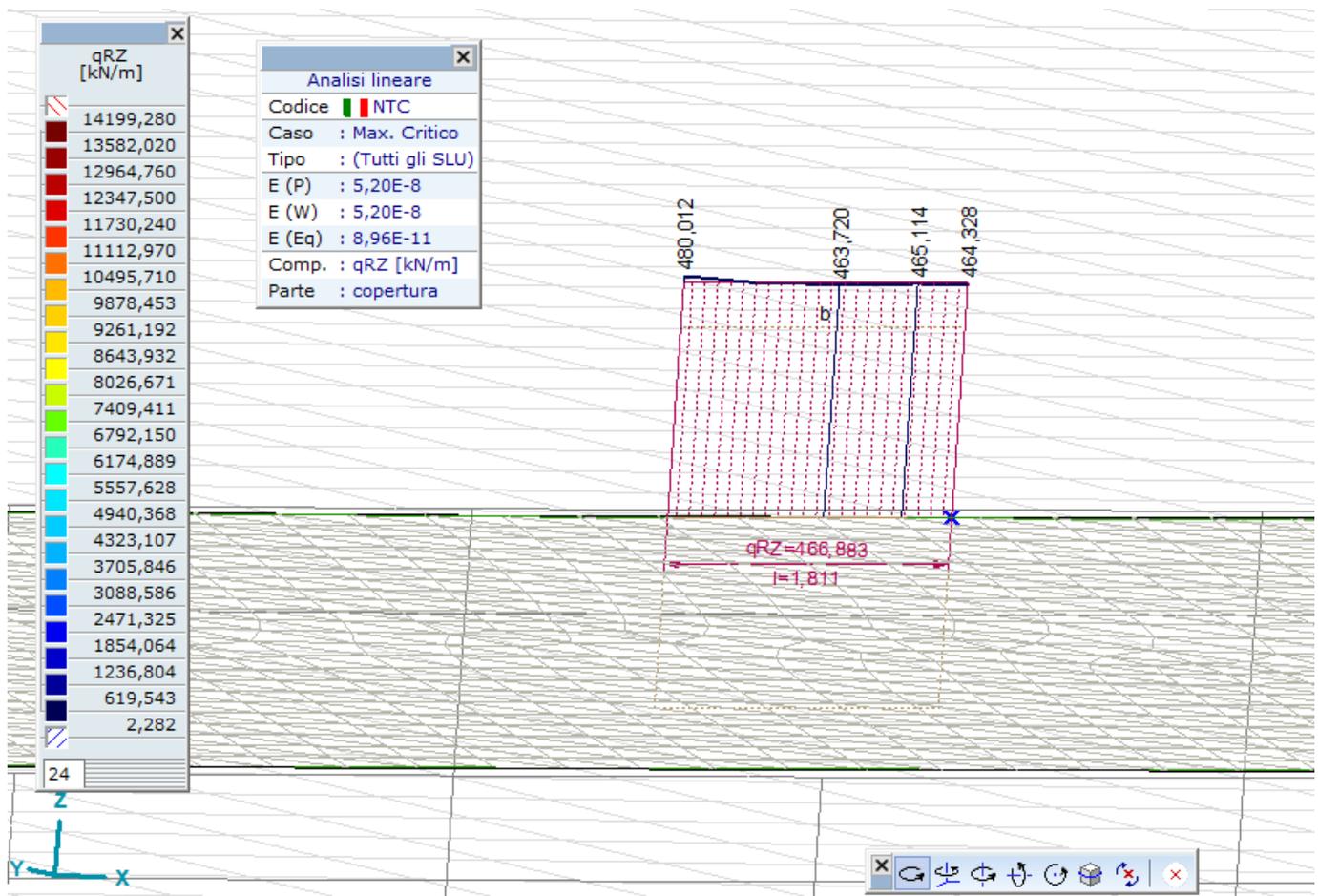
$$\frac{V_{Rcd}}{V_{Ed}} = 2.346$$

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

$$a_l := 0,9 \times d \times \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = 504$$

b) Sezioni in corrispondenza del filo interno delle pareti

Lo sforzo tagliante nella linea di sezione a filo della parete è mostrato in figura



Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

altezza della sezione (mm)

$$h := 1200.00$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1120.00$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 1000.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 4917.00$$

Sforzo tagliante agente nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := 464.00$$

Classe dell' acciaio B450C $f_y=450 \text{ N/mm}^2$

Fattore di confidenza

$$FC := 1.0$$

Resistenza di calcolo dell' armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15 \times FC} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi ridotta dal fattore di confidenza(N/mm²)

$$R_{ck} := \frac{35.00}{FC} = 35$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk,5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd,5\%} := \frac{f_{ctk,5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 2$$

$$v_{\min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Sforzo assiale di compressione N_{Ed} (KN) positivo se di compressione

$$N_{Ed} := 0.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm^2)

$$A_c := b_w \times h = 1200000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm^2)

$$\sigma_{cp} := \begin{cases} \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \end{cases} = 0$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 628017.92 \\ (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d < (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \end{cases}$$

Si ha :

$$\frac{V_{Ed}}{(V_{Rd} \times 10^{-3})} = 0.739$$

Calcolo dell' armatura a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$22^\circ < \theta < 45^\circ$$

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio (45° piegati)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm^2/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv} := \begin{cases} \frac{V_{Ed} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} & \text{if } V_{Ed} > V_{Rd} \times 10^{-3} = 0 \\ 0 & \text{if } V_{Ed} \leq V_{Rd} \times 10^{-3} \end{cases}$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0,5 \times f_{cd} = 8.231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & \text{if } 0,25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 \times f_{cd} \\ 2,5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0,5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (KN)

$$V_{Rcd} := \frac{0,9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd,rid} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\cot(\theta))^2} = 4151.639$$

Si ha:

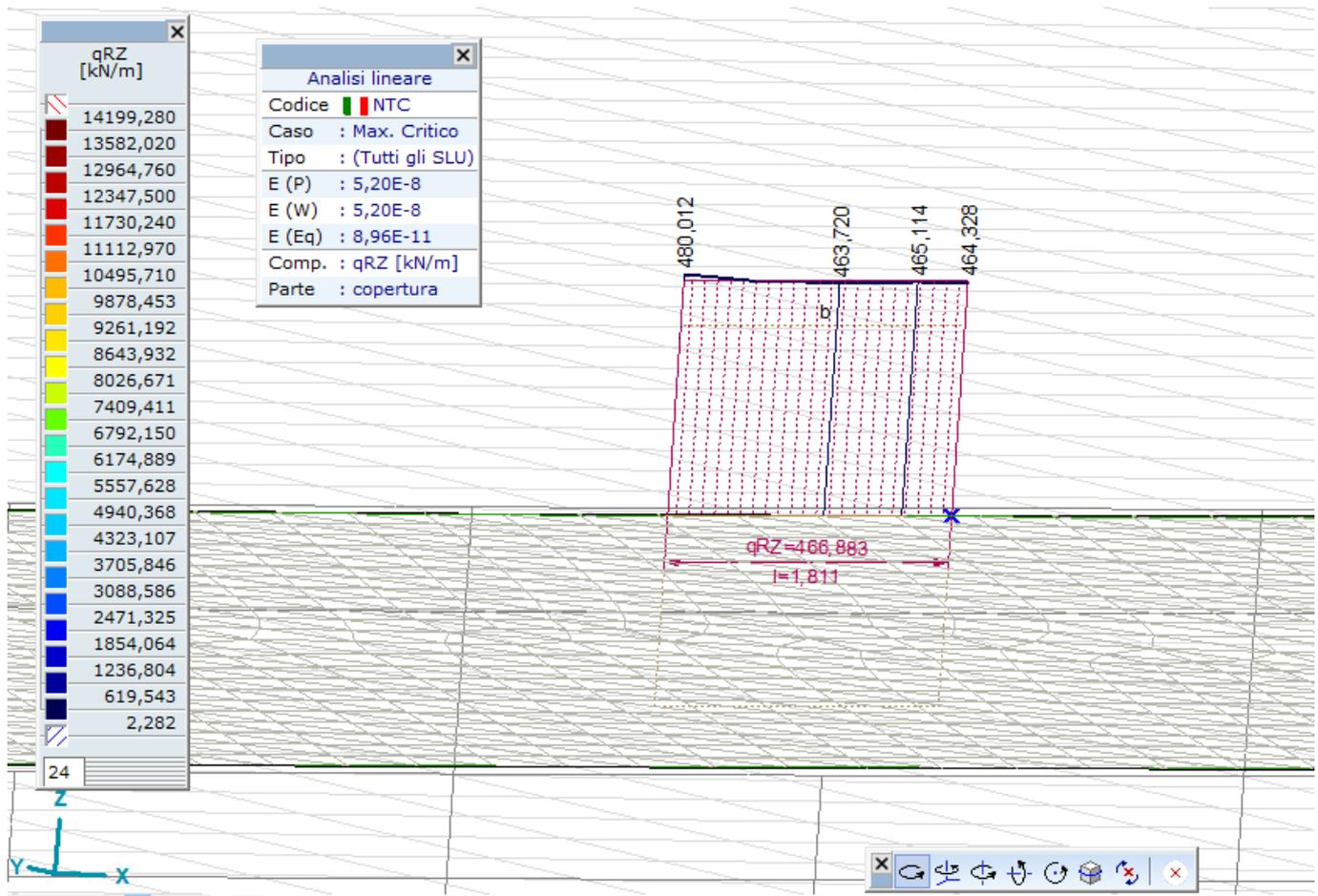
$$\frac{V_{Rcd}}{V_{Ed}} = 8.947$$

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

$$a_1 := 0,9 \times d \times \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = 504$$

c) Sezioni a filo del cordolo di bordo H=1820 mm

Lo sforzo tagliante nella linea di sezione a filo della parete è mostrato in figura



Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

altezza della sezione (mm)

$$h := 1200.00$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1120.00$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 1000.00$$

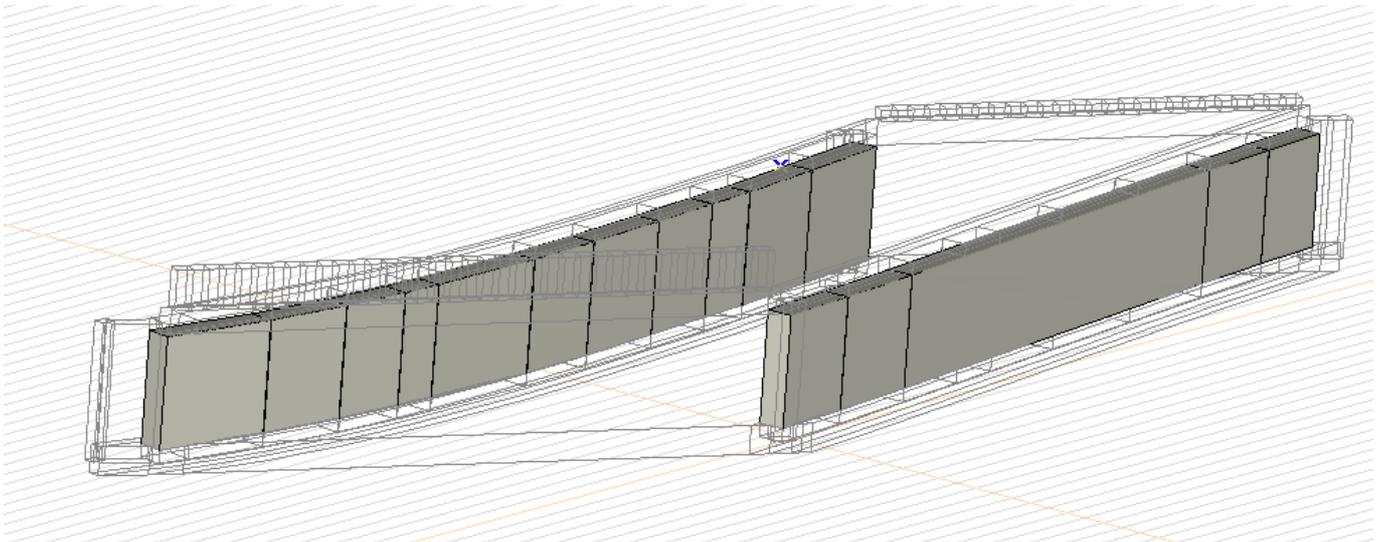
area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 4917.00$$

Sforzo tagliante agente nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

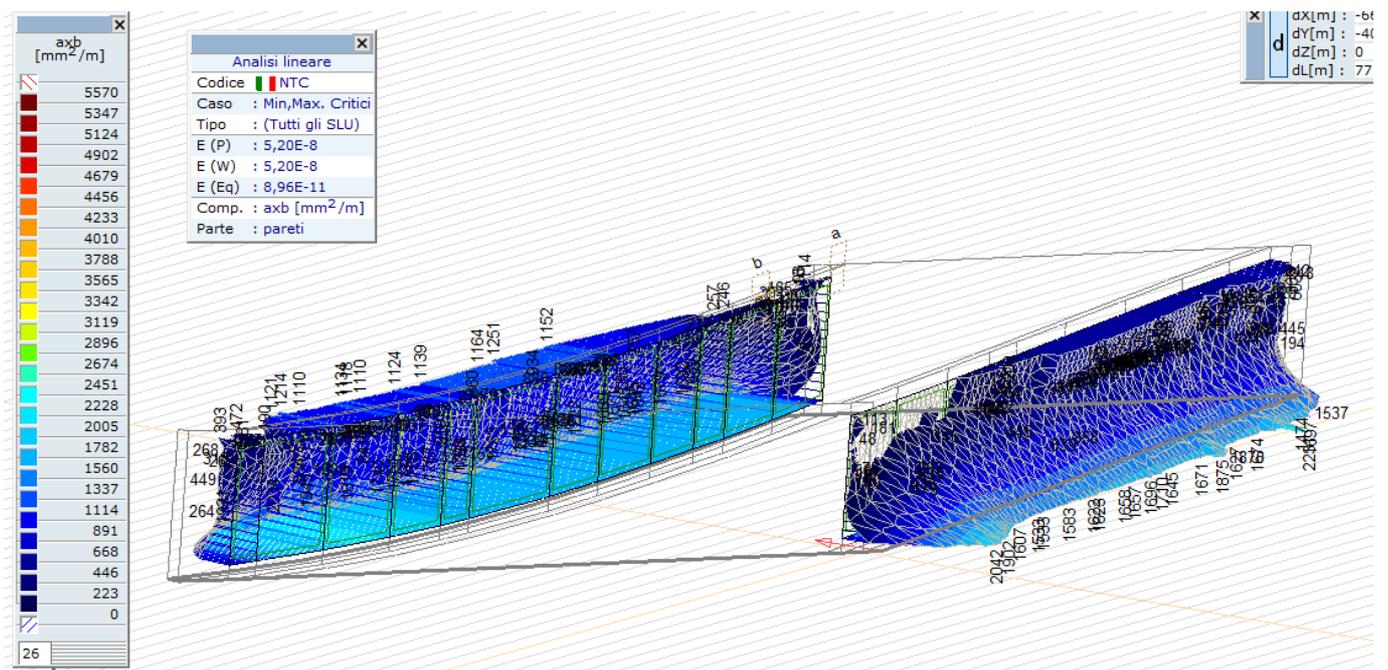
$$V_{Ed} := 464.00$$

8. Pareti s=1200 mm – verifiche slu-sls



8.1. Armatura orizzontale esterna

Le armature minime orizzontali esterne, allo SLU, sono mostrate in figura



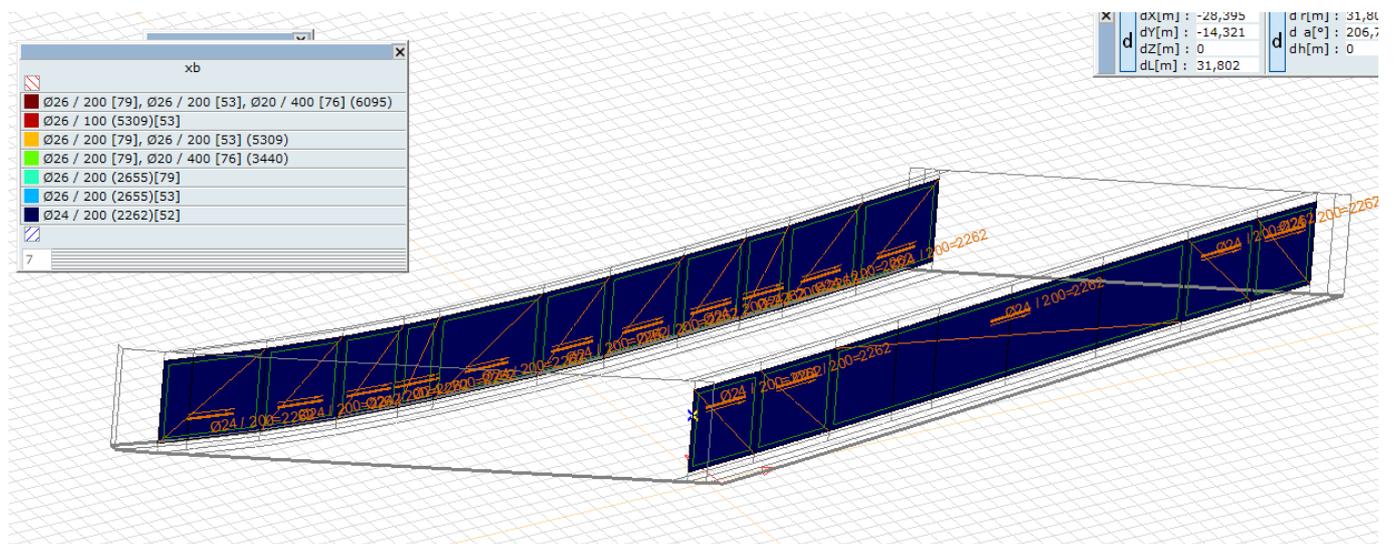
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

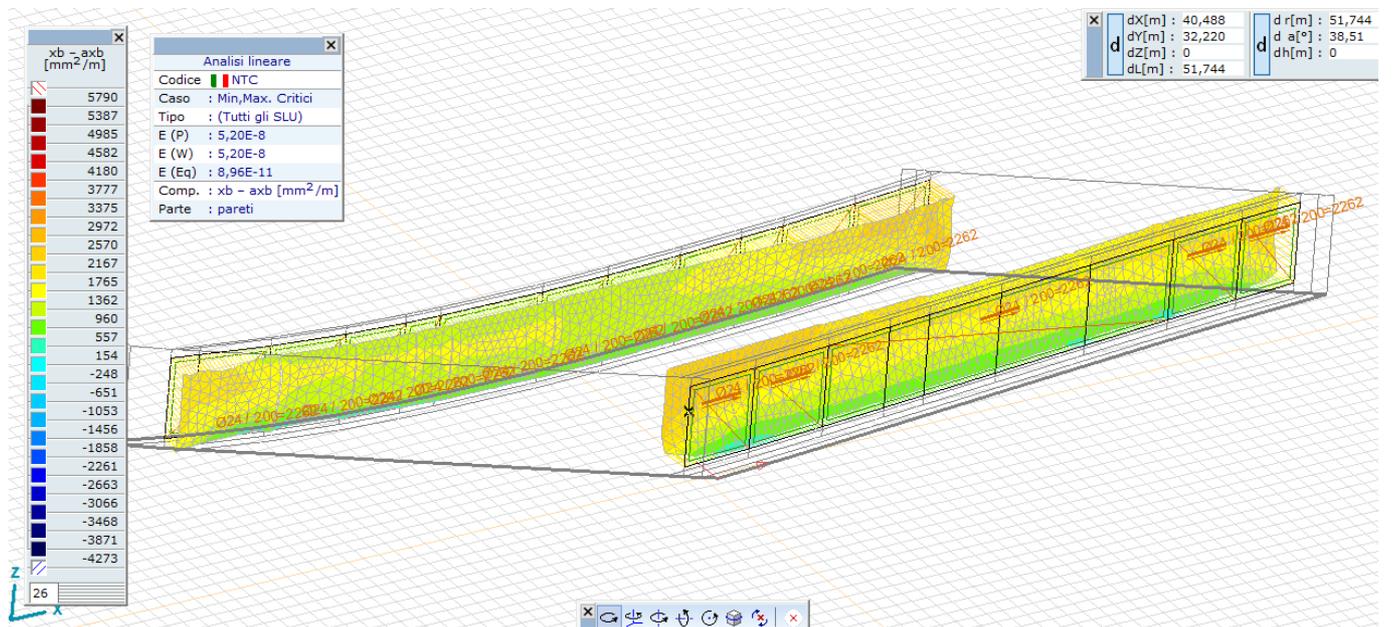
$$A_{s,\min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1124 = 1838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

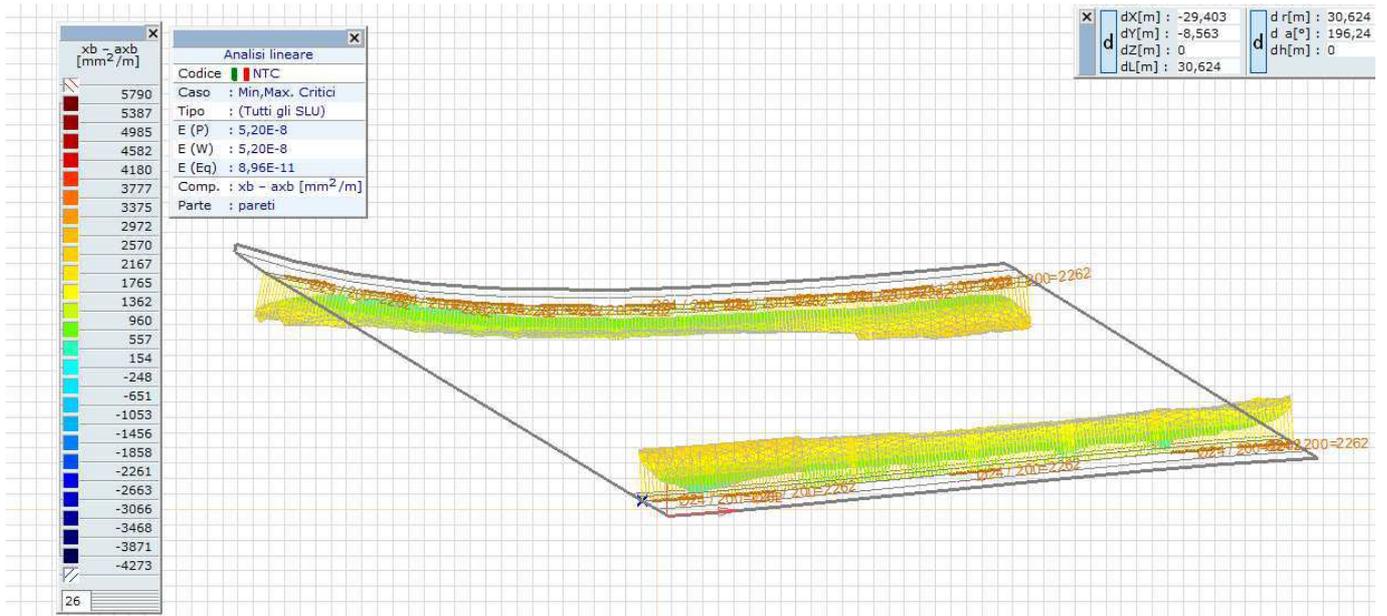
E comunque non minore di $0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1124 = 1461 \text{ mm}^2/\text{m}$

L'armatura disposta è mostrata in figura:

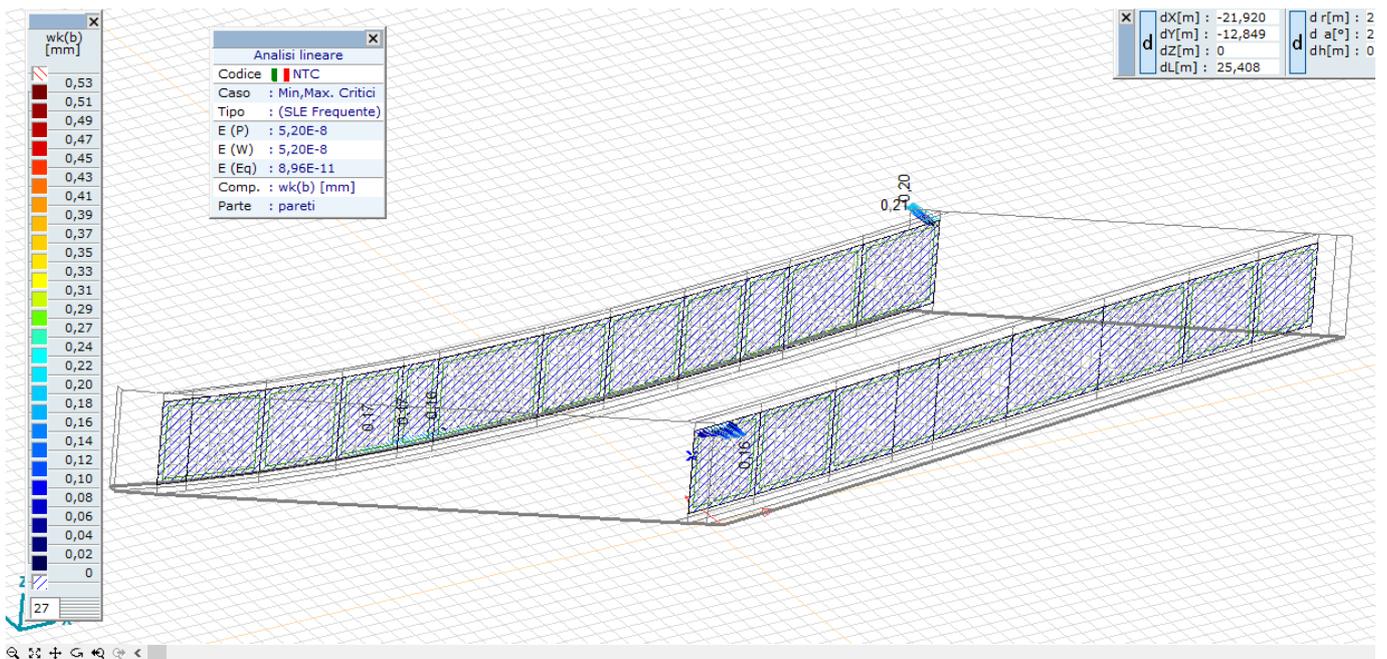


Il seguente diagramma mostra la differenza fra l'armatura minima disposta e l'armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)





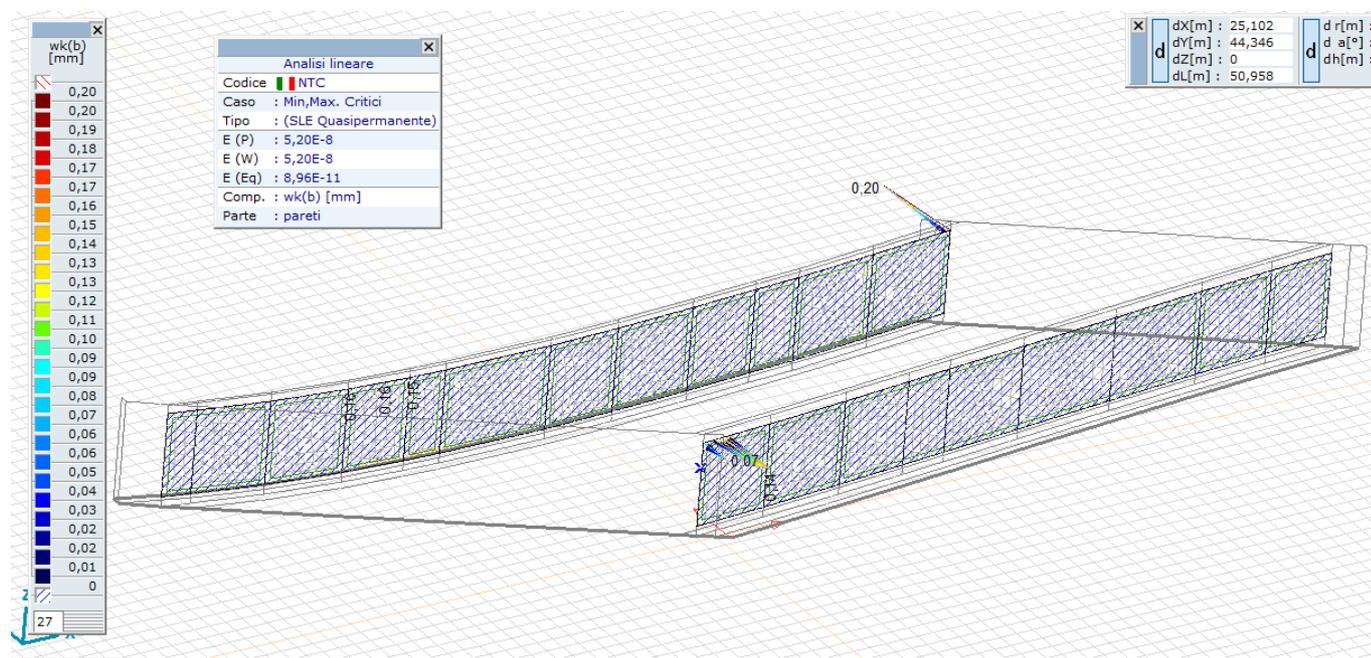
a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L'ampiezza massima delle fessure è di 0.20 mm

b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

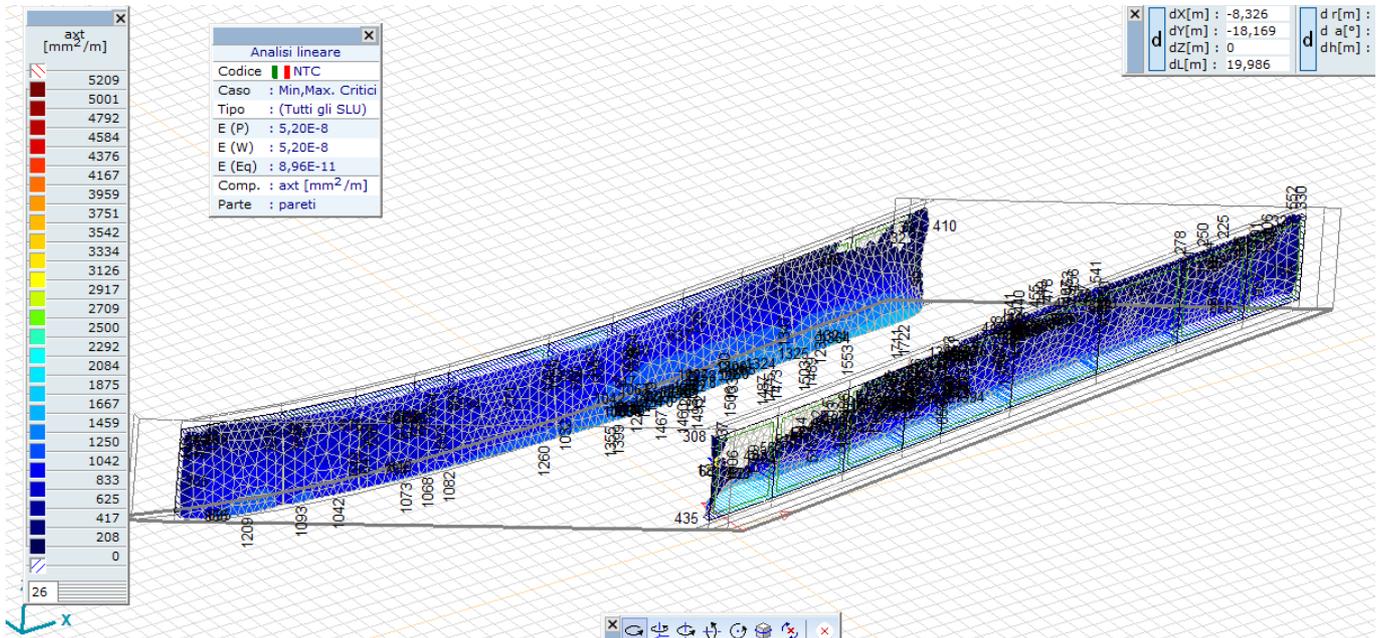


Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L'ampiezza massima delle fessure è di 0.20 mm

8.2. Armatura orizzontale interna

Le armature minime orizzontali esterne, allo SLU, sono mostrate in figura



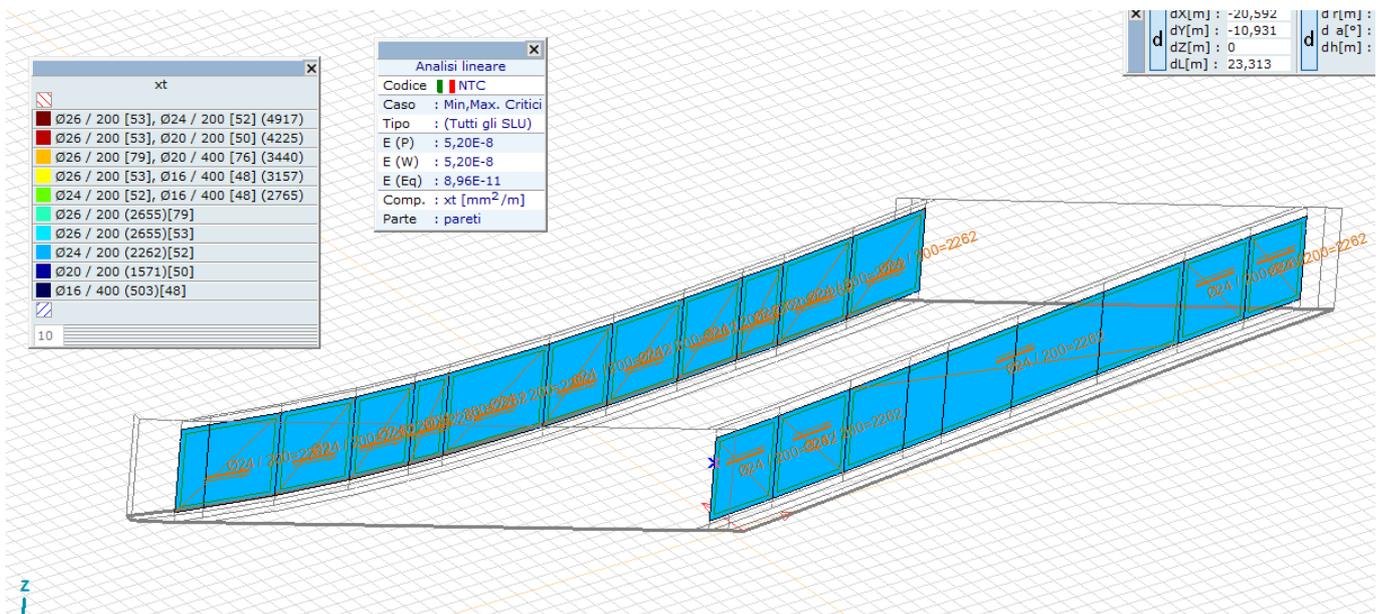
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

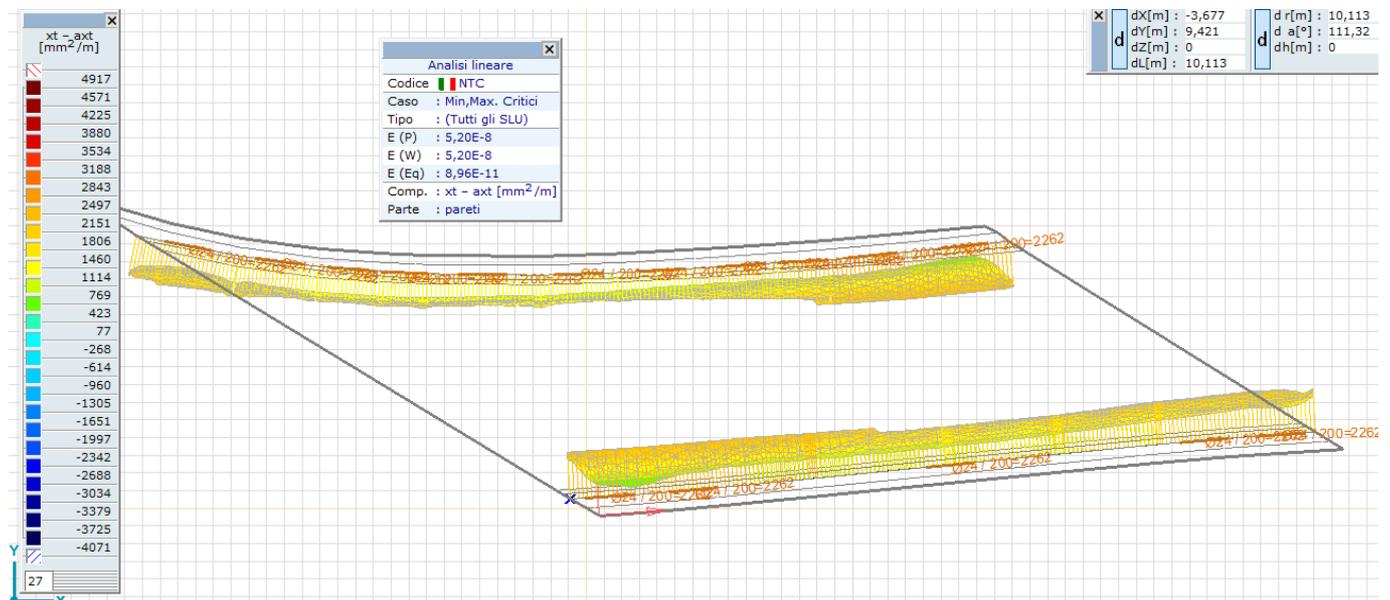
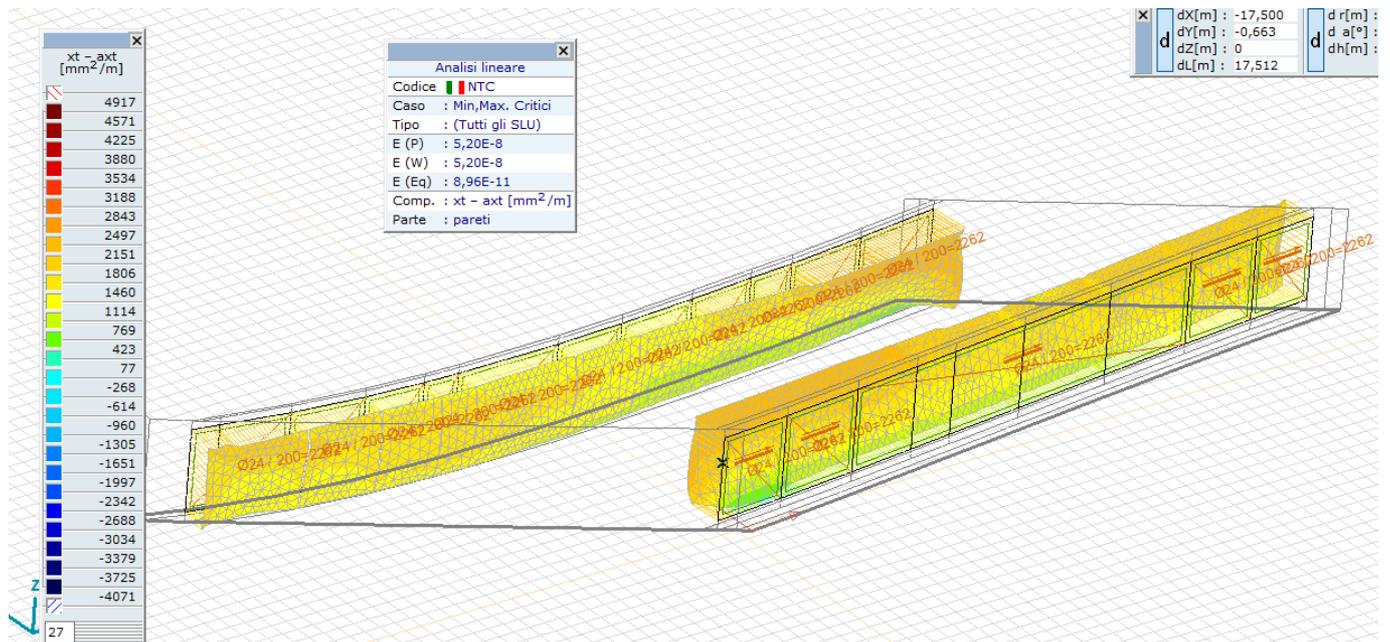
$$A_{s,min} = 0.26 \times 2.83 / 450 \times 1000 \times 1124 = 1838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0.0013 \times 1000 \times 1124 = 1461 \text{ mm}^2/\text{m}$$

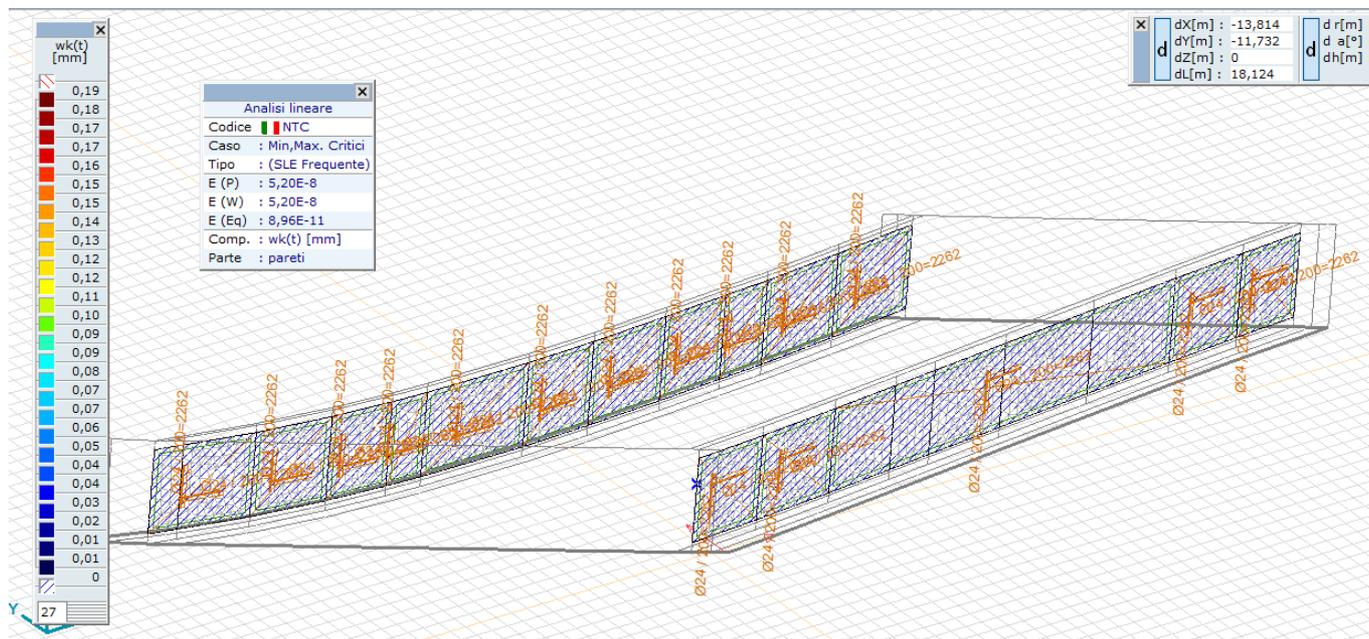
L'armatura disposta è mostrata in figura:



Il seguente diagramma mostra la differenza fra l'armatura minima disposta e l'armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)

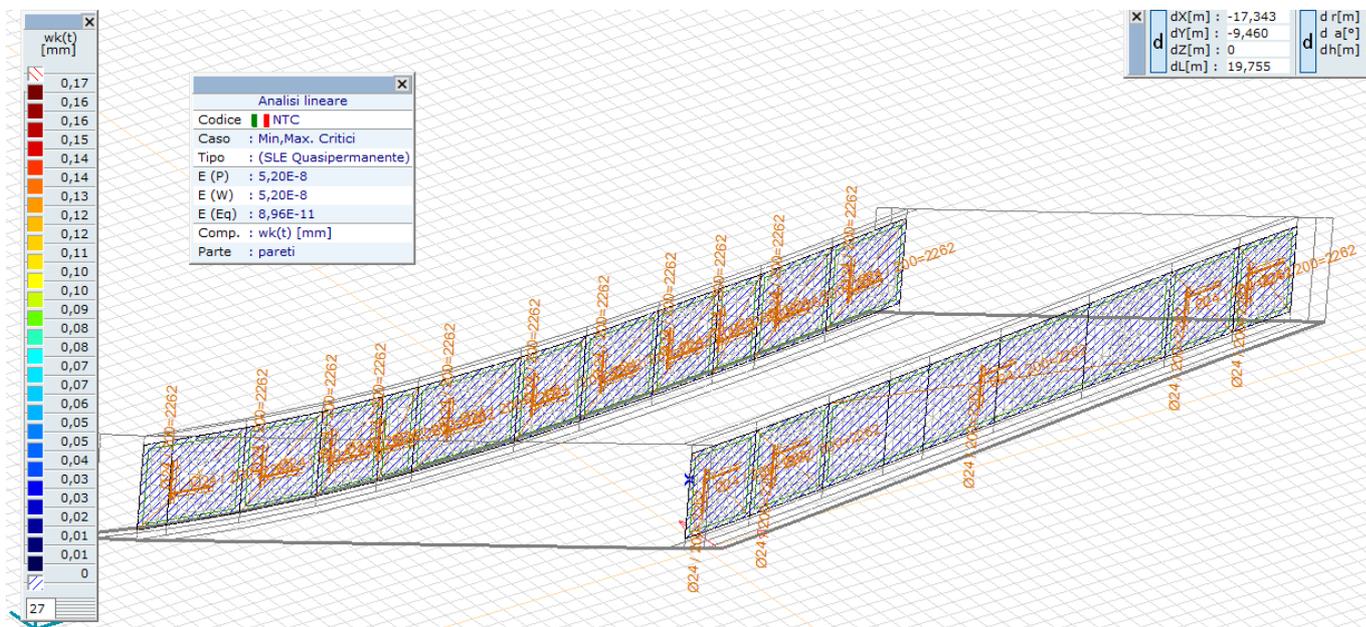


a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano non fessurate

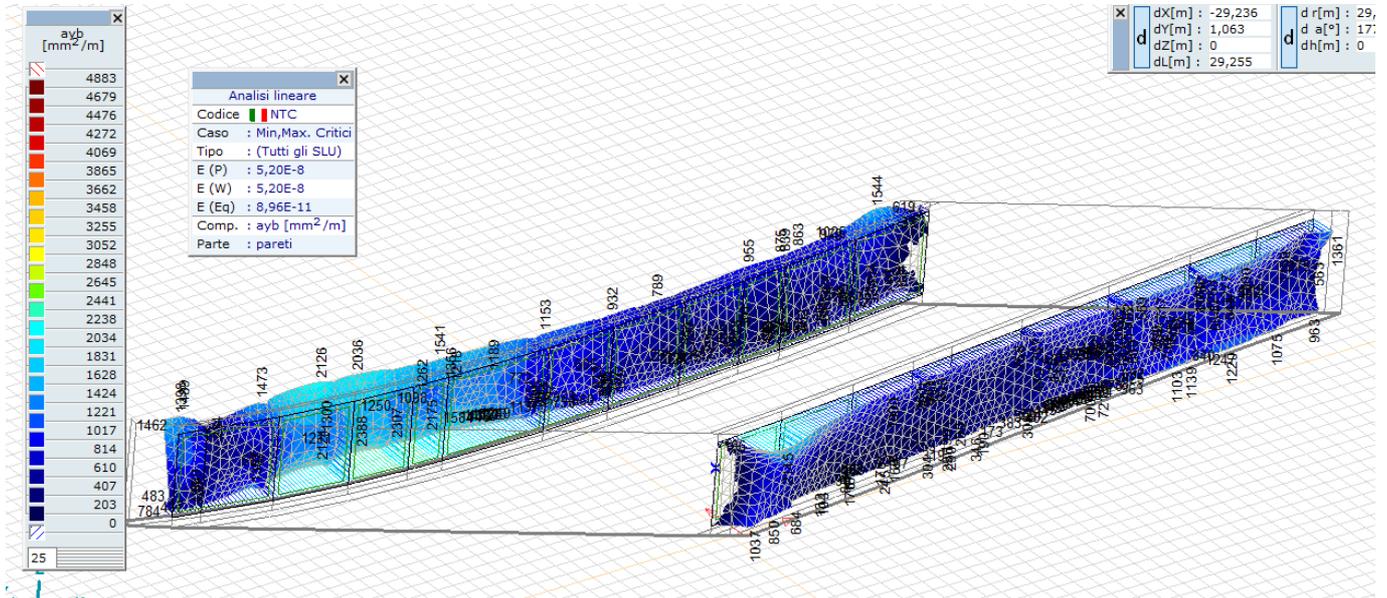
b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente



Le sezioni risultano non fessurate

8.3. Armatura verticale esterna

Le armature minime verticali esterne , allo SLU , sono mostrate in figura



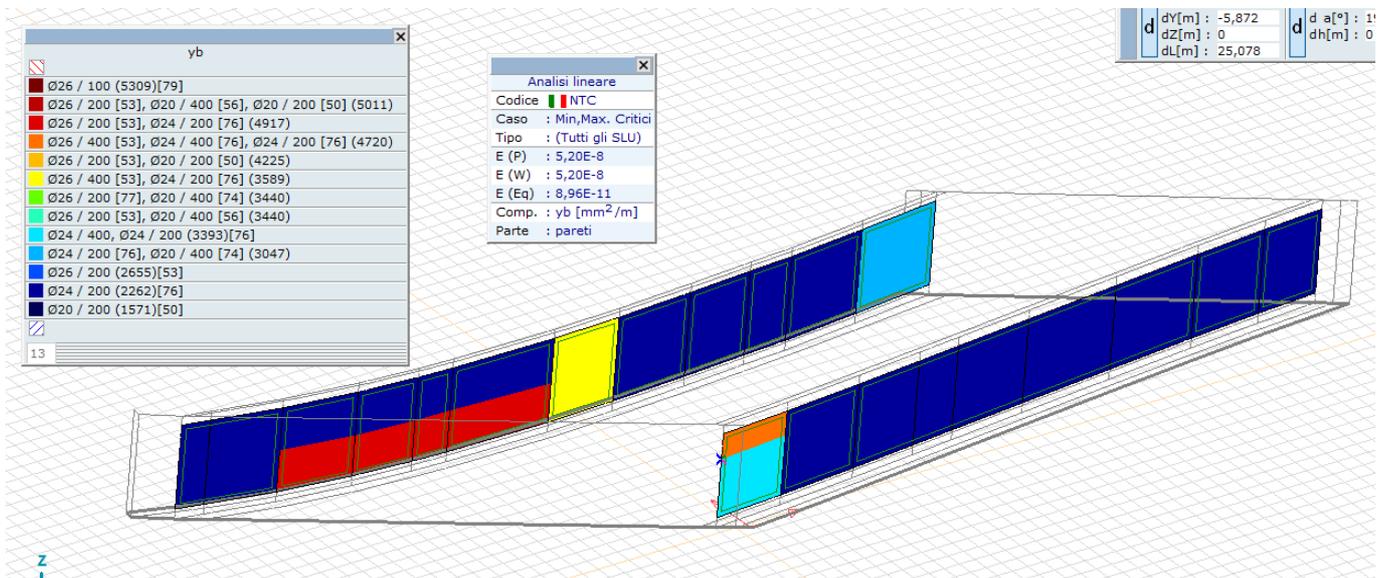
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

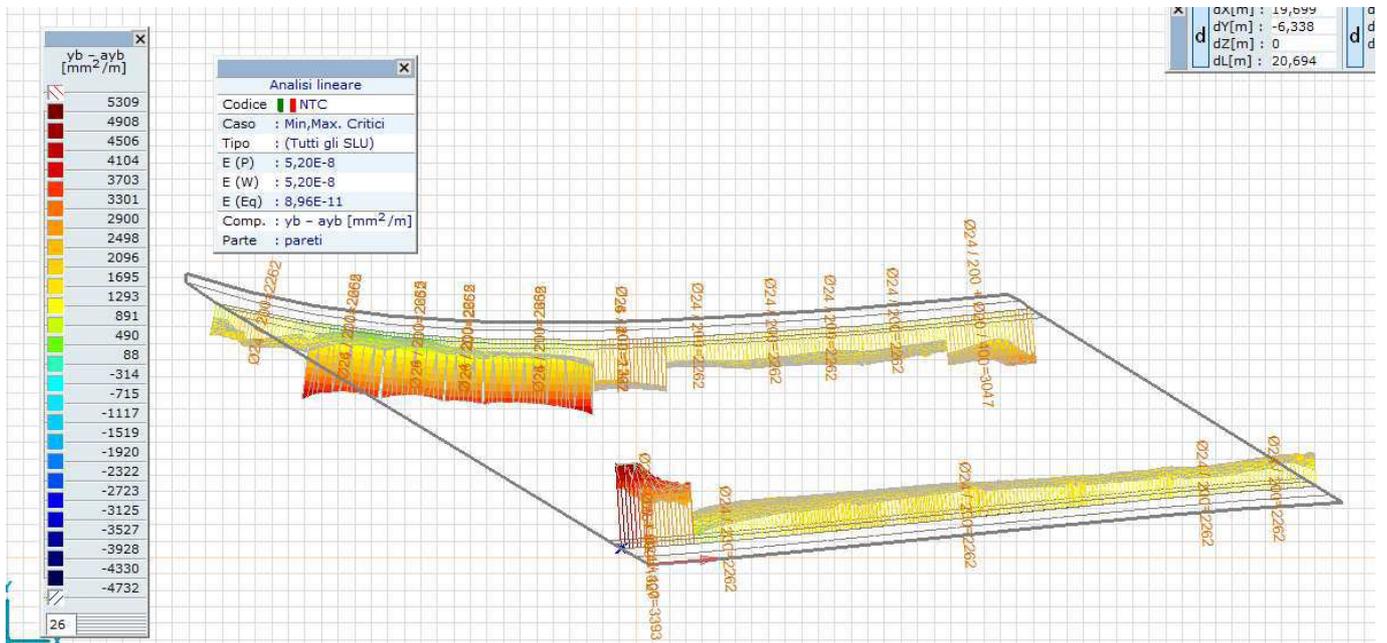
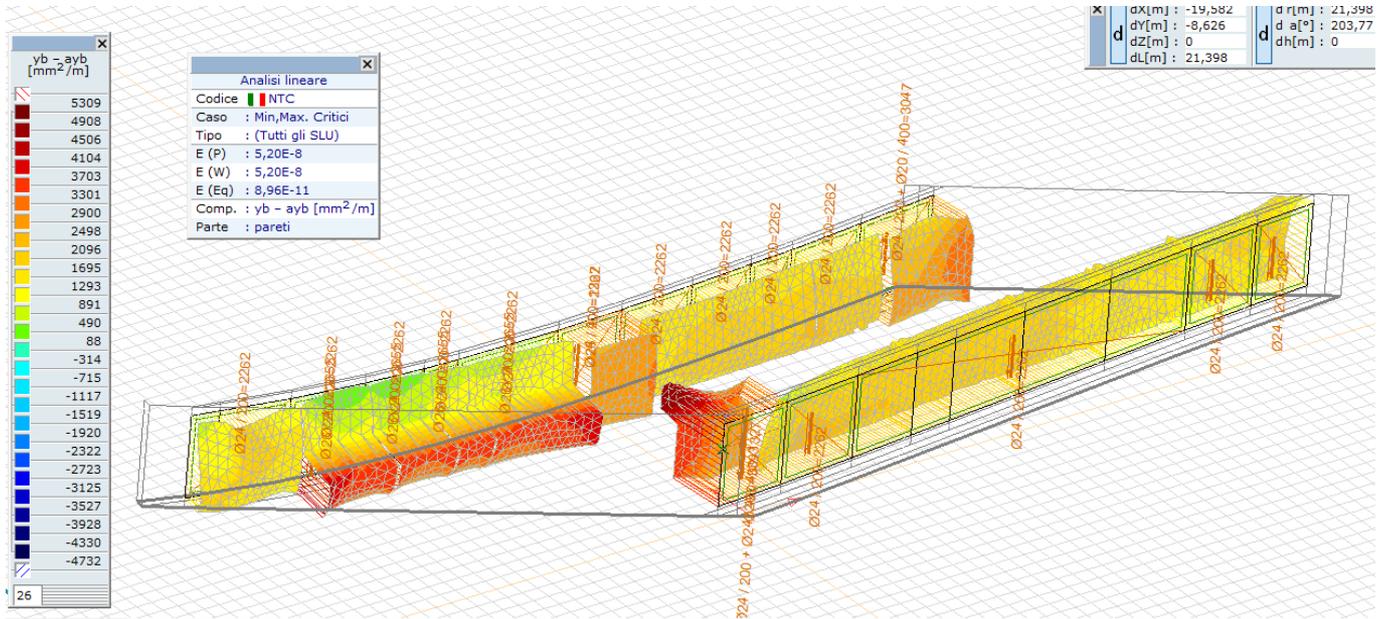
$$A_{s,min} = 0.26 \times 2.83 / 450 \times 1000 \times 1124 = 1838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0.0013 \times 1000 \times 1124 = 1461 \text{ mm}^2/\text{m}$$

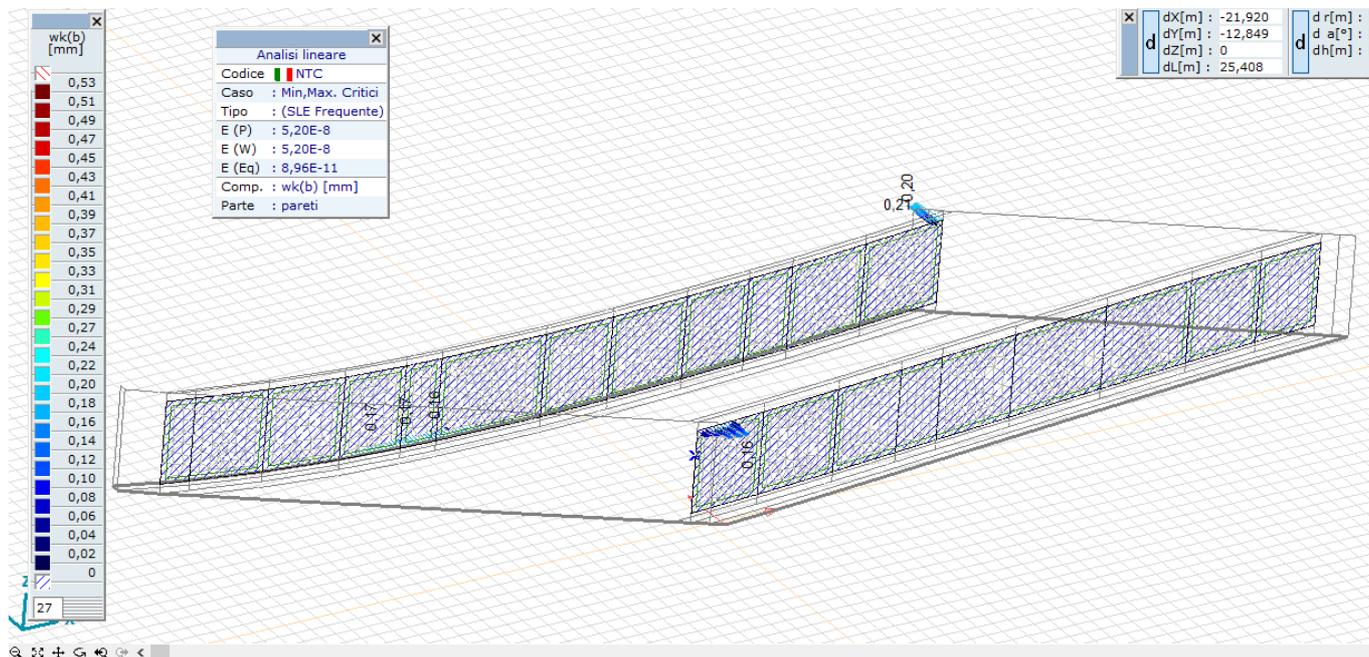
L'armatura disposta è mostrata in figura:



Il seguente diagramma mostra la differenza fra l' armatura minima disposta e l' armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



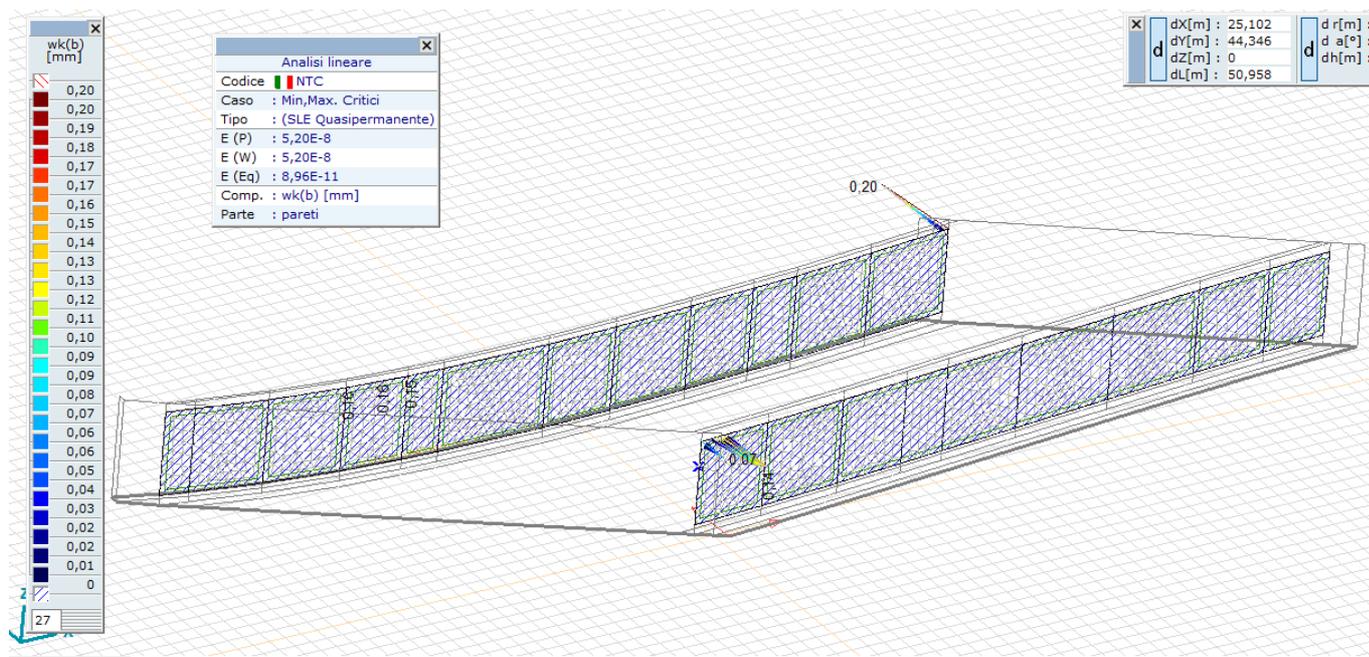
a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L' ampiezza massima delle fessure è di 0.20 mm

a) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

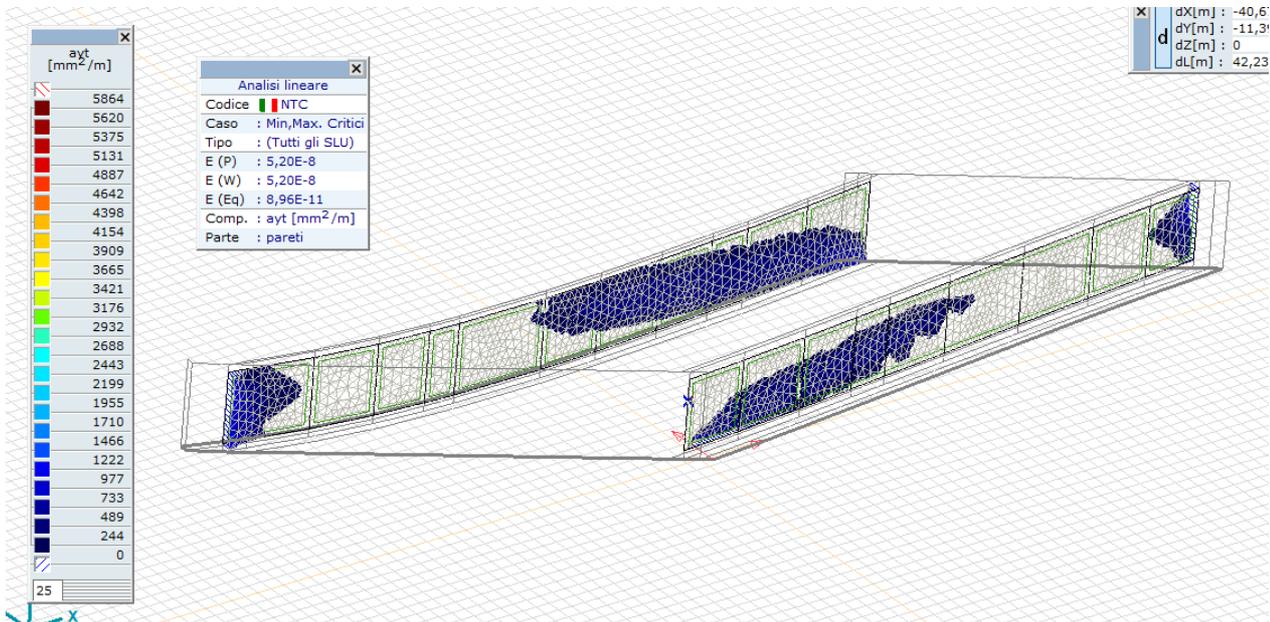


Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L' ampiezza massima delle fessure è di 0.20 mm

8.4. Armatura verticale interna

Le armature minime verticali interne, allo SLU, sono mostrate in figura



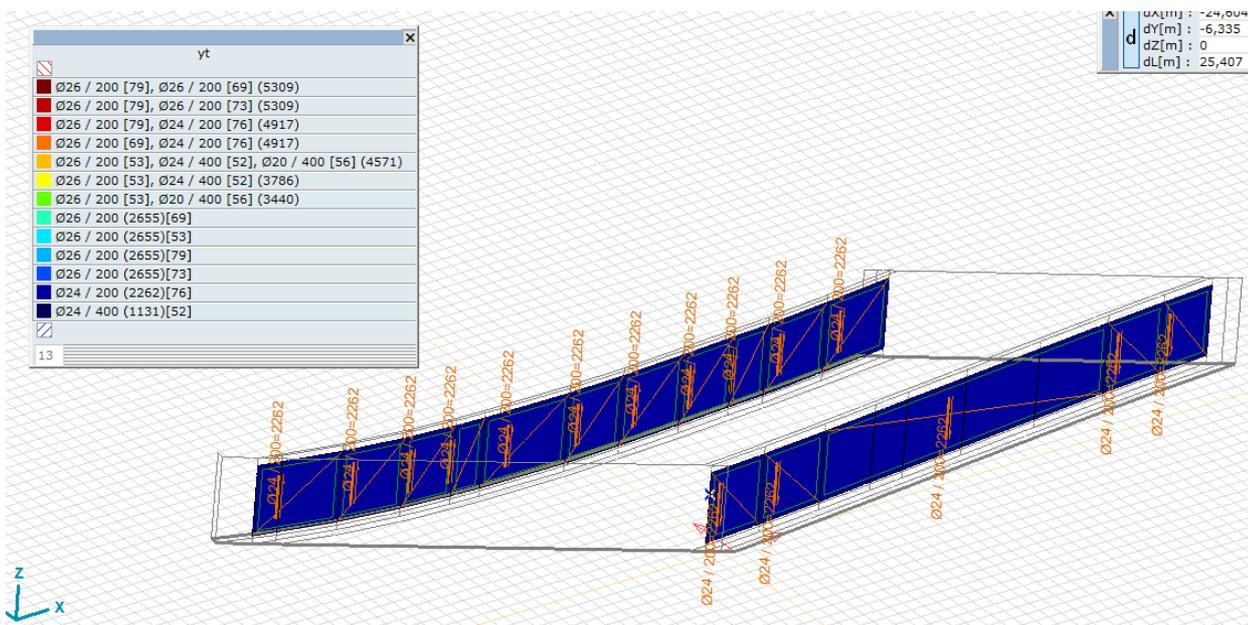
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

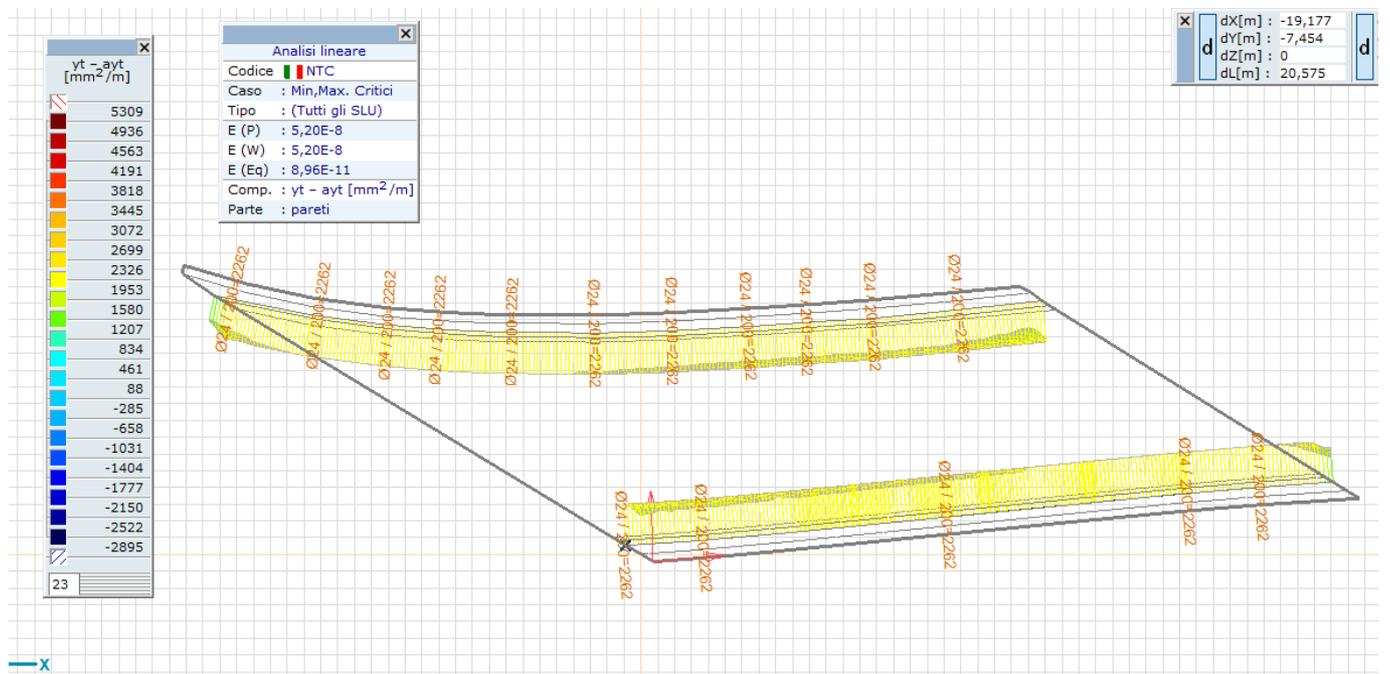
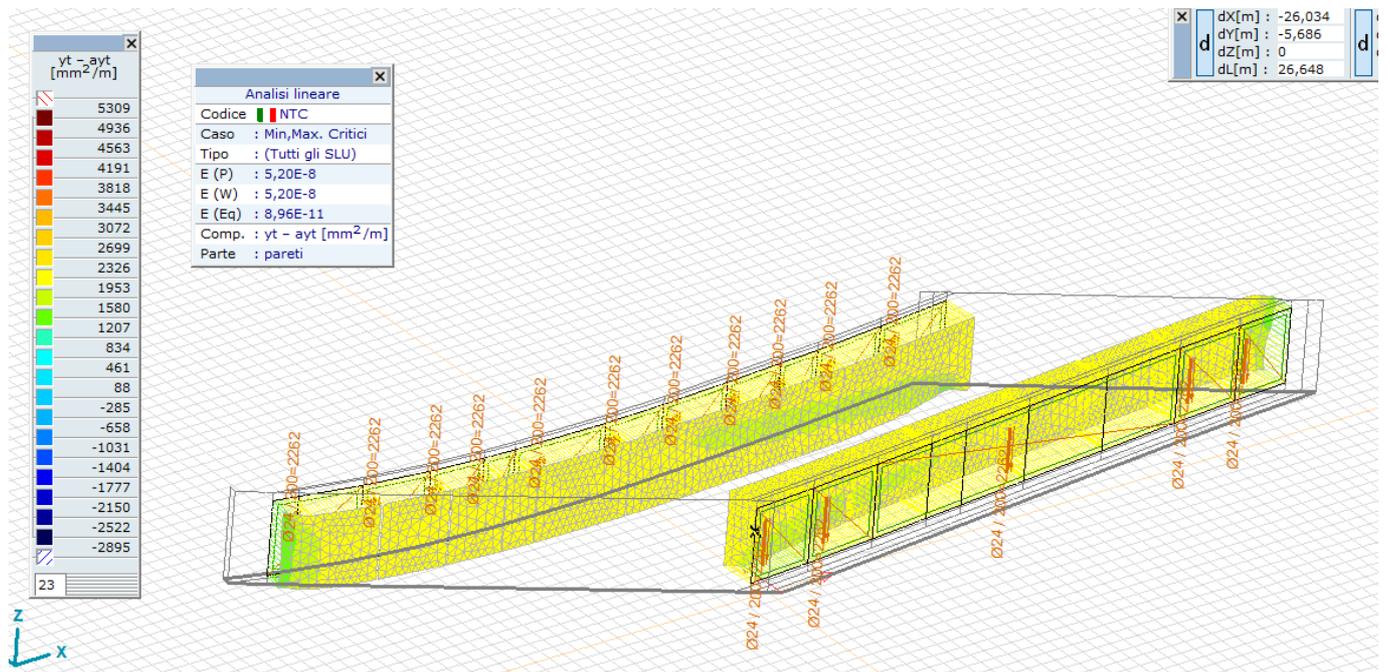
$$A_{s,min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1124 = 1838 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1124 = 1461 \text{ mm}^2/\text{m}$$

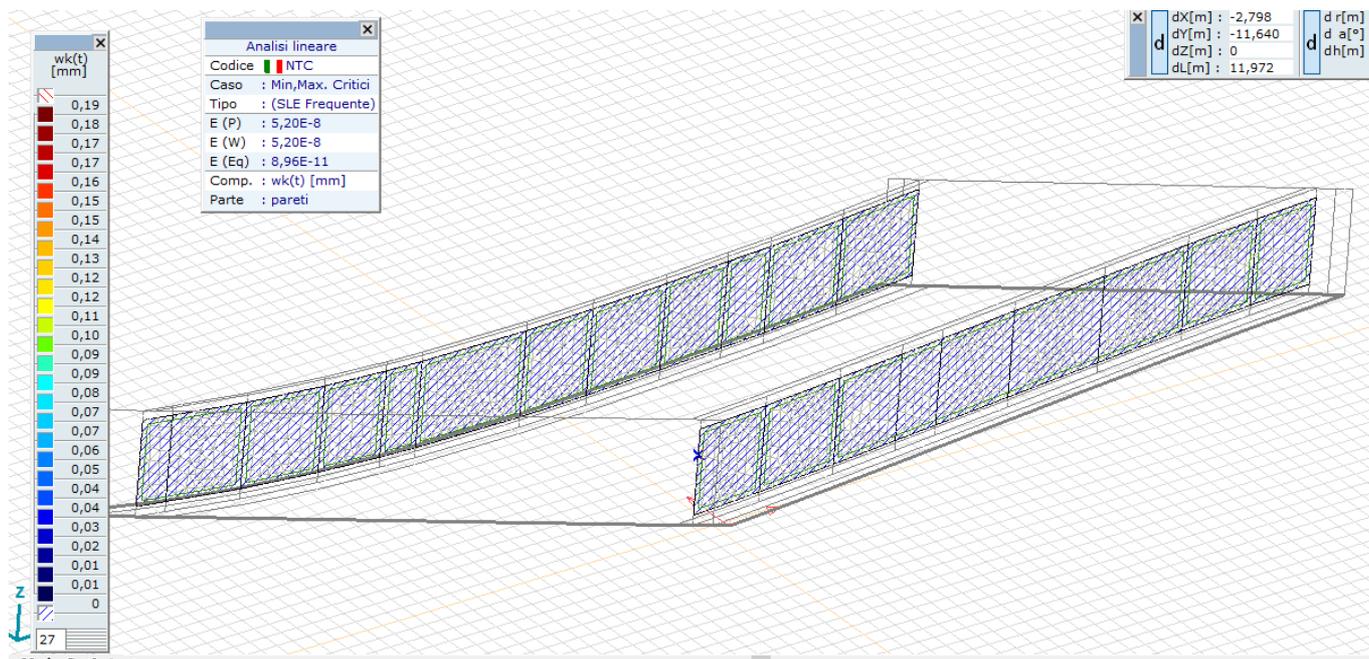
L'armatura disposta è mostrata in figura:



Il seguente diagramma mostra la differenza fra l' armatura minima disposta e l' armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)

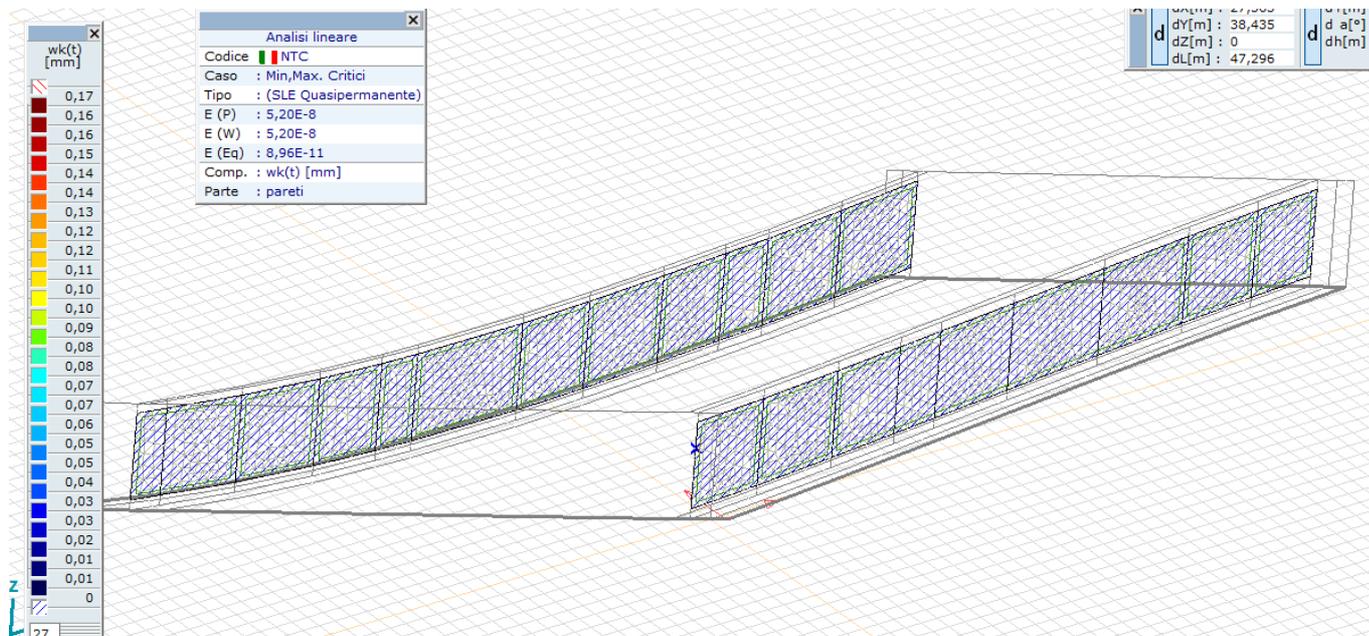


a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano non fessurate

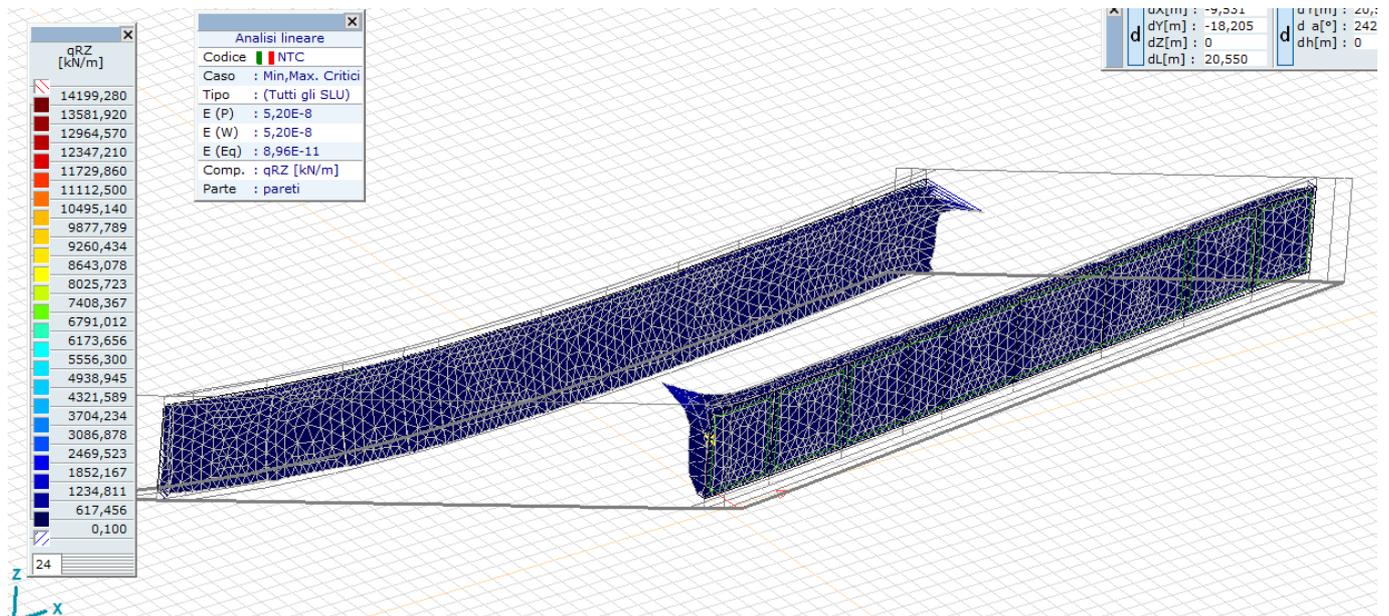
b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente



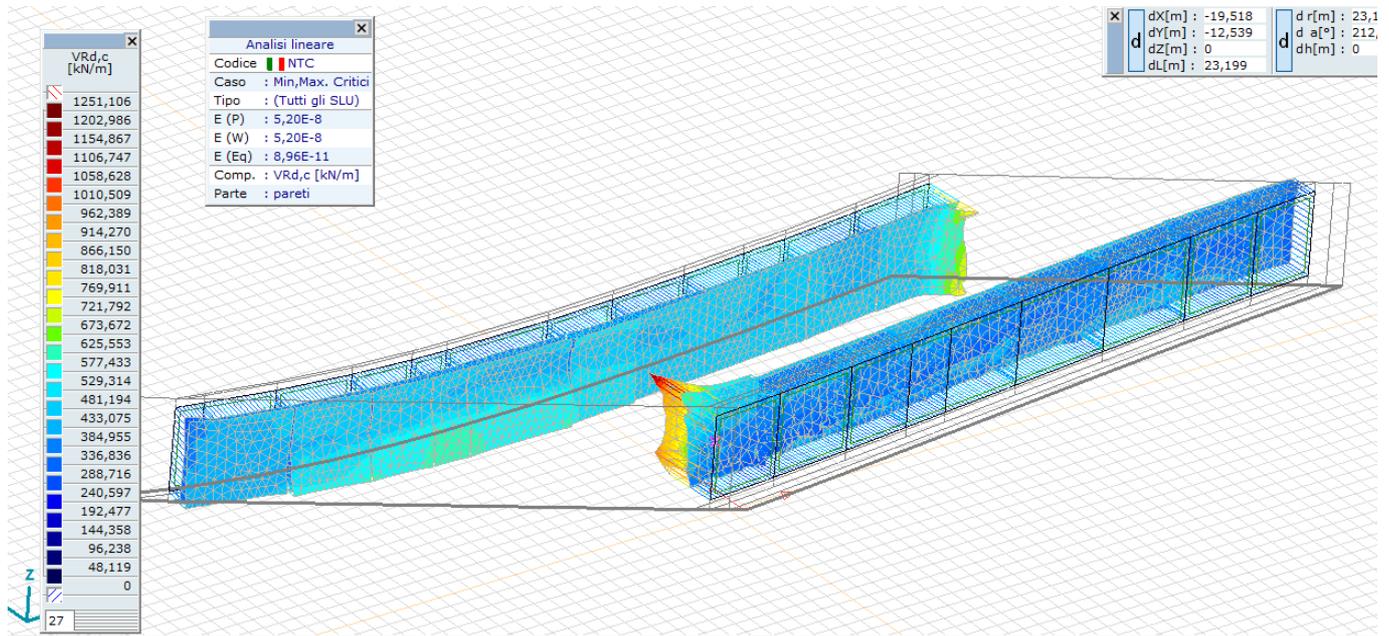
Le sezioni risultano non fessurate

8.5. Verifiche a taglio -SLU

Gli sforzi taglianti agenti nelle pareti verticali , allo stato limite ultimo , sono mostrati in figura

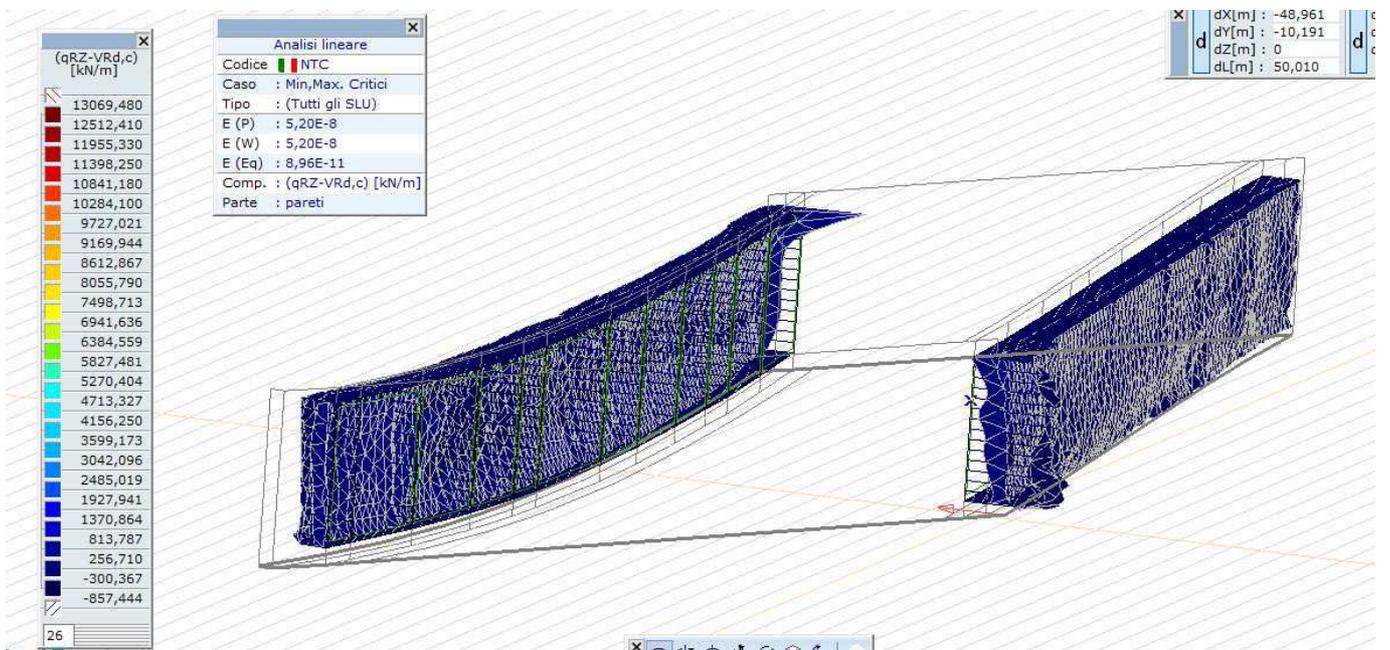
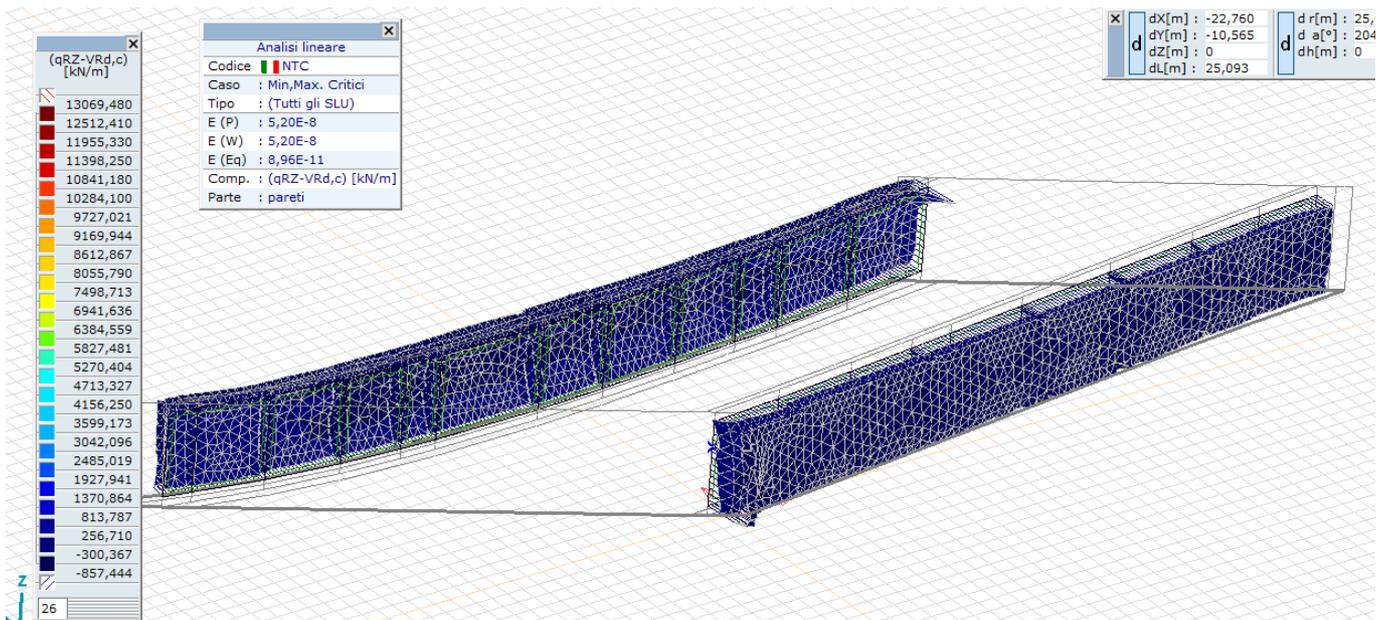


Gli sforzi taglianti resistenti del conglomerato armato sono mostrati in figura



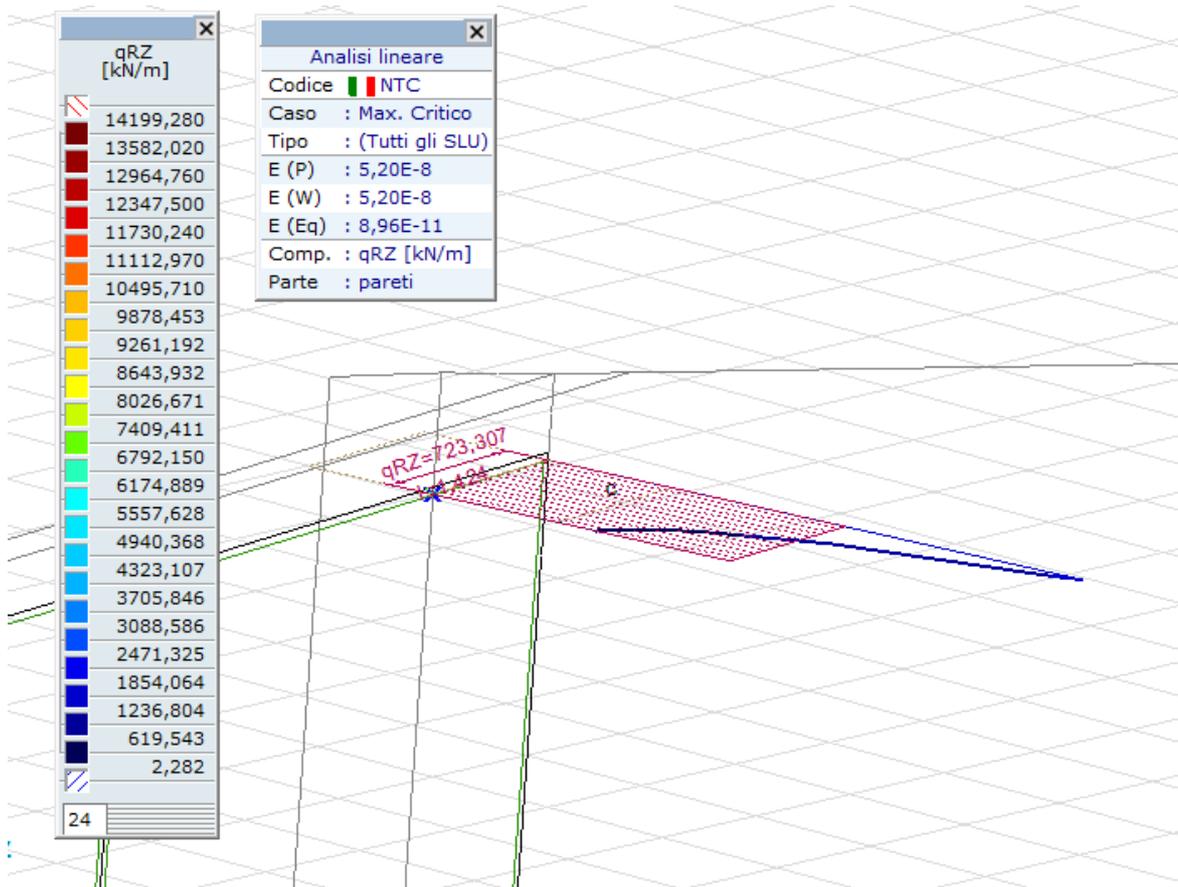
Nel seguente diagramma è mostrata la differenza fra lo sforzo tagliante agente , allo stato limite ultimo , e lo sforzo tagliante resistente del conglomerato

I valori positivi individuano valori del taglio agente superiori al taglio resistente del conglomerato



a) Sezioni in sommità' della parete – area angolo ottuso

Lo sforzo tagliante nella linea di sezione a filo della parete è mostrato in figura



Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

altezza della sezione (mm)

$$h := 1200.00$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1120.00$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 1000.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 452 \times 5 + 314 \times 2.5 = 3045$$

Sforzo tagliante agente nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := 723.00$$

Classe dell' acciaio B450C $f_y=450 \text{ N/mm}^2$

Fattore di confidenza

$$FC := 1.0$$

Resistenza di calcolo dell' armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15 \times FC} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi ridotta dal fattore di confidenza(N/mm^2)

$$R_{ck} := \frac{35.00}{FC} = 35$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm^2)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm^2)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm^2)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm^2)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm^2)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 2$$

$$v_{\min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Sforzo assiale di compressione N_{Ed} (KN) positivo se di compressione

$$N_{Ed} := 0.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm^2)

$$A_c := b_w \times h = 1200000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm^2)

$$\sigma_{cp} := \begin{cases} \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \end{cases} = 0$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 597591.11 \\ (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d < (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \end{cases}$$

Si ha :

$$\frac{V_{Ed}}{(V_{Rd} \times 10^{-3})} = 1.21$$

Calcolo dell' armatura a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$22^\circ < \theta < 45^\circ$$

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio (45° piegati)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm^2/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv} := \begin{cases} \frac{V_{Ed} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} & \text{if } V_{Ed} > V_{Rd} \times 10^{-3} \\ 0 & \text{if } V_{Ed} \leq V_{Rd} \times 10^{-3} \end{cases} = 1.83$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0,5 \times f_{cd} = 8.231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd} \\ 2.5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0.5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (KN)

$$V_{Rcd} := \frac{0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd,rid} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\cot(\theta))^2} = 4151.639$$

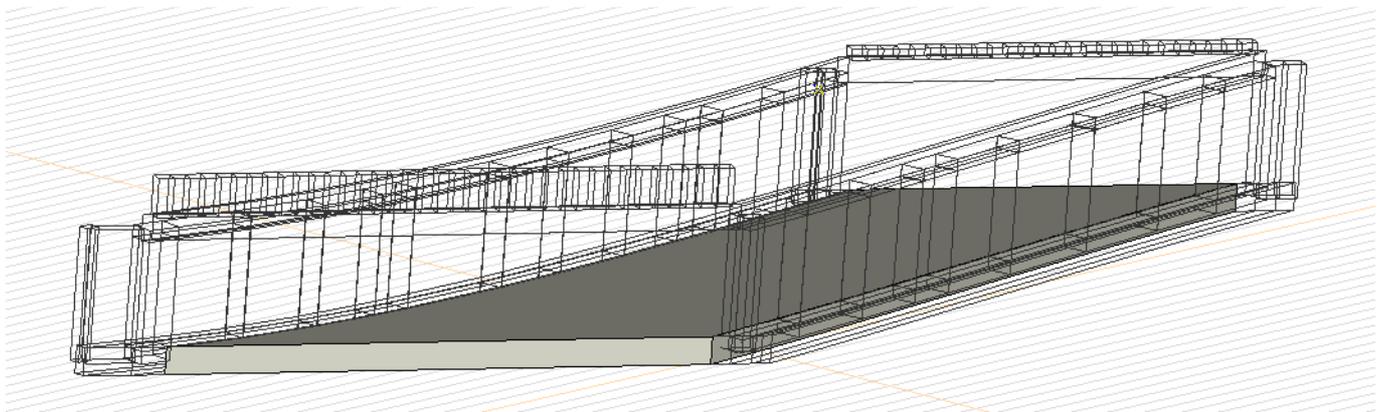
Si ha:

$$\frac{V_{Rcd}}{V_{Ed}} = 5.742$$

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

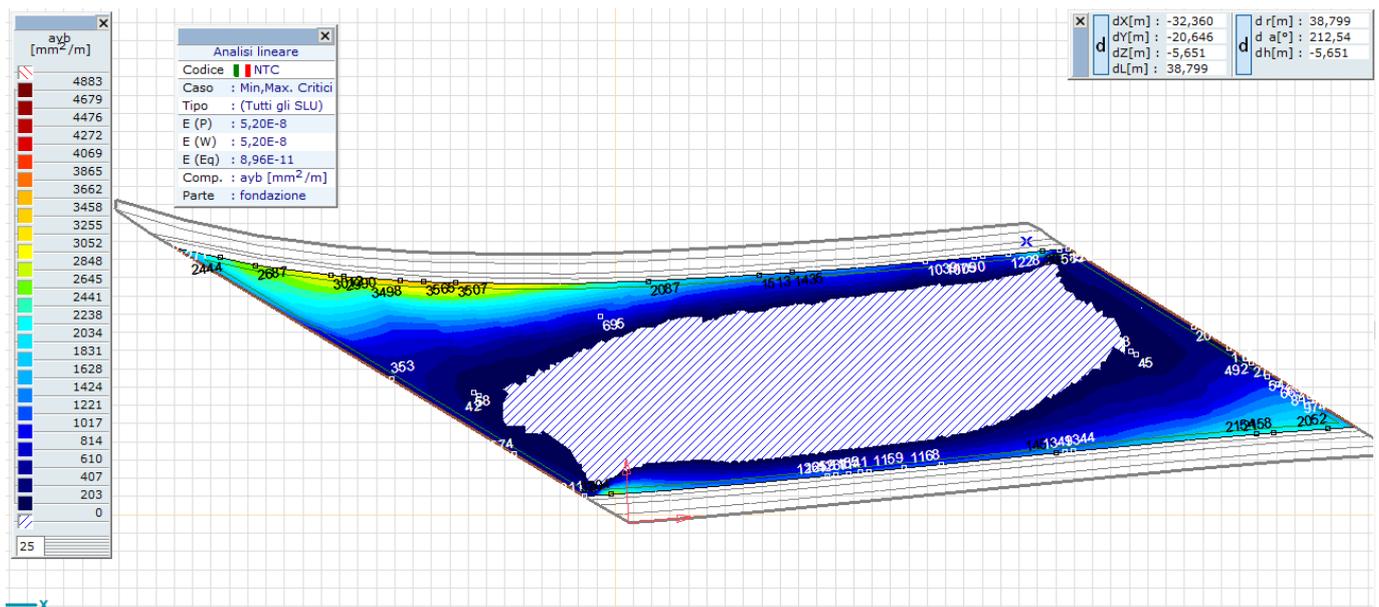
$$a_l := 0.9 \times d \times \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = 504$$

9. Soletta di fondazione s=1300 mm – verifiche slu-sls



9.1. Armatura inferiore secondo l'asse portante Y – lato corto

Le armature minime dello strato inferiore, allo SLU, sono mostrate in figura



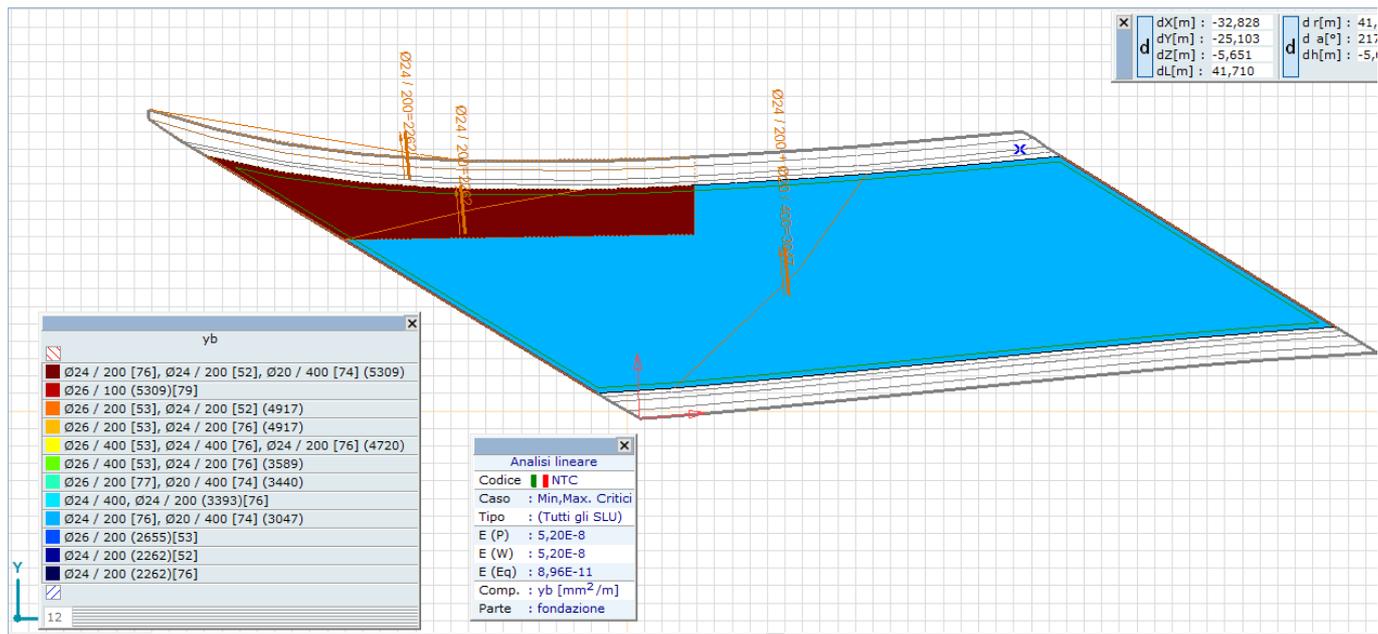
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

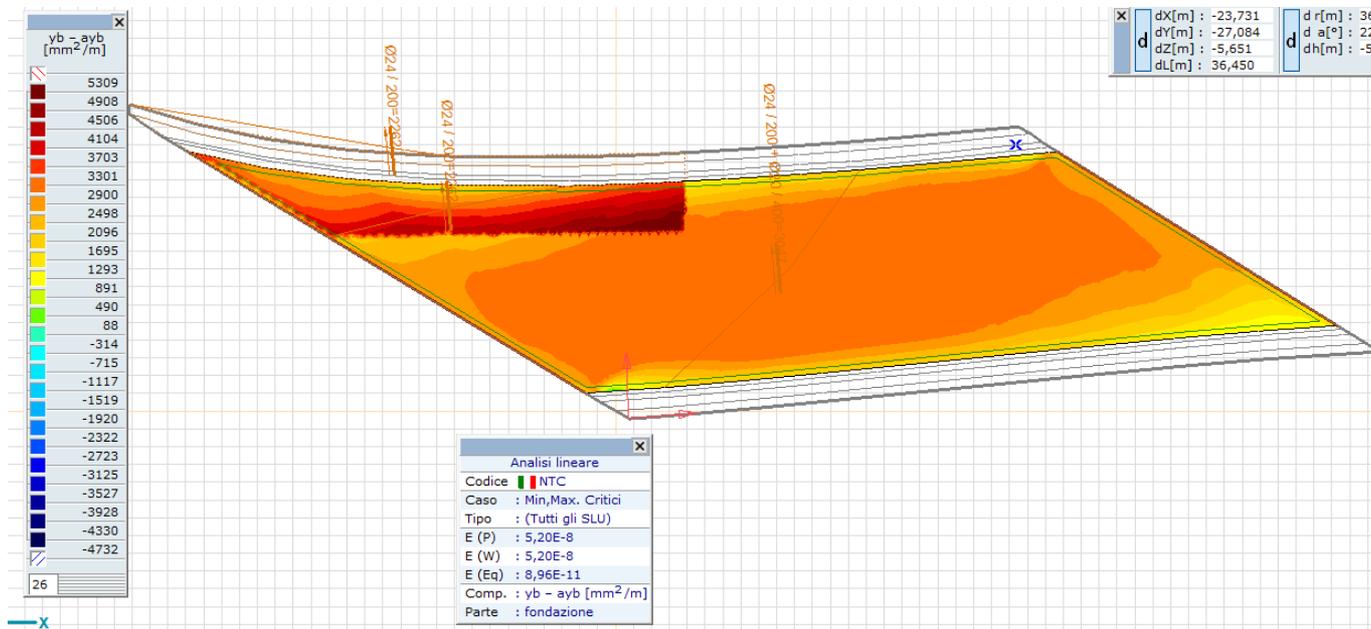
$$A_{s,min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1221 = 1996 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1221 = 1587 \text{ mm}^2/\text{m}$$

L'armatura disposta è mostrata in figura:

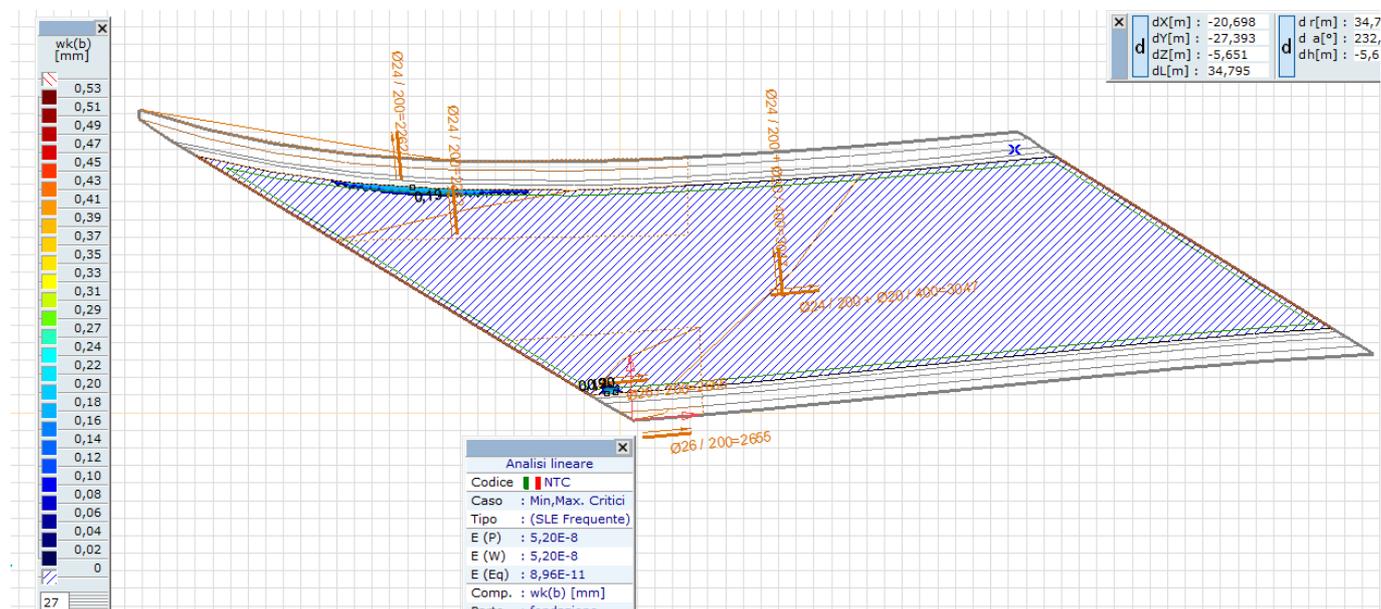


Il seguente diagramma mostra la differenza fra l'armatura minima disposta e l'armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente

I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura

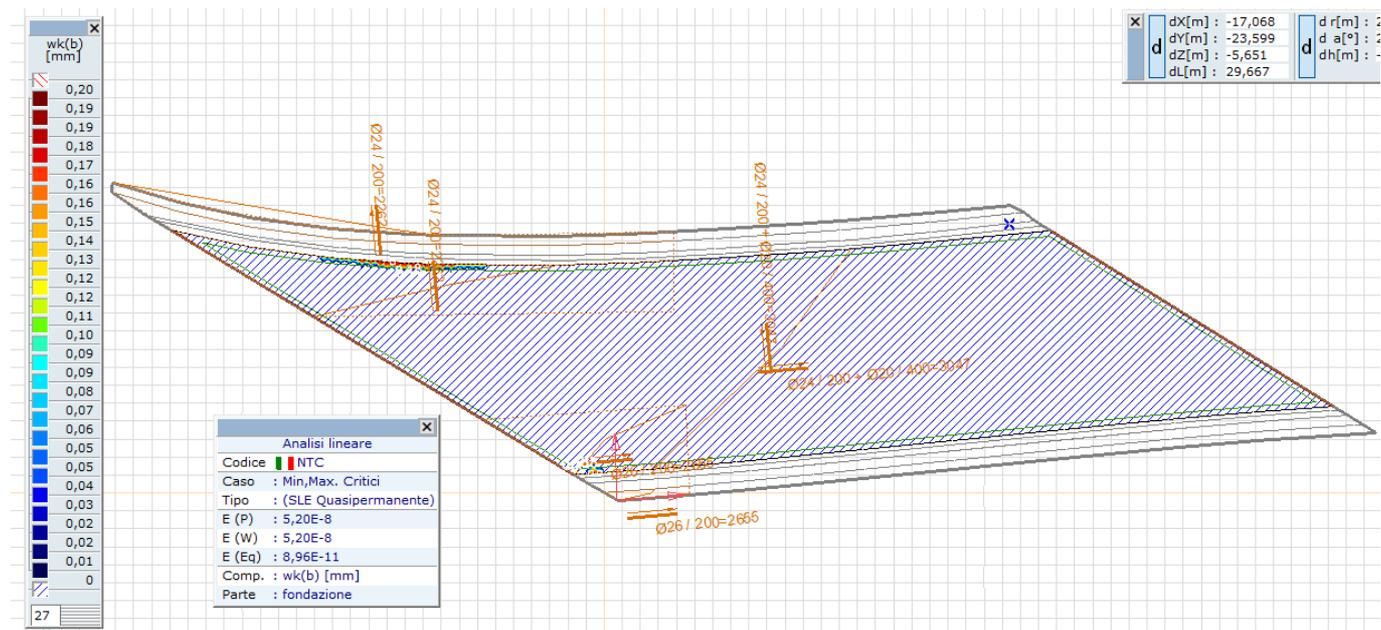


Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L' ampiezza massima delle fessure è di 0.20 mm

b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura

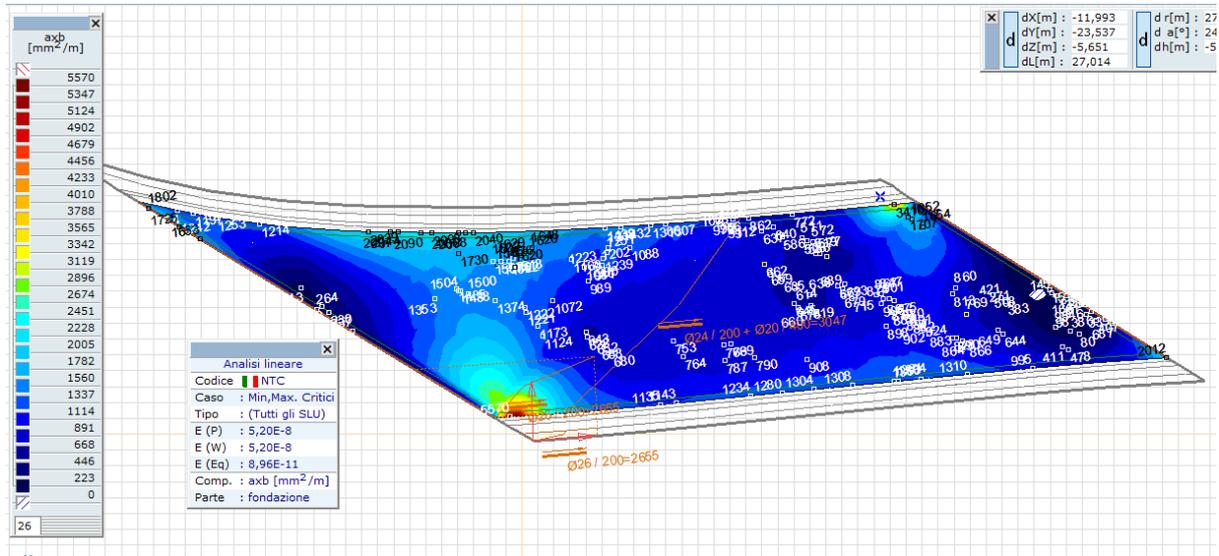


Le sezioni risultano generalmente non fessurate

L'ampiezza massima delle fessure è di 0.19 mm

9.2. Armatura inferiore secondo l'asse X – asse lungo

Le armature minime dello strato inferiore, allo SLU, sono mostrate in figura



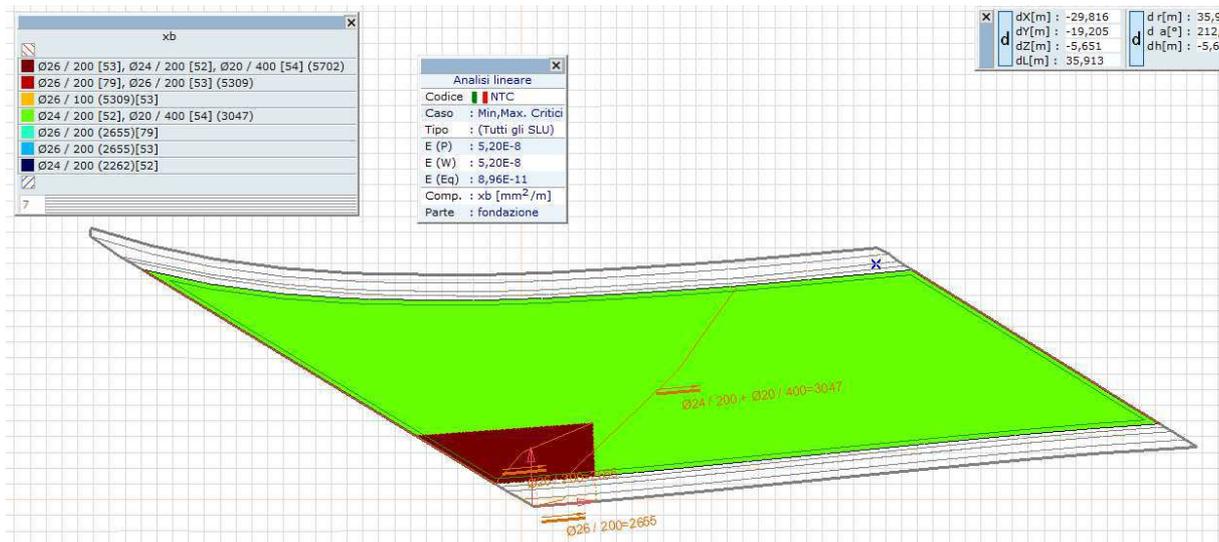
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

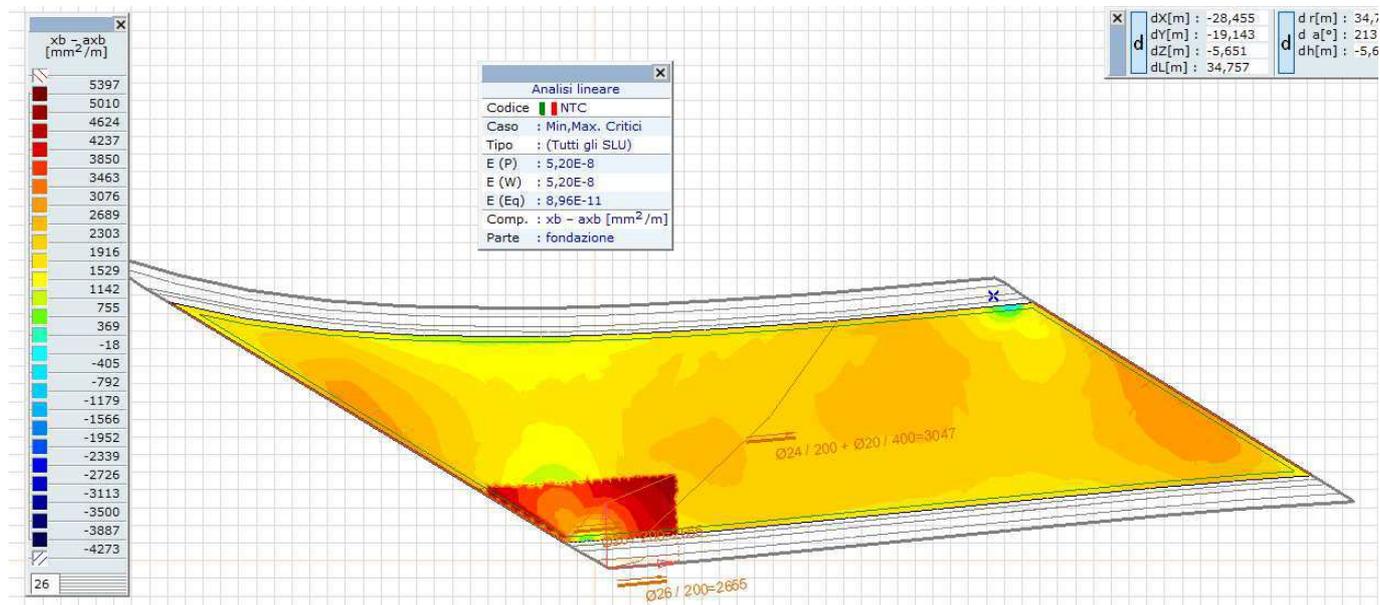
$$A_{s,min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1247 = 2039 \text{ mm}^2/\text{m}$$

E comunque non minore di $0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1247 = 1621 \text{ mm}^2/\text{m}$

L'armatura disposta è mostrata in figura:



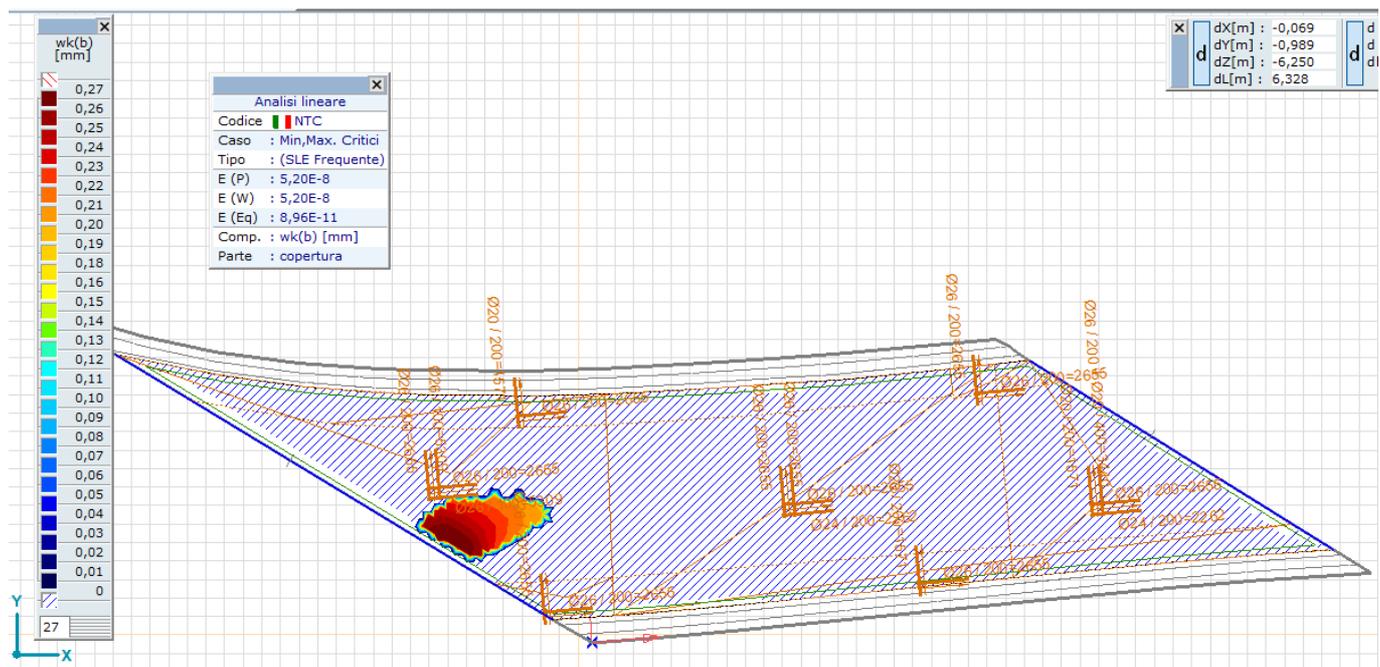
Il seguente diagramma mostra la differenza fra l' armatura minima disposta e l' armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)



I valori negativi della differenza sono resi positivi dall' armatura inferiore delle travi di bordo che è calcolata nei successivi capitoli

B) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente

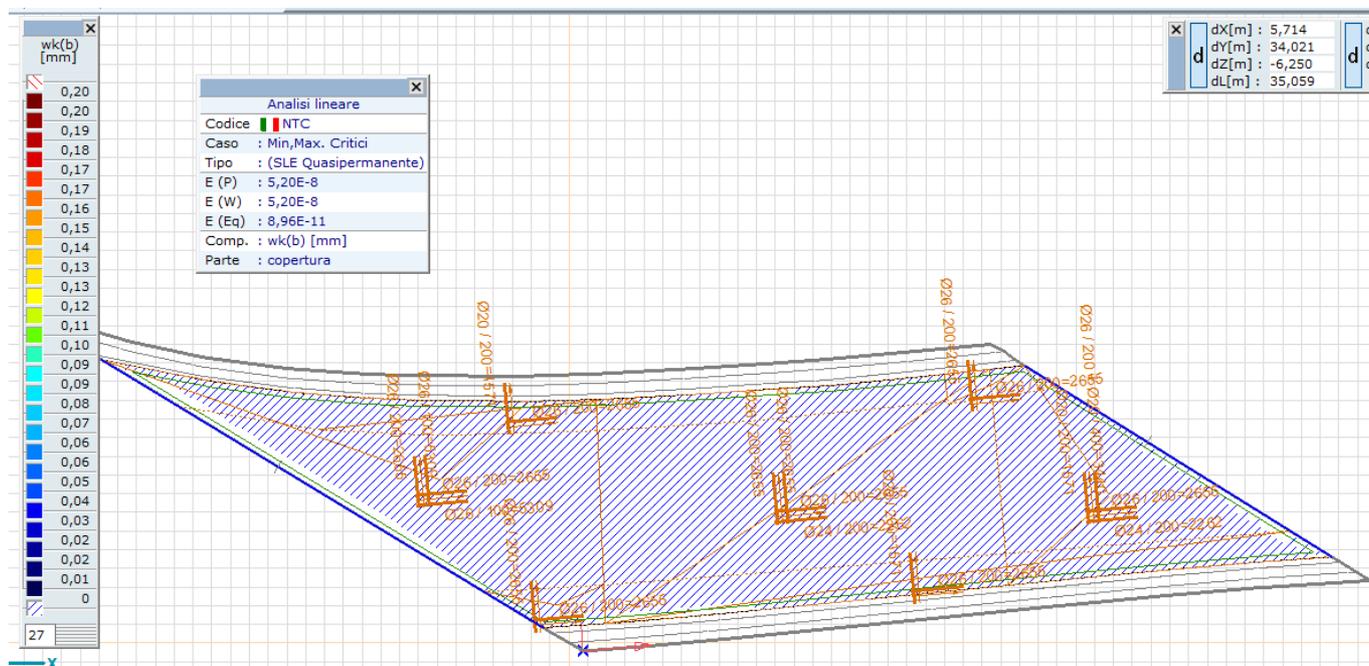
I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura



Le sezioni risultano generalmente non fessurate

A) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente

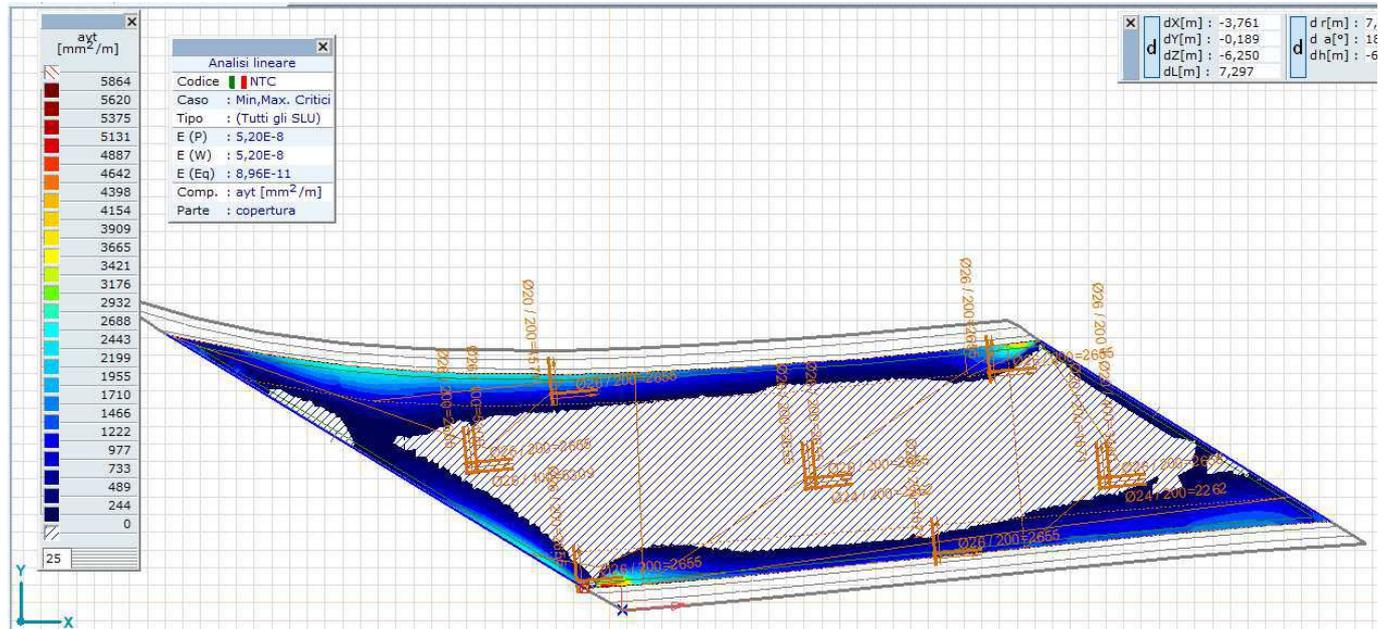
I valori dell' ampiezza delle fessure sono mostrati nella seguente figura



Le sezioni risultano non fessurate

9.3. Armatura superiore secondo l' asse Y – asse corto

Le armature minime dello strato superiore , allo SLU , sono mostrate in figura



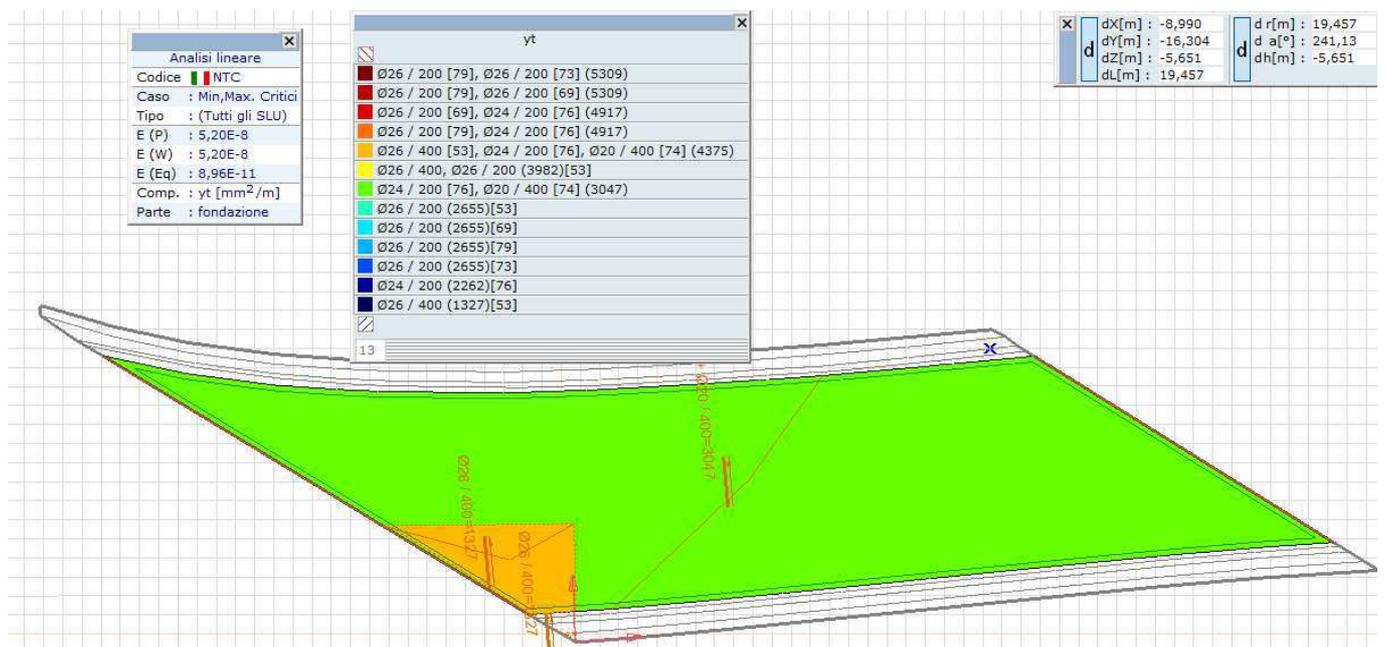
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

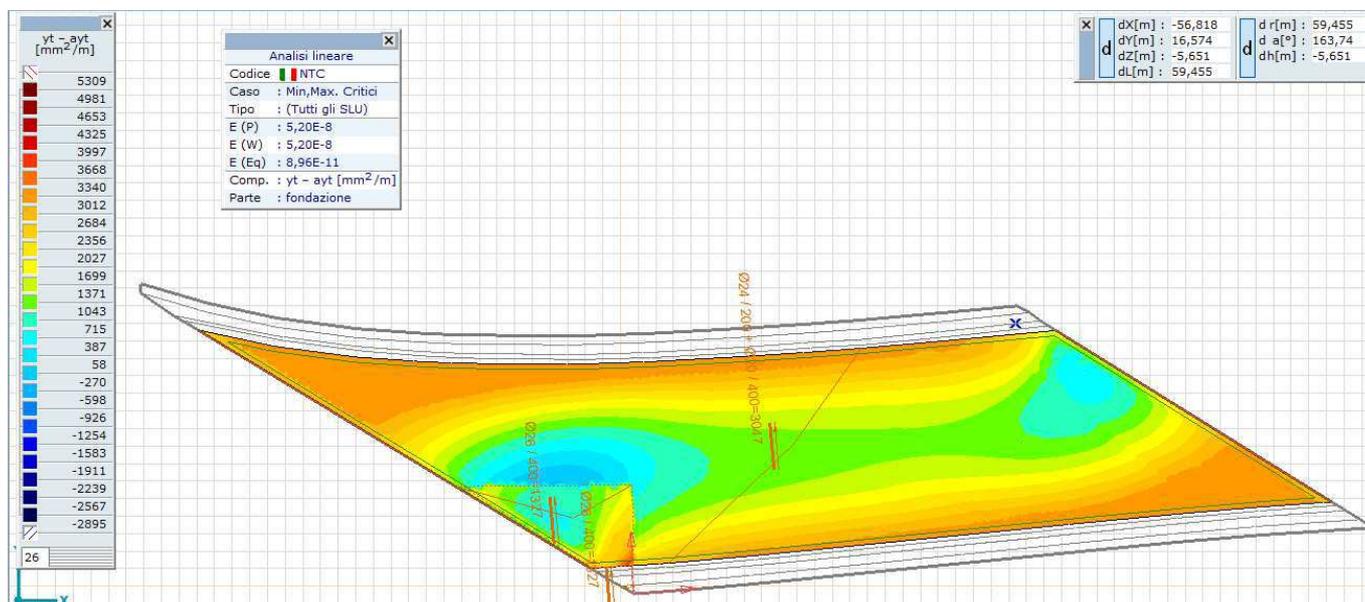
$$A_{s,min} = 0,26 \times 2,83 / 450 \times 1000 \times 1221 = 1996 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 1000 \times 1221 = 1587 \text{ mm}^2/\text{m}$$

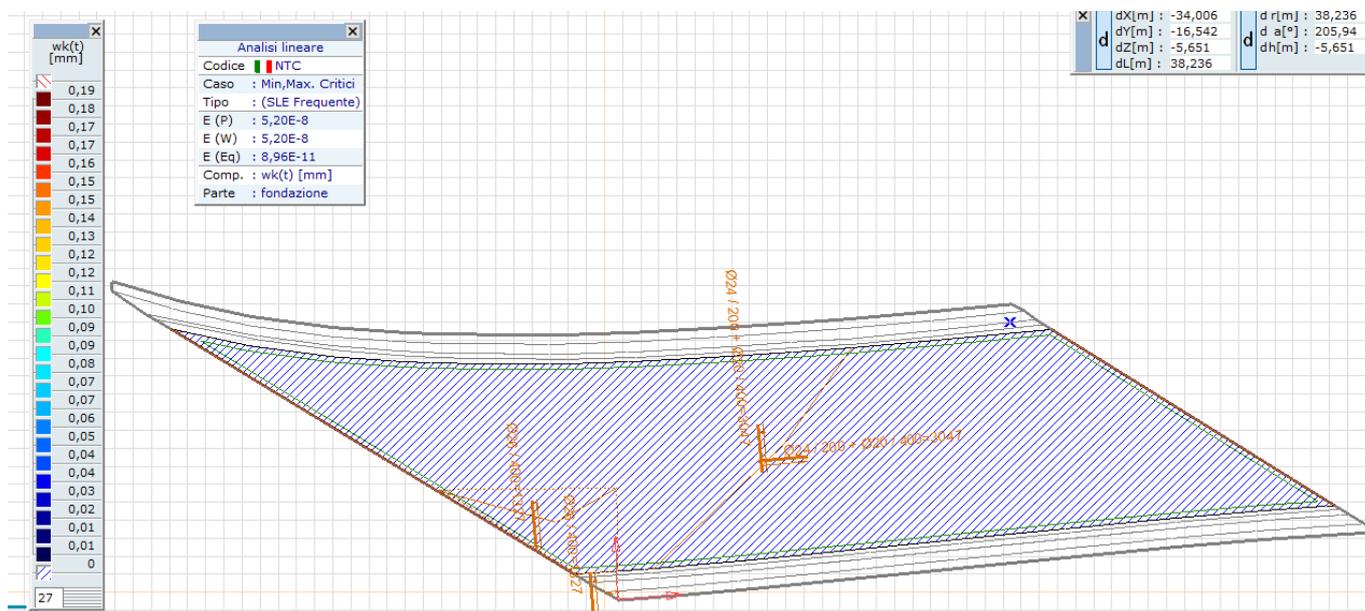
L'armatura disposta è mostrata in figura:



Il seguente diagramma mostra la differenza fra l' armatura minima disposta e l' armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)

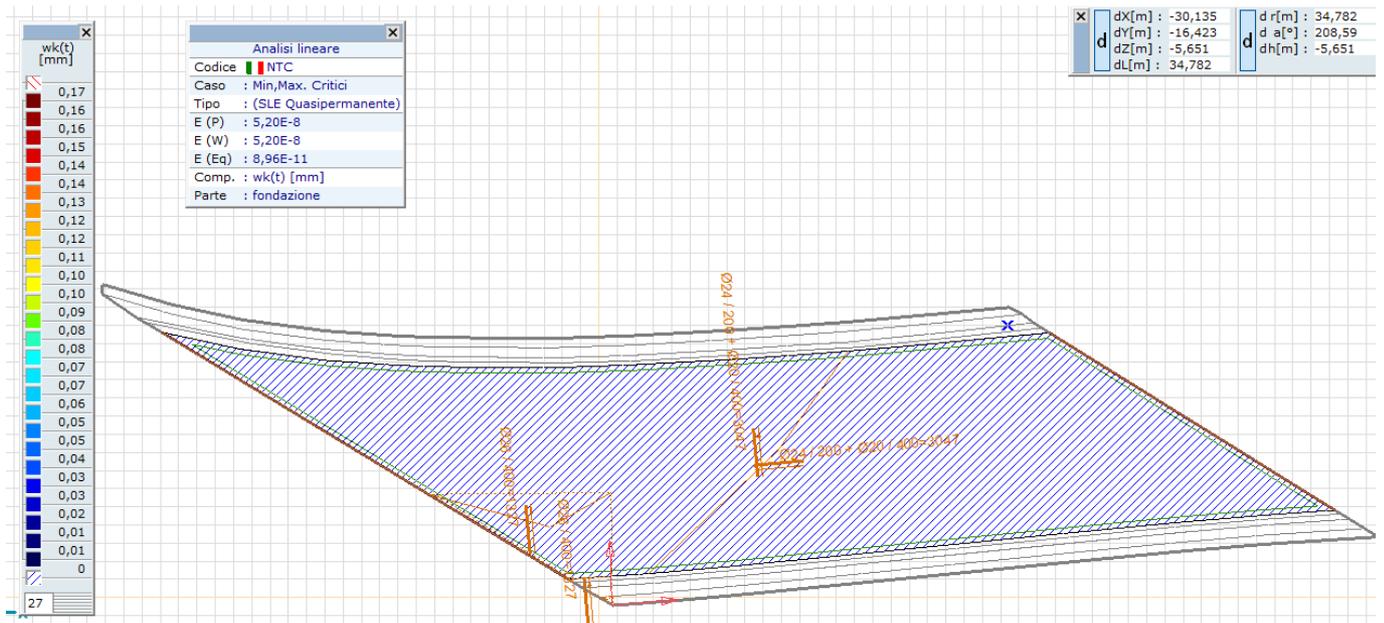


a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano non fessurate

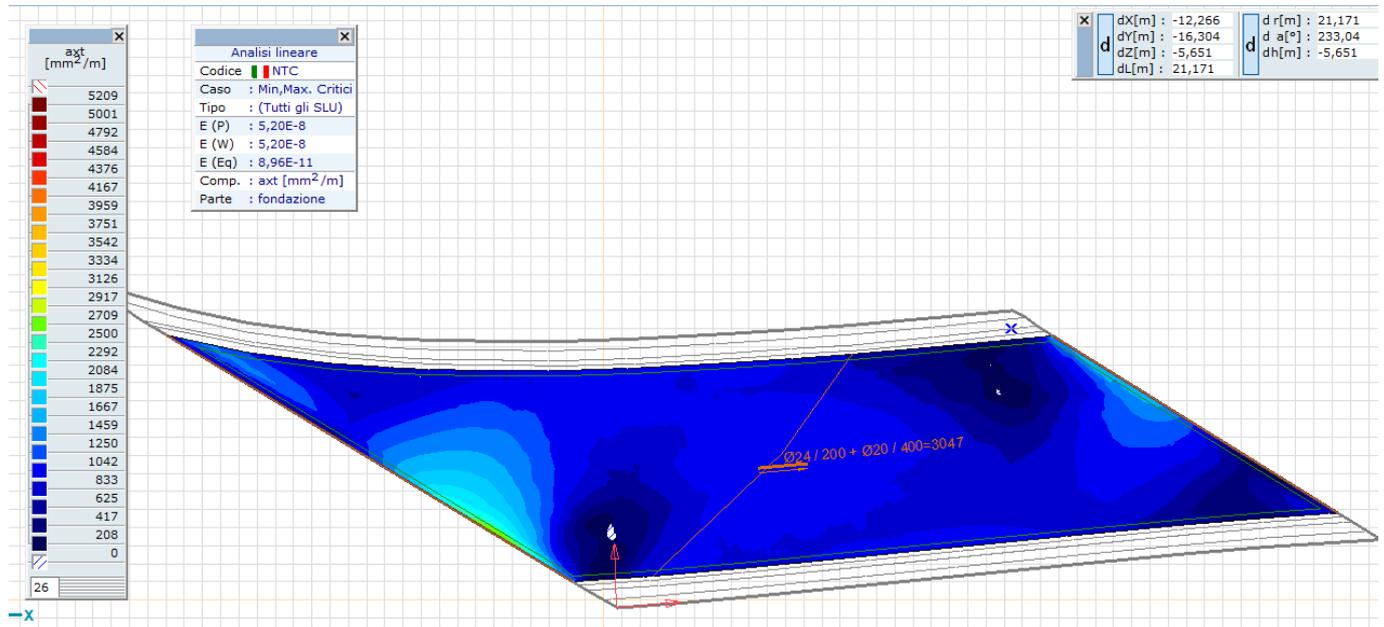
b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente



Le sezioni risultano non fessurate

9.4. Armatura superiore secondo l' asse X – asse lungo

Le armature minime dello strato superiore , allo SLU , sono mostrate in figura



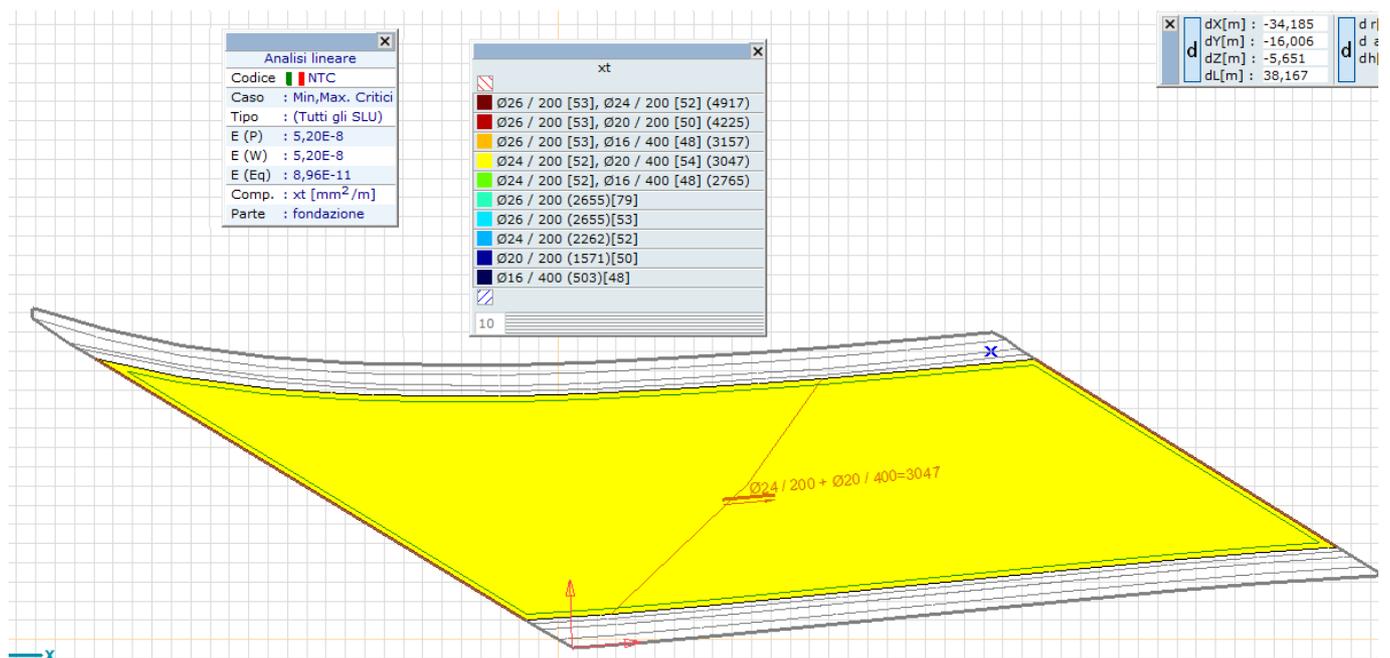
L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

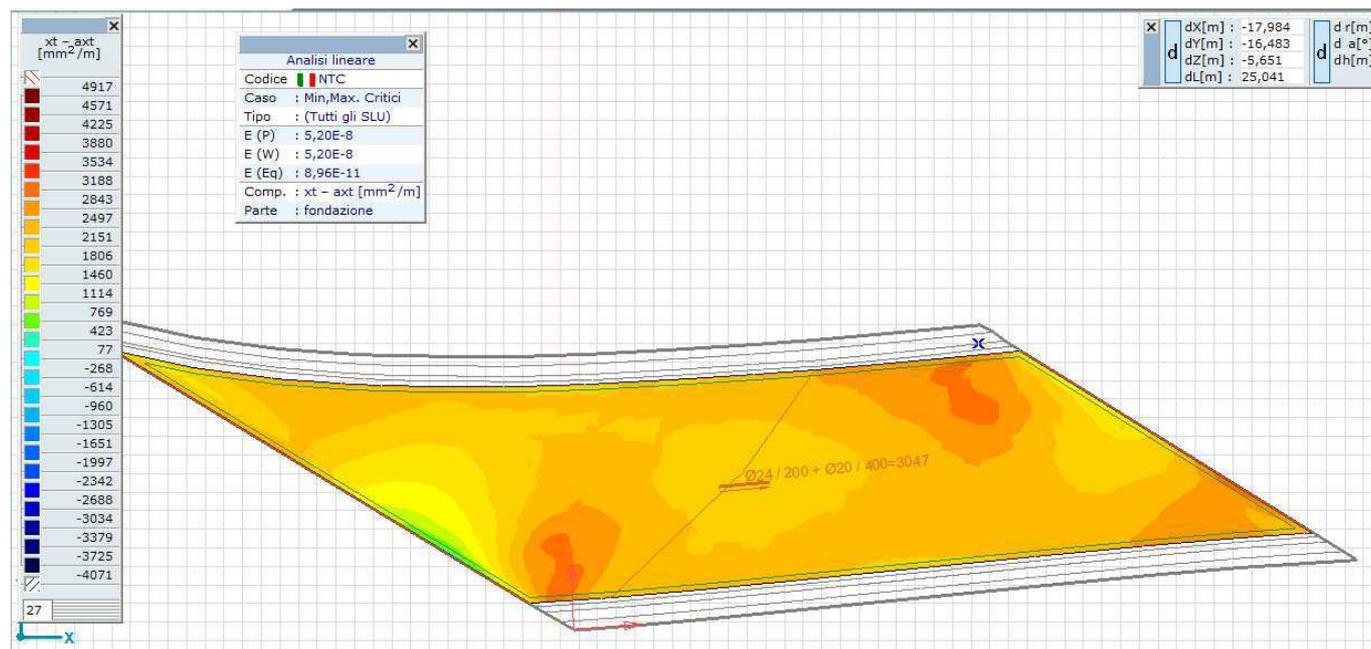
$$A_{s,min}=0.26 \times 2.83 / 450 \times 1000 \times 1247 = 2039 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{E comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0.0013 \times 1000 \times 1247 = 1621 \text{ mm}^2/\text{m}$$

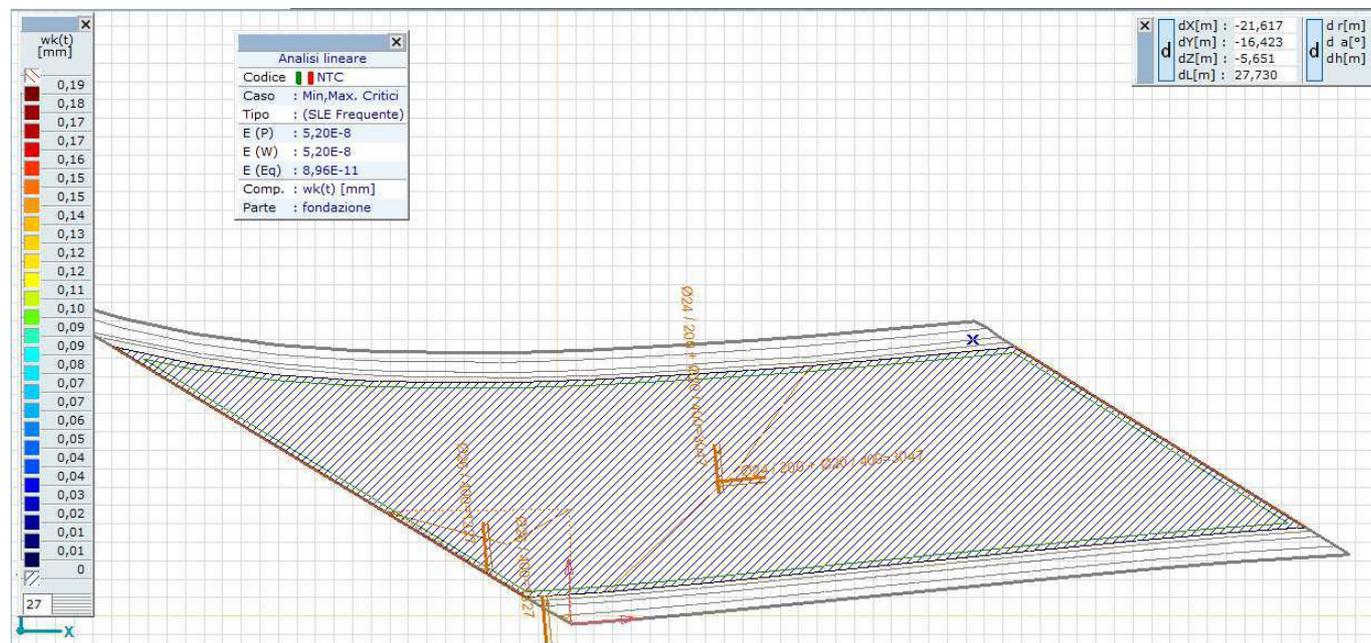
L' armatura disposta è mostrata in figura:



Il seguente diagramma mostra la differenza fra l' armatura minima disposta e l' armatura richiesta (i valori positivi della differenza individuano armature in eccesso e valori negativi della differenza individuano valori in difetto)

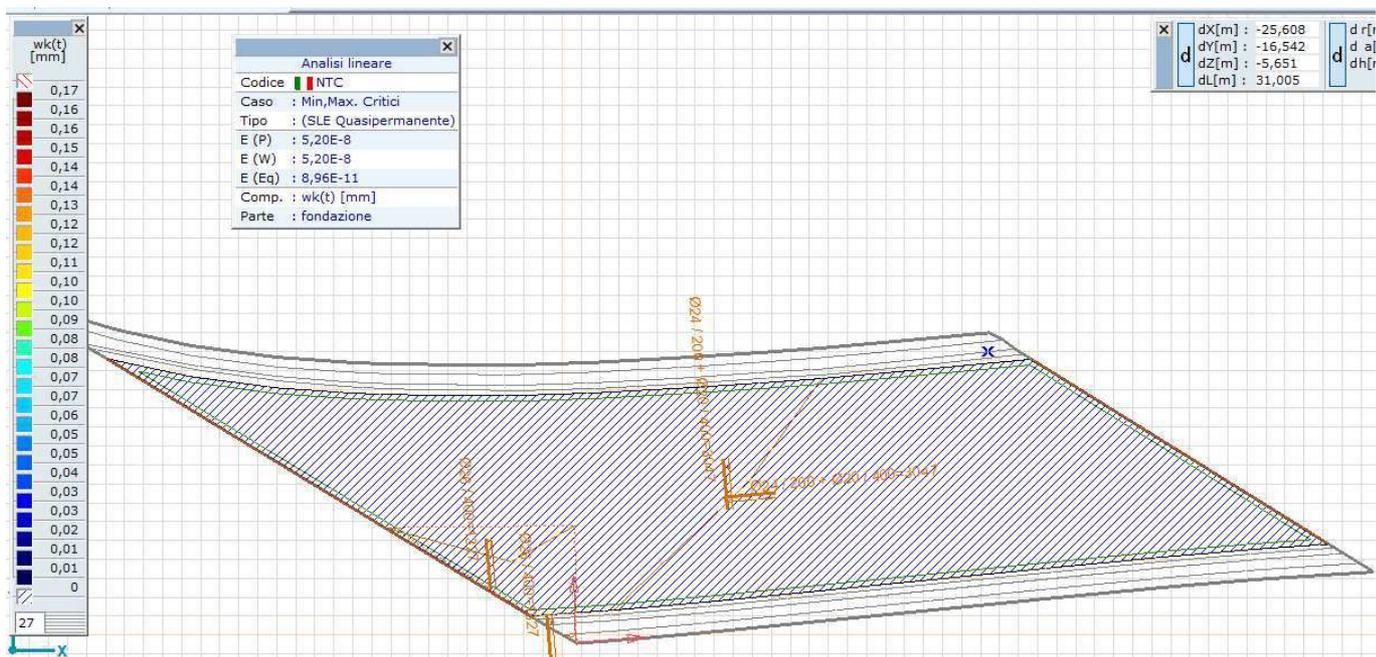


a) Verifiche a fessurazione – combinazione frequente



Le sezioni risultano non fessurate

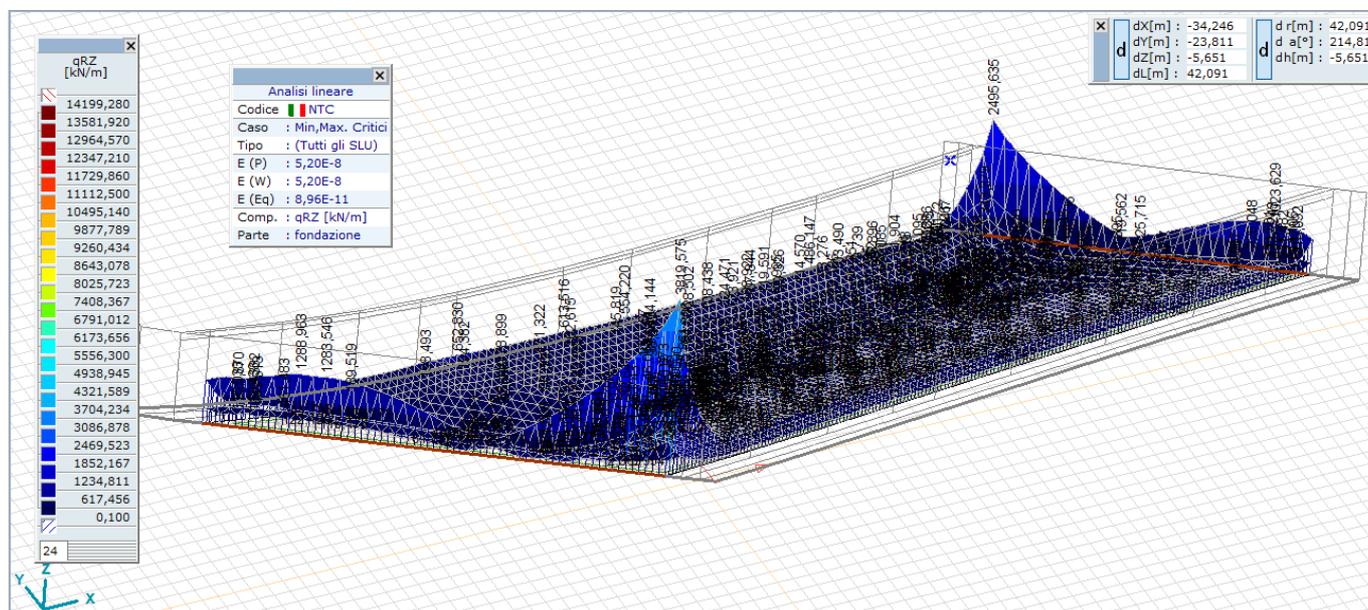
b) Verifiche a fessurazione – combinazione quasi permanente



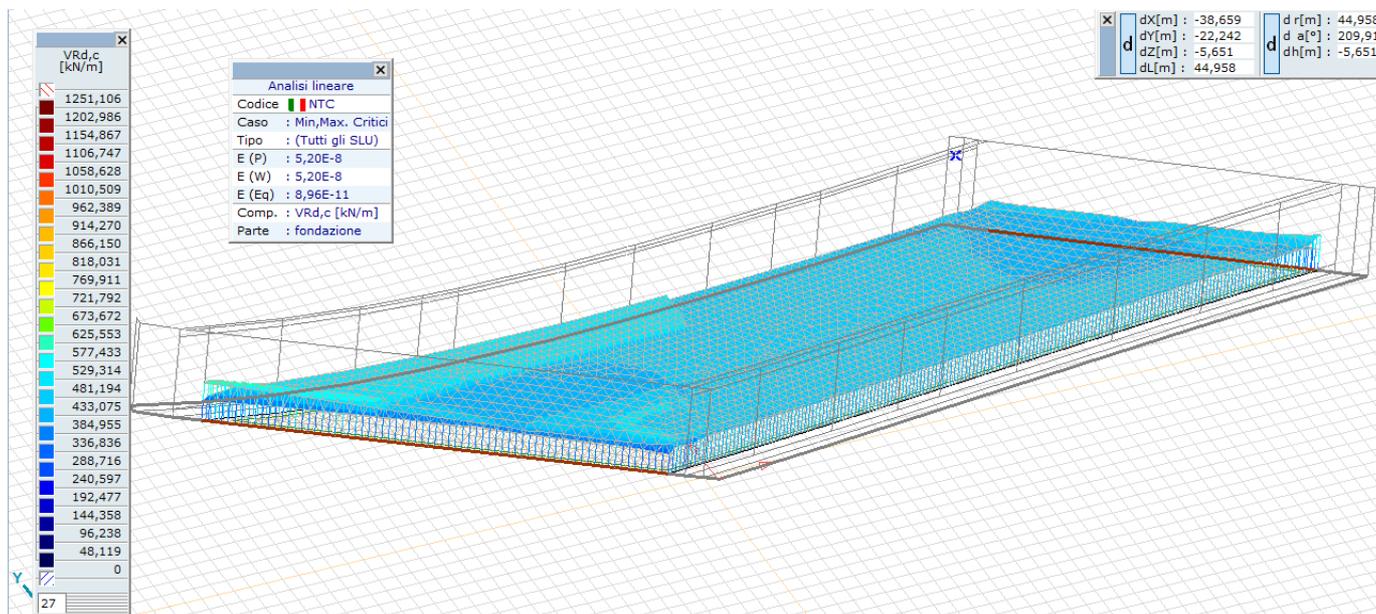
Le sezioni risultano non fessurate

9.5. Verifiche a taglio – SLU

Gli sforzi taglianti , allo stato limite ultimo , sono mostrati in figura

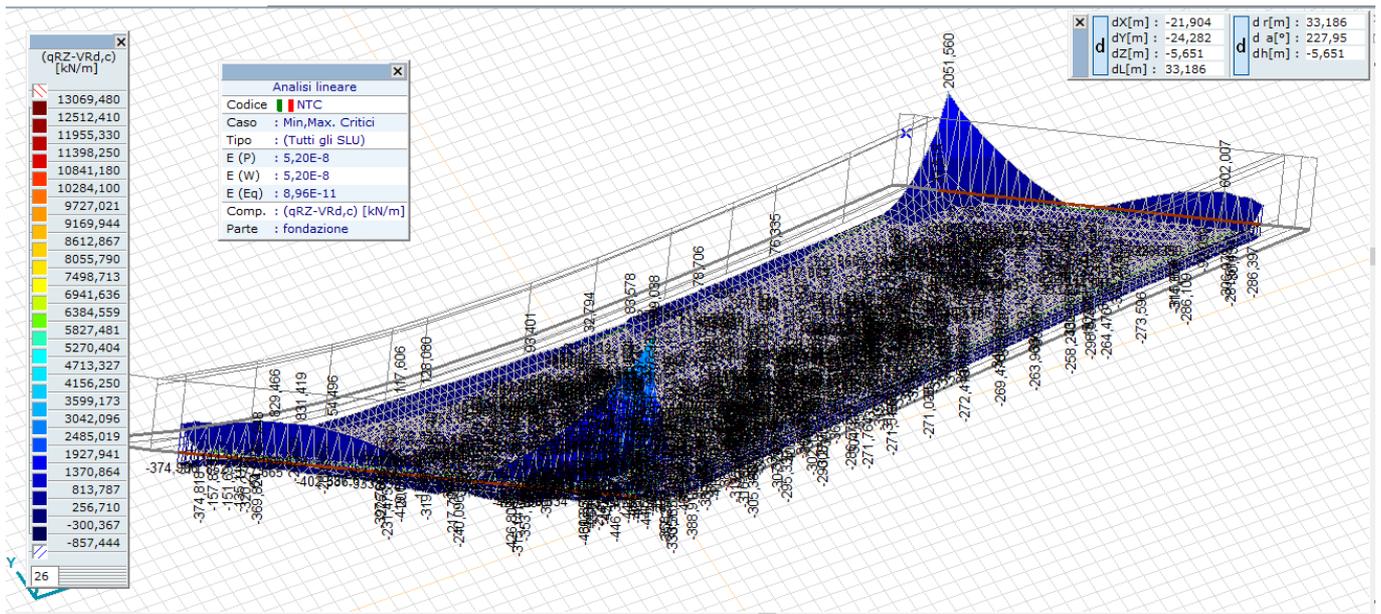


Gli sforzi taglianti resistenti del conglomerato armato sono mostrati in figura



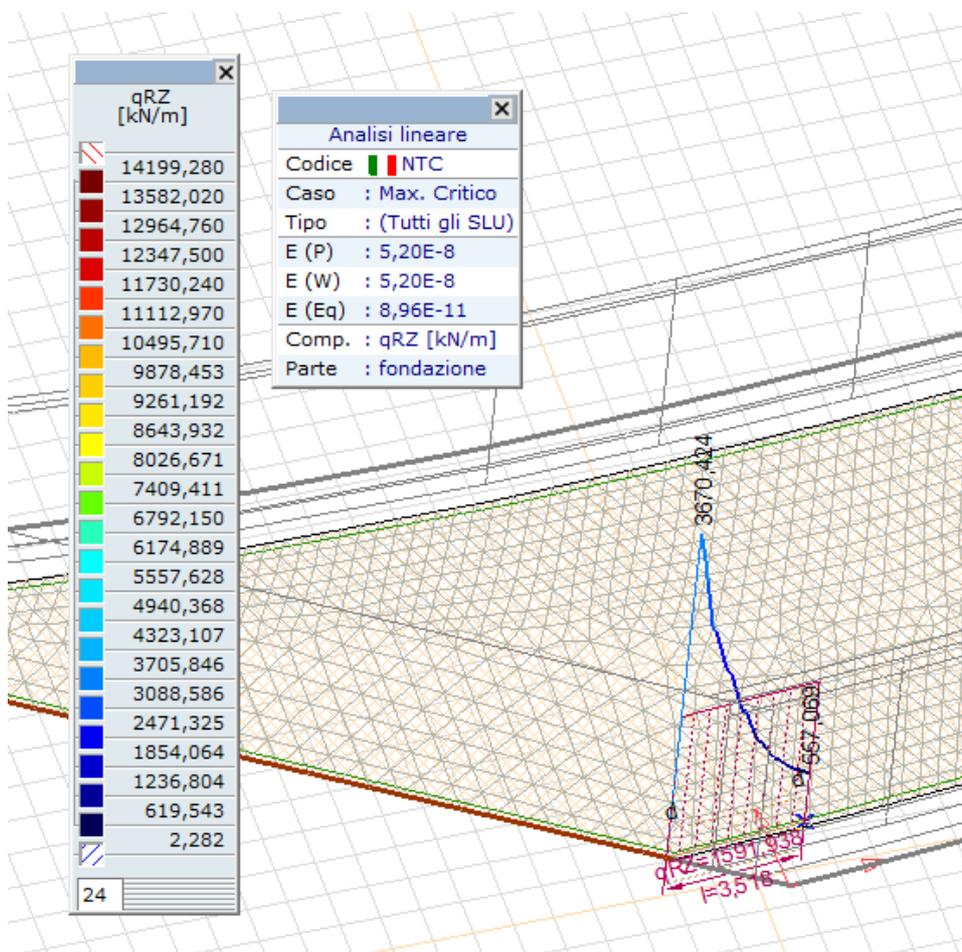
Nel seguente diagramma è mostrata la differenza fra lo sforzo tagliante agente , allo stato limite ultimo , e lo sforzo tagliante resistente del conglomerato

I valori positivi individuano valori del taglio agente superiori al taglio resistente del conglomerato



a) Sezioni in corrispondenza del filo interno delle pareti –zona angolo ottuso

Lo sforzo tagliante nella linea di sezione a filo della parete è mostrato in figura



Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

altezza della sezione (mm)

$$h := 1300.00$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1220.00$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 1000.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sI} := 3047.00$$

Sforzo tagliante agente nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := 1591.00$$

Classe dell'acciaio B450C $f_y=450 \text{ N/mm}^2$

Fattore di confidenza

$$FC := 1.0$$

Resistenza di calcolo dell'armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15 \times FC} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi ridotta dal fattore di confidenza (N/mm²)

$$R_{ck} := \frac{35.00}{FC} = 35$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 2$$

$$v_{\min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Sforzo assiale di compressione N_{Ed} (KN) positivo se di compressione

$$N_{Ed} := 0.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm²)

$$A_c := b_w \times h = 1300000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm²)

$$\sigma_{cp} := \begin{cases} \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \end{cases} = 0$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \\ (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d < (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \end{cases} = 650947.46$$

Si ha :

$$\frac{V_{Ed}}{(V_{Rd} \times 10^{-3})} = 2.444$$

Calcolo dell' armatura a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$22^\circ < \theta < 45$$

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio (45° piegati)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm²/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv} := \begin{cases} \frac{V_{Ed} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} & \text{if } V_{Ed} > V_{Rd} \times 10^{-3} \\ 0 & \text{if } V_{Ed} \leq V_{Rd} \times 10^{-3} \end{cases} = 3.697$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0.5 \times f_{cd} = 8.231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd} \\ 2.5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0.5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (KN)

$$V_{Rcd} := \frac{0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd,rid} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\cot(\theta))^2} = 4522.322$$

Si ha:

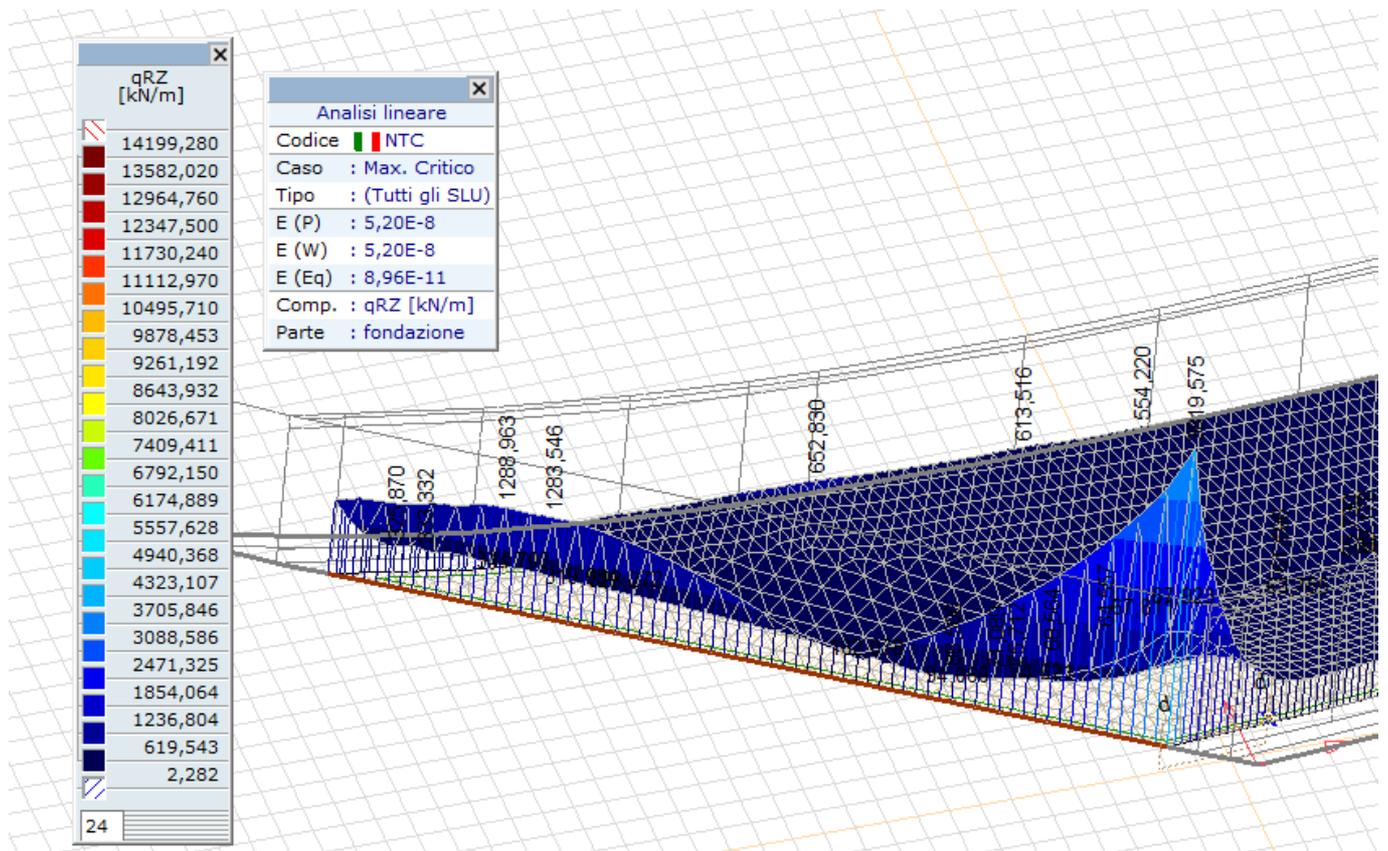
$$\frac{V_{Rcd}}{V_{Ed}} = 2.842$$

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

$$a_1 := 0.9 \times d \times \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = 549$$

b) Sezioni in corrispondenza del filo interno delle pareti

Lo sforzo tagliante nella sezione a filo della parete è mostrato in figura



Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

altezza della sezione (mm)

$$h := 1300.C$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1220.C$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 1000.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 3047.00$$

Sforzo tagliante agente nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := 653.00$$

Classe dell'acciaio B450C $f_y=450$ N/mm²

Fattore di confidenza

$$FC := 1.0$$

Resistenza di calcolo dell'armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15 \times FC} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi ridotta dal fattore di confidenza (N/mm²)

$$R_{ck} := \frac{35.00}{FC} = 35$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resistenza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione, frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 2$$

$$v_{\min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Sforzo assiale di compressione N_{Ed} (KN) positivo se di compressione

$$N_{Ed} := 0.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm²)

$$A_c := b_w \times h = 1300000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm²)

$$\sigma_{cp} := \begin{cases} \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \end{cases} = 0$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 650947.46 \\ (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d < (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \end{cases}$$

Si ha :

$$\frac{V_{Ed}}{(V_{Rd} \times 10^{-3})} = 1.003$$

Calcolo dell' armatura a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$22^\circ < \theta < 45^\circ$$

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio (45° piegati)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm^2/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv} := \begin{cases} \frac{V_{Ed} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} & \text{if } V_{Ed} > V_{Rd} \times 10^{-3} = 1.517 \\ 0 & \text{if } V_{Ed} \leq V_{Rd} \times 10^{-3} \end{cases}$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0,5 \times f_{cd} = 8.231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & \text{if } 0,25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 \times f_{cd} \\ 2,5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0,5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} = 1$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (KN)

$$V_{Rcd} := \frac{0,9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd,rid} \times (\operatorname{cot}(\alpha) + \operatorname{cot}(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\operatorname{cot}(\theta))^2} = 4522.322$$

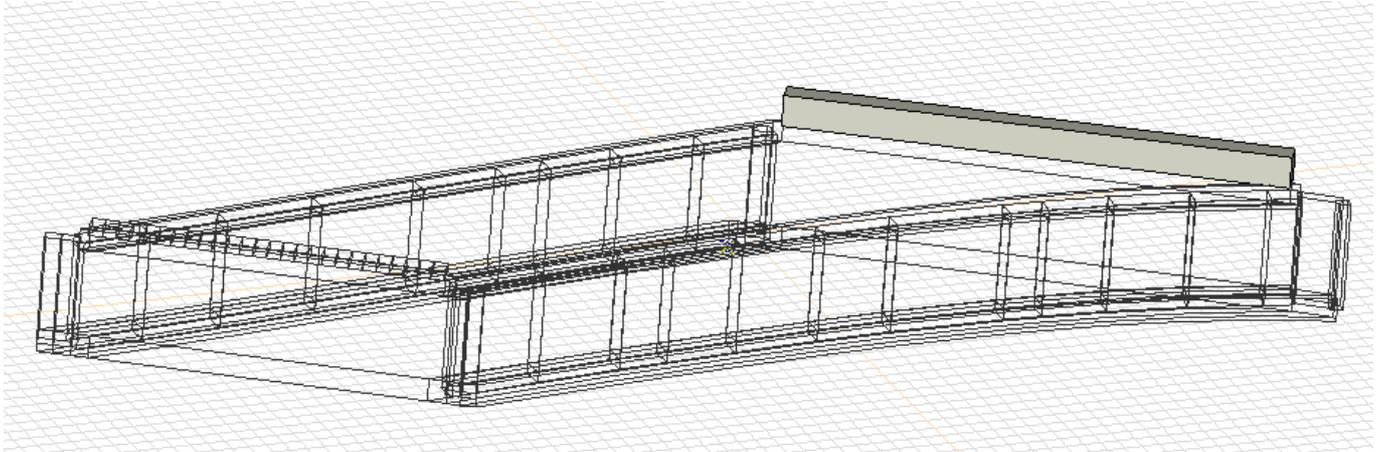
Si ha:

$$\frac{V_{Rcd}}{V_{Ed}} = 6.925$$

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

$$a_l := 0,9 \times d \times \frac{(\operatorname{cot}(\theta) - \operatorname{cot}(\alpha))}{2} = 549$$

10. Cordolo di bordo 700×1540÷2180 – verifiche slu-sls

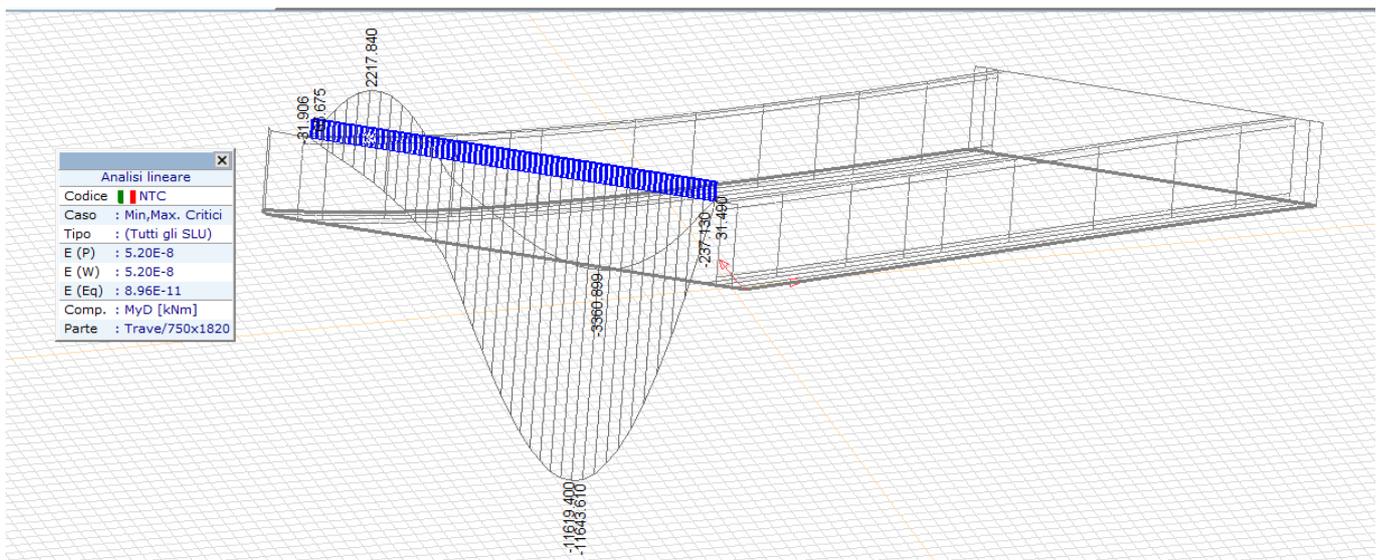


Il dimensionamento dell' armatura e le verifiche sono condotte considerando la trave collaborante con la soletta di copertura

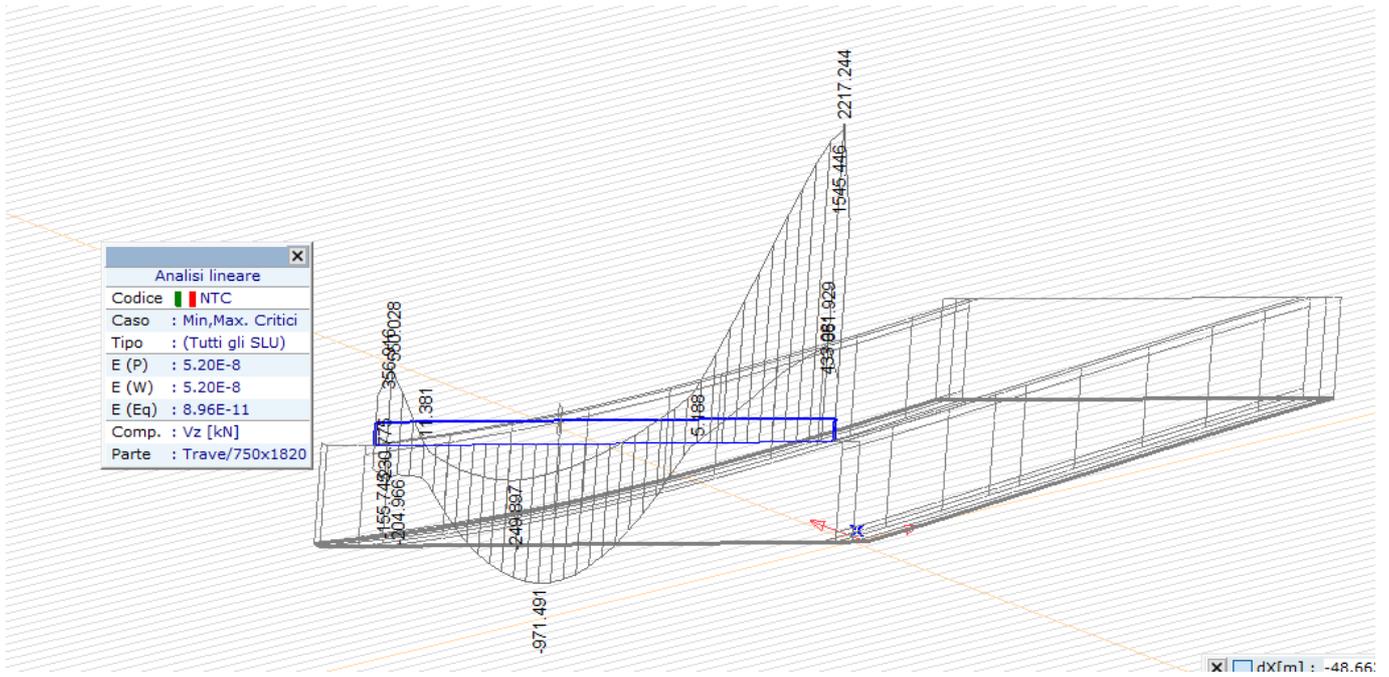
La larghezza di soletta collaborante è di 4.0 m

10.1. Armatura secondo l'asse del cordolo

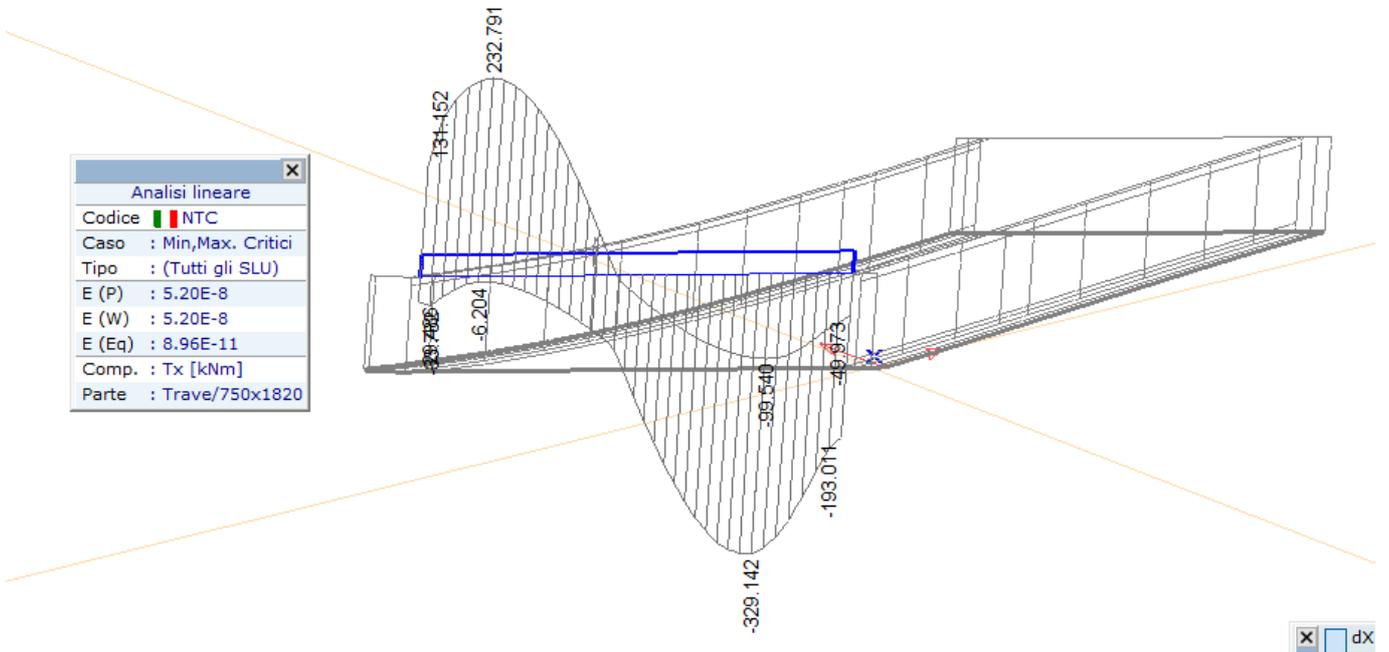
- **Diagramma momenti flettenti SLU**



- **Diagramma sforzi taglianti SLU - nervatura**



- **Diagramma momenti torcenti SLU**



Sollecitazioni nervature [Lineare,(Tutti gli SLU) Critico, Trave / 750x1820]

Ext.	Se.	Nome sezione	C	min. max.	Loc. [m]	Nodo	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	MyD [kNm]	Mz [kNm]	Combinazione critica
1	1	750x1...	Nx	min	19.367	(4313)	-6854...	8.337	323.953	-299.5...	-1635...	-11643...	26.883	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV1-009} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*tra...
1	1	750x1...	Nx	max	4.469	(4293)	1081.9...	-14.924	-311.541	228.541	638.195	2217.8...	-46.181	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-010} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
1	1	750x1...	Vy	min	27.561	(6434)	-405.0...	-49.334	1368.5...	-185.2...	496.499	-94.899	-0.615	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV2-011} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*traf...
1	1	750x1...	Vy	max	0	(9351)	82.245	68.105	353.680	131.152	-54.529	65.549	-2.982	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-013} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
1	1	750x1...	Vz	min	10.428	(4301)	-1389...	-7.876	-971.4...	60.864	-223.6...	-2252...	48.476	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-012} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
1	1	750x1...	Vz	max	26.816	(4323)	-1425...	-44.813	2217.2...	-187.811	109.935	-1970...	-32.796	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV8-007} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*tra...
1	1	750x1...	Tx	min	22.347	(4317)	-5856...	15.053	1022.4...	-329.1...	-1374...	-9924...	1.440	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV8-007} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*tra...
1	1	750x1...	Tx	max	3.724	(4292)	1061.9...	-11.045	-175.0...	232.791	617.678	2168.1...	-54.340	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-012} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
1	1	750x1...	My	min	19.367	(4313)	-6808...	8.255	314.122	-296.116	-1638...	-11578...	28.038	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV1-009} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*tra...
1	1	750x1...	My	max	4.469	(4293)	1081.1...	-14.956	-311.772	228.598	638.480	2216.9...	-46.222	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-010} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
1	1	750x1...	MyD	min	19.367	(4313)	-6854...	8.337	323.953	-299.5...	-1635...	-11643...	26.883	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV1-009} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*tra...
1	1	750x1...	MyD	max	4.469	(4293)	1081.9...	-14.924	-311.541	228.541	638.195	2217.8...	-46.181	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-010} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
1	1	750x1...	Mz	min	2.980	(4291)	522.698	0.385	-102.9...	182.659	463.328	1226.4...	-64.564	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno] {1.35*MOV1-010} (1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*tra...
1	1	750x1...	Mz	max	14.153	(4306)	-3689...	0.075	-781.0...	-87.509	-912.7...	-6270...	62.892	[1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno] {1.35*MOV1-010} (1.35*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...

a) Verifiche a flessione SLU-SLS

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: a T o T rovescio
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C20/25
 Resistenza compress. di calcolo fcd: 113.30 daN/cm²
 Resistenza compress. ridotta fcd': 56.65 daN/cm²
 Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 299600 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 22.10 daN/cm²
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 120.00 daN/cm²
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 120.00 daN/cm²
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.200 mm
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 90.00 daN/cm²
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. a rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. a snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 200000 daN/cm²
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito
 Coeff. Aderenza istant. β1*β2: 1.00
 Coeff. Aderenza differito β1*β2: 0.50
 Comb.Rare - Sf Limite: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	400.0	cm
Altezza rett. inf.:	120.0	cm
Base rett. sup.:	70.0	cm
Altezza rett. sup.:	194.0	cm
Barre inferiori:	22Ø26	(116.8 cm ²)
Barre superiori:	6Ø26	(31.9 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	685460	1164361	32395	-29959
2	-108195	-221784	-31154	22854
3	40507	9490	136857	-18526
4	-8225	-6555	35368	13115
5	138951	225239	-97149	6086
6	142523	197090	221724	-18781
7	585616	992464	102246	-32914
8	-106197	-216815	-17507	23279
9	680819	1157817	31412	-29612
10	-108116	-221698	-31177	22860
11	685460	1164361	32395	-29959
12	-108195	-221784	-31154	22854
13	-52270	-122647	-10292	18266
14	366939	627011	-78101	-8751

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	513082	871106
2	-39295	-90887
3	31509	6861
4	-2655	-2970
5	165445	265127
6	106617	145745
7	434450	735320
8	-37477	-91317
9	509090	865400
10	33926	9207
11	513082	871106
12	-38614	-93303
13	-34753	-83091
14	325069	545088

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	465070	790163 (1513143)
2	-31537	-75407 (-354371)

3	29114	7504 (0)
4	-2213	-2538 (-317232)
5	156036	249314 (1575453)
6	97329	134447 (1766809)
7	398322	674635 (1516119)
8	-29349	-74917 (-356807)
9	465067	790308 (1512962)
10	30926	9264 (0)
11	465067	790308 (1512962)
12	-29892	-75947 (-356637)
13	-31400	-75093 (-354377)
14	303834	508427 (1527764)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di flessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	423275	716848 (1516186)
2	-25174	-62875 (-356009)
3	28667	8481 (0)
4	-1792	-2215 (-321913)
5	118618	183644 (1611137)
6	86704	117562 (1797057)
7	365939	617759 (1519250)
8	-22623	-61596 (-359090)
9	423274	716851 (1516180)
10	28667	8481 (0)
11	423274	716851 (1516180)
12	-25174	-62875 (-356009)
13	-25174	-62875 (-356009)
14	307481	515166 (1526557)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3.9 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx Ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn. Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. [cm²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)
Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione)= 115.8 cm²
Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione)= 30.9 cm²

N°Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	685460	1164361	685452	2207588	1.887	155.5	2185691	---	---	--- 8)12)
2	S	-108195	-221784	-108188	-278965	1.232	6.3	-269357	---	---	--- 8)12)
3	S	40507	9490	40507	1373860	134.911	255.9	1295636	---	---	--- 8)12)
4	S	-8225	-6555	-8235	-366777	43.776	7.3	-355013	---	---	--- 8)12)
5	S	138951	225239	138972	1536010	6.758	240.6	1454693	---	---	--- 8)12)
6	S	142523	197090	142544	1541657	7.738	240.0	1460409	---	---	--- 8)12)
7	S	585616	992464	585605	2113778	2.118	171.0	2082623	---	---	--- 8)12)
8	S	-106197	-216815	-106213	-280703	1.265	6.3	-271105	---	---	--- 8)12)

9	S	680819	1157817	680792	2203498	1.894	156.2	2181203	---	---	---	8)12)
10	S	-108116	-221698	-108131	-279015	1.233	6.3	-269431	---	---	---	8)12)
11	S	685460	1164361	685452	2207588	1.887	155.5	2185691	---	---	---	8)12)
12	S	-108195	-221784	-108188	-278965	1.232	6.3	-269357	---	---	---	8)12)
13	S	-52270	-122647	-52281	-328119	2.528	6.9	-317917	---	---	---	8)12)
14	S	366939	627011	366946	1863215	2.952	205.1	1799798	---	---	---	8)12)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.00053	314.0	0.00337	308.0	-0.00323	9.0
2	0.00141	-0.02870	0.0	-0.00061	9.0	-0.06750	308.0
3	0.00350	-0.00461	314.0	0.00314	308.0	-0.01488	9.0
4	0.00165	-0.02856	0.0	-0.00037	9.0	-0.06750	308.0
5	0.00350	-0.00292	314.0	0.00321	308.0	-0.01104	9.0
6	0.00350	-0.00287	314.0	0.00322	308.0	-0.01093	9.0
7	0.00350	0.00021	314.0	0.00335	308.0	-0.00397	9.0
8	0.00141	-0.02870	0.0	-0.00060	9.0	-0.06750	308.0
9	0.00350	0.00052	314.0	0.00337	308.0	-0.00326	9.0
10	0.00141	-0.02870	0.0	-0.00061	9.0	-0.06750	308.0
11	0.00350	0.00053	314.0	0.00337	308.0	-0.00323	9.0
12	0.00141	-0.02870	0.0	-0.00061	9.0	-0.06750	308.0
13	0.00154	-0.02862	0.0	-0.00048	9.0	-0.06750	308.0
14	0.00350	-0.00082	314.0	0.00331	308.0	-0.00630	9.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	68.2	314.0	0.0	99.9	-434	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
2	S	2.2	0.0	0.0	0.0	-1305	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
3	S	0.9	314.0	0.3	0.0	5	308.0	0.0	0	0.0	0.0
4	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-51	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
5	S	20.5	314.0	0.0	93.2	-117	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
6	S	11.0	314.0	0.0	75.4	-46	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
7	S	57.5	314.0	0.0	99.5	-364	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
8	S	2.4	0.0	0.0	0.0	-1293	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
9	S	67.7	314.0	0.0	100.0	-432	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
10	S	1.1	314.0	0.3	0.0	5	308.0	0.0	0	0.0	0.0
11	S	68.2	314.0	0.0	99.9	-434	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
12	S	2.4	0.0	0.0	0.0	-1324	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
13	S	2.1	0.0	0.0	0.0	-1183	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
14	S	42.6	314.0	0.0	98.4	-265	308.0	27.2	10880	116.8	2.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	56.7	-12.7	-6.7	0.191	1.00	0.400	0.000087 (0.000087)	344	0.051	1513828
2	S	1.5	-5.7	-5.1	0.238	1.00	0.400	0.000261 (0.000261)	249	0.110	-353084
3	S	0.9	0.3	0.0	----	----	0.000	----	0	----	----
4	S	0.0	-0.2	-0.2	0.239	1.00	0.400	0.000010 (0.000010)	249	0.004	-315624
5	S	17.4	-3.7	-1.9	0.189	1.00	0.400	0.000023 (0.000023)	342	0.014	1572264
6	S	9.8	-1.8	-0.8	0.180	1.00	0.400	0.000009 (0.000009)	334	0.005	1783612
7	S	47.9	-10.7	-5.6	0.191	1.00	0.400	0.000073 (0.000073)	344	0.043	1516775
8	S	1.6	-5.7	-5.1	0.238	1.00	0.400	0.000259 (0.000259)	249	0.109	-355087
9	S	56.3	-12.6	-6.7	0.191	1.00	0.400	0.000086 (0.000086)	344	0.051	1512656
10	S	1.1	0.3	0.0	----	----	0.000	----	0	----	----
11	S	56.7	-12.7	-6.7	0.191	1.00	0.400	0.000087 (0.000087)	344	0.051	1513828
12	S	1.6	-5.8	-5.2	0.238	1.00	0.400	0.000265 (0.000265)	249	0.112	-354771
13	S	1.4	-5.2	-4.7	0.238	1.00	0.400	0.000237 (0.000237)	249	0.100	-354368
14	S	35.6	-7.9	-4.1	0.190	1.00	0.400	0.000053 (0.000053)	344	0.031	1525744

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	61.8	314.0	0.0	99.9	-394	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
2	S	1.9	0.0	0.0	0.0	-1073	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
3	S	0.9	314.0	0.3	0.0	4	308.0	0.0	0	0.0	0.0
4	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-43	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
5	S	19.3	314.0	0.0	92.9	-110	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
6	S	10.2	314.0	0.0	76.5	-44	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
7	S	52.8	314.0	0.0	99.6	-335	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
8	S	2.2	0.0	0.0	0.0	-1048	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
9	S	61.9	314.0	0.0	100.0	-395	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
10	S	1.0	314.0	0.3	0.0	4	308.0	0.0	0	0.0	0.0
11	S	61.9	314.0	0.0	100.0	-395	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
12	S	2.2	0.0	0.0	0.0	-1064	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
13	S	1.9	0.0	0.0	0.0	-1069	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
14	S	39.7	314.0	0.0	98.2	-246	308.0	27.2	10880	116.8	2.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	51.4	-11.5	-6.1	0.191	1.00	0.400	0.000079 (0.000079)	344	0.046 (0.20)	1513143
2	S	1.3	-4.7	-4.2	0.238	1.00	0.400	0.000215 (0.000215)	249	0.091 (0.20)	-354371
3	S	0.9	0.3	0.0	----	----	0.000	----	0	----	----
4	S	0.0	-0.2	-0.2	0.239	1.00	0.400	0.000009 (0.000009)	249	0.004 (0.20)	-317232
5	S	16.4	-3.5	-1.8	0.188	1.00	0.400	0.000022 (0.000022)	342	0.013 (0.20)	1575453
6	S	9.0	-1.7	-0.8	0.181	1.00	0.400	0.000009 (0.000009)	335	0.005 (0.20)	1766809
7	S	43.9	-9.8	-5.2	0.191	1.00	0.400	0.000067 (0.000067)	344	0.039 (0.20)	1516119
8	S	1.3	-4.6	-4.2	0.238	1.00	0.400	0.000210 (0.000210)	249	0.089 (0.20)	-356807
9	S	51.5	-11.5	-6.1	0.191	1.00	0.400	0.000079 (0.000079)	344	0.046 (0.20)	1512962
10	S	1.0	0.3	0.0	----	----	0.000	----	0	----	----
11	S	51.5	-11.5	-6.1	0.191	1.00	0.400	0.000079 (0.000079)	344	0.046 (0.20)	1512962
12	S	1.3	-4.7	-4.2	0.238	1.00	0.400	0.000213 (0.000213)	249	0.090 (0.20)	-356637
13	S	1.3	-4.7	-4.2	0.238	1.00	0.400	0.000214 (0.000214)	249	0.090 (0.20)	-354377
14	S	33.2	-7.4	-3.8	0.190	1.00	0.400	0.000049 (0.000049)	344	0.029 (0.20)	1527764

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	56.1	314.0	0.0	99.6	-355	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
2	S	1.7	0.0	0.0	0.0	-884	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
3	S	0.9	314.0	0.2	0.0	4	308.0	0.0	0	0.0	0.0
4	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-36	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
5	S	14.1	314.0	0.0	88.5	-76	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
6	S	8.9	314.0	0.0	74.5	-37	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
7	S	48.3	314.0	0.0	99.2	-304	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
8	S	1.9	0.0	0.0	0.0	-848	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
9	S	56.1	314.0	0.0	99.6	-355	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
10	S	0.9	314.0	0.2	0.0	4	308.0	0.0	0	0.0	0.0
11	S	56.1	314.0	0.0	99.6	-355	308.0	27.2	10880	116.8	2.8
12	S	1.7	0.0	0.0	0.0	-884	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
13	S	1.7	0.0	0.0	0.0	-884	9.0	24.2	1694	31.9	11.6
14	S	40.2	314.0	0.0	98.3	-250	308.0	27.2	10880	116.8	2.8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	46.7	-10.4	-5.5	0.191	0.50	0.400	0.000071 (0.000071)	344	0.042 (0.20)	1516186
2	S	1.1	-3.9	-3.5	0.238	0.50	0.400	0.000177 (0.000177)	249	0.075 (0.20)	-356009
3	S	0.9	0.2	0.0	---	---	0.000	---	0	---	---
4	S	0.0	-0.2	-0.1	0.239	0.50	0.400	0.000007 (0.000007)	249	0.003 (0.20)	-321913
5	S	12.1	-2.5	-1.3	0.187	0.50	0.400	0.000015 (0.000015)	341	0.009 (0.20)	1611137
6	S	7.9	-1.4	-0.6	0.180	0.50	0.400	0.000007 (0.000007)	334	0.004 (0.20)	1797057
7	S	40.3	-9.0	-4.7	0.191	0.50	0.400	0.000061 (0.000061)	344	0.036 (0.20)	1519250
8	S	1.1	-3.8	-3.4	0.238	0.50	0.400	0.000170 (0.000170)	249	0.072 (0.20)	-359090
9	S	46.7	-10.4	-5.5	0.191	0.50	0.400	0.000071 (0.000071)	344	0.042 (0.20)	1516180
10	S	0.9	0.2	0.0	---	---	0.000	---	0	---	---
11	S	46.7	-10.4	-5.5	0.191	0.50	0.400	0.000071 (0.000071)	344	0.042 (0.20)	1516180
12	S	1.1	-3.9	-3.5	0.238	0.50	0.400	0.000177 (0.000177)	249	0.075 (0.20)	-356009
13	S	1.1	-3.9	-3.5	0.238	0.50	0.400	0.000177 (0.000177)	249	0.075 (0.20)	-356009
14	S	33.6	-7.5	-3.9	0.190	0.50	0.400	0.000050 (0.000050)	344	0.029 (0.20)	1526557

b) Verifiche a taglio/torsione SLU

Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 2930.0$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 700.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 531 \times 14 = 7434$$

Sforzi taglianti agenti nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := \begin{pmatrix} 2217 + 718 \times 4 \\ 1022 + 241 \times 4 \end{pmatrix}$$

$$i := 1.. \text{rows}(V_{Ed})$$

$$V_{Ed_i} := |V_{Ed_i}|$$

Sforzi assiali N_{Ed} (KN) positivi se di compressione

$$N_{Ed} := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Momenti torcenti agenti nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$T_{Ed} := \begin{pmatrix} 188 \\ 329 \end{pmatrix}$$

$$T_{Ed_i} := |T_{Ed_i}|$$

Classe dell'acciaio B450C $f_y=450$ N/mm²

Resistenza di calcolo dell'armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi (N/mm²)

$$R_{ck} := 35.0$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resinza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk.5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 1.861$$

$$v_{min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Dimensione massima della sezione (mm)

$$h_{max} := 3020.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm²)

$$A_c := b_w \times h_{max} = 2114000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm²)

$$\sigma_{cp_i} := \begin{cases} \frac{N_{Ed_i} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed_i} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} = \dots \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed_i} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \\ 0 & \text{if } N_{Ed_i} \times 10^3 \leq 0 \end{cases}$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd_i} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp_i} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp_i} \right] \times b_w \times d \geq (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp_i}) \times b_w \times d = \dots \\ (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp_i}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp_i} \right] \times b_w \times d < (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp_i}) \times b_w \times d \end{cases}$$

Si ha :

$$\text{rapporto_resistenze} := \max \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd} \times 10^{-3}} \right) = 5.068$$

Calcolo dell' armatura minima a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$22^\circ < \theta < 45^\circ$ in presenza di solo taglio

$22^\circ < \theta < 68^\circ$ in presenza di taglio e torsione

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio e la torsione (90° staffe)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm²/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv_i} := \frac{V_{Ed_i} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} = \dots$$

$$A_{staffe_taglio} := \max(A_{sv} \Gamma_{sv}) = 4.924$$

Verifica della resistenza a taglio/compressione

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Interasse tra due armature trasversali consecutive (mm) ;

$$s := 200$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0.5 \times f_{cd} = 8.231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_{c_i} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp_i} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp_i}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp_i} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp_i} \leq 0.5 \times f_{cd} \\ 2.5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp_i}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0.5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp_i} \leq f_{cd} \end{cases} = \dots$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd_i} := \frac{0.9 \times d \times b_w \times \alpha_{c_i} \times f_{cd,rid} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\cot(\theta))^2}$$

$$\text{rapporto_resistenze} := \max\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}}\right) = 0.669$$

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

$$a_l := 0.9 \times d \times \frac{(\cot(\theta) - \cot(\alpha))}{2} = 1318.5$$

Calcolo dell' armatura minima a torsione

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Perimetro della sezione (mm)

$$u := 2 \times b_w + 2 \times h_{\max} = 7440$$

Distanza fra il bordo ed il centro dell' armatura longitudinale (copriferro mm)

$$c_{\text{arm}} := 80.00$$

Spessore della sezione cava (mm)

$$t := \begin{cases} \frac{A_c}{u} & \text{if } \frac{A_c}{u} \geq 2 \times c_{\text{arm}} \\ 2 \times c_{\text{arm}} & \text{if } \frac{A_c}{u} < 2 \times c_{\text{arm}} \end{cases} = 284.14$$

Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico (mm²)

$$A := (b_w - t) \times (h_{\max} - t) = 1137735.42$$

Resistenza delle bielle di calcestruzzo (KNm)

$$T_{Rcd} := \frac{2 \times A \times t \times f_{cd,rid} \times \cot(\theta) \times 10^{-6}}{1 + \cot(\theta)^2} = 2660.83$$

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Area minima delle staffe per la torsione (mm²/mm)

$$A_{sv \Gamma_{sv,t} i} := \frac{T_{Ed,i} \times 10^6}{2 \times A \times f_{yd} \times \cot(\theta)} = \dots$$

$$A_{staffe_torsione} := \max(A_{sv \Gamma_{sv,t}}) = 0.369$$

Con riferimento all' armatura longitudinale la resistenza si calcola con

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

Perimetro medio del nucleo resistente (mm)

$$u_m := 2(b_w - t) + 2(h_{max} - t) = 6303.44$$

Aree minime dell' armatura longitudinale per la torsione (mm²)

$$\Sigma A_{l_i} := \frac{T_{Ed,i} \times 10^6 \times u_m}{2 \times A \times f_{yd}} \cot(\theta)$$

$$A_{longitudinale} := \max(\Sigma A_{l_i}) = 2330.953$$

Verifiche di resistenza alle sollecitazioni combinate di taglio e torsione con staffe e ferri longitudinali effettivi

Area minima delle staffe per il taglio (mm²/mm):

$$A_{sv \Gamma_{sv}}^T$$

Area minima delle staffe per la torsione (mm²/mm) :

$$A_{sv\Gamma_{sv.t}}^T$$

Area totale minima per il taglio e la torsione (mm²/mm):

$$A_{sv\Gamma_{sv}}^T + A_{sv\Gamma_{sv.t}}^T$$

$$\max(A_{sv\Gamma_{sv}}^T + A_{sv\Gamma_{sv.t}}^T) = 5.135$$

Resistenza al taglio della trave:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Diametro delle staffe per il taglio e la torsione (mm)

$$d_s := 20.0$$

Passo delle staffe per il taglio e la torsione (mm)

$$p := 200.0$$

Numero di bracci delle staffe per il taglio e la torsione

$$n := 4.0$$

Area effettiva delle staffe per il taglio e la torsione (mm²/mm)

$$A_{sv\Gamma_{sv.eff}} := \frac{n \times 3.14 \times \frac{d_s^2}{4}}{p} = 6.28$$

Area longitudinale effettiva delle armature per la torsione (mm²)

$$\Sigma A_{l.eff} := 2500.00$$

Resistenza a taglio delle staffe per il taglio (KN):

$$V_{Rsd_i} := 0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha)) \times \left[A_{sv\Gamma_{sv.eff}} \times \frac{A_{sv\Gamma_{sv_i}}}{(A_{sv\Gamma_{sv_i}} + A_{sv\Gamma_{sv.t_i}})} \right] \times 10^{-3} = \dots$$

Resistenza minima per taglio (KN)

$$V_{Rd} := \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 5444.413$$

coefficiente di sicurezza per le armature del taglio

$$\max\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rsd}}, \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}}\right) = 0.818$$

Resistenza minima per torsione (KNm)

Resistenza delle bielle di calcestruzzo per torsione (KNm)

$$T_{Rcd} = 2660.83$$

Resistenza delle staffe per torsione (KNm)

$$T_{Rds_i} := 2 \times A \times \left[A_{sv} \Gamma_{sv.eff} \times \frac{A_{sv} \Gamma_{sv.t_i}}{(A_{sv} \Gamma_{sv_i} + A_{sv} \Gamma_{sv.t_i})} \right] \times f_{yd} \times \cot(\theta) \times 10^{-6} = \dots$$

Resistenza dell' armatura longitudinale per torsione (KNm)

$$T_{Rld} := \frac{\Sigma A_{l.eff} \times 2 \times A \times f_{yd} \times 10^{-6}}{u_m \times \cot(\theta)} = 352.86$$

coefficiente di sicurezza per le armature a torsione

$$\max\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rds}}, \frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}}, \frac{T_{Ed}}{T_{Rld}}\right) = 0.932$$

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Si ha:

$$\max\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}}\right) = 0.74$$

10.2. Armatura per la forza di collisione e per la spinta del terreno

Le azioni agenti sul cordolo di bordo sono:

a) Spinta litostatica del terreno

Terreno $\gamma=20 \text{ KN/m}^3$ $\Phi=30^\circ$

Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi$ per cui si ottiene il valore $K_0 = 0.46$

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula $P = \gamma \times H \times K_0$

Pressione minima 0.0 kN/m^2

Pressione massima $(1.82 \times 20) \times 0.46 = 16.7 \text{ kN/m}^2$

b) Spinta litostatica dei carichi da traffico

La pressione verticale media sul piano stradale indotta dai carichi da traffico vale

$P = 600 / (3.0 \times 2) = 100 \text{ KN/m}^2$

La pressione verticale media sulla superficie posta in corrispondenza dello spiccato della parete ed indotta dai carichi da traffico vale

$A = 3.0 + 1.82 \times \text{tg}(30) = 4.05 \text{ m}$

$B = 2 + 1.82 \times 2 \times \text{tg}(30) = 4.10 \text{ m}$

$P = 600 / (4.05 \times 4.10) = 36.1 \text{ KN/m}^2$

Le spinte orizzontali valgono

$P' = 100 \times 0.46 = 46 \text{ KN/m}^2$

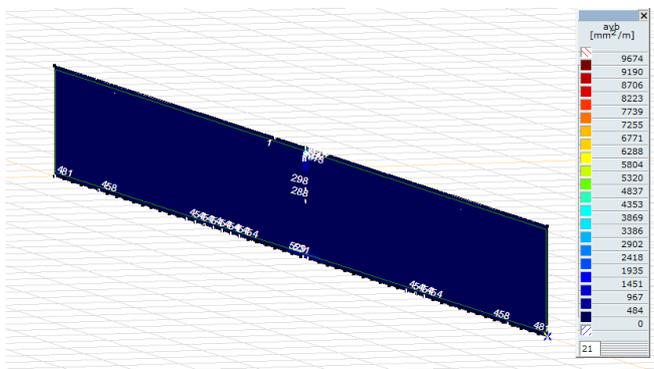
$P' = 36.1 \times 0.46 = 16.6 \text{ KN/m}^2$

c) Forza orizzontale di collisione

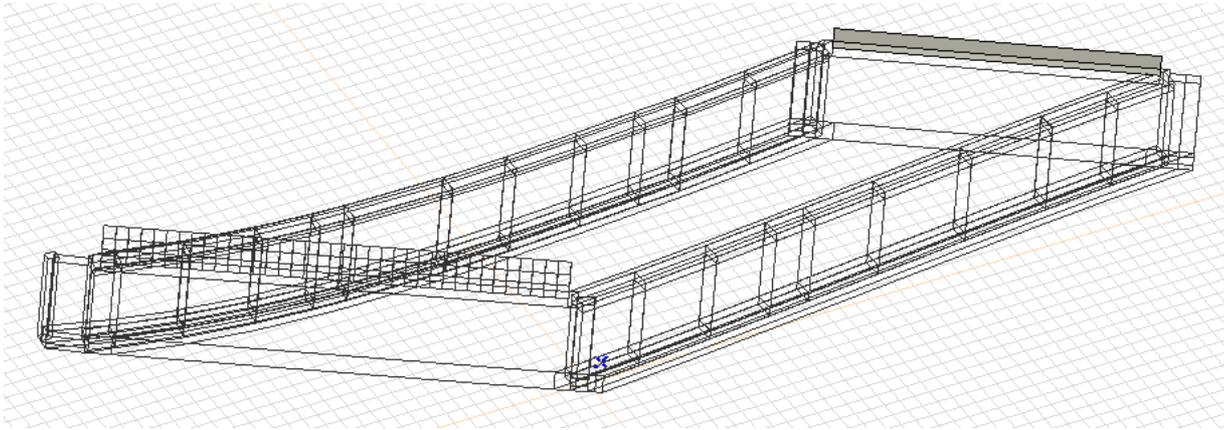
La forza orizzontale di collisione è di 100 KN

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto discretizzando la trave con elementi finiti bidimensionali

Le armature minime per la flessione sono mostrate in figura



11. Cordolo di bordo 700x580÷1400 – verifiche slu-sls

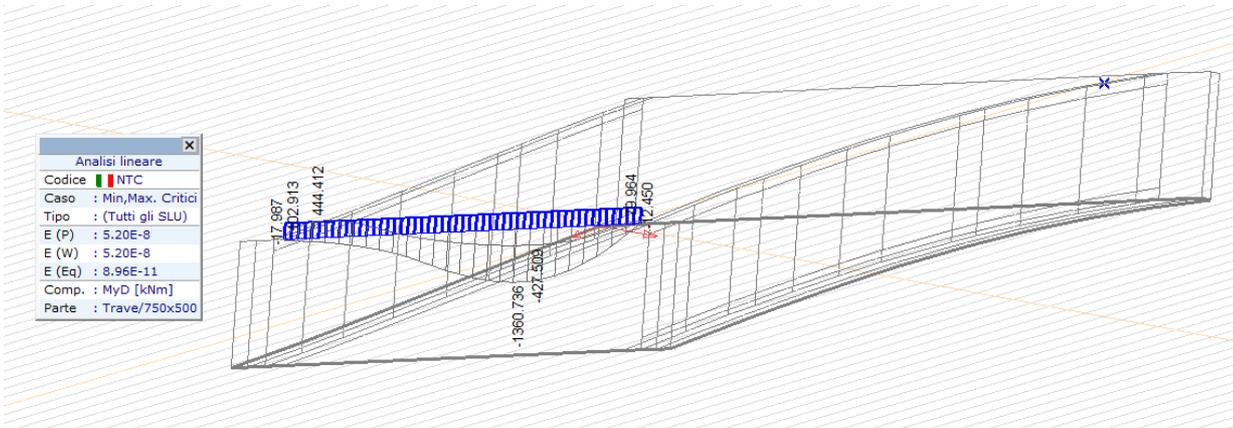


Il dimensionamento dell' armatura e le verifiche sono condotte considerando la trave collaborante con la soletta di copertura

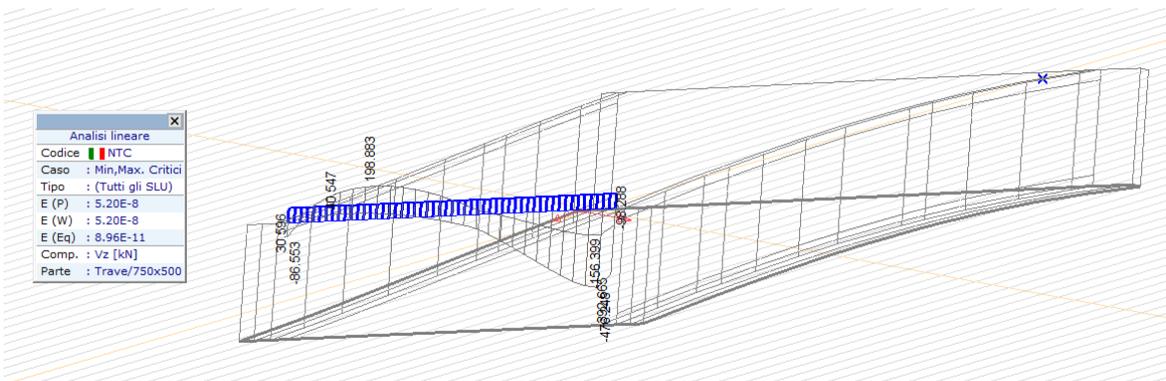
La larghezza di soletta collaborante è di 4.0 m

11.1. Armatura secondo l'asse della trave

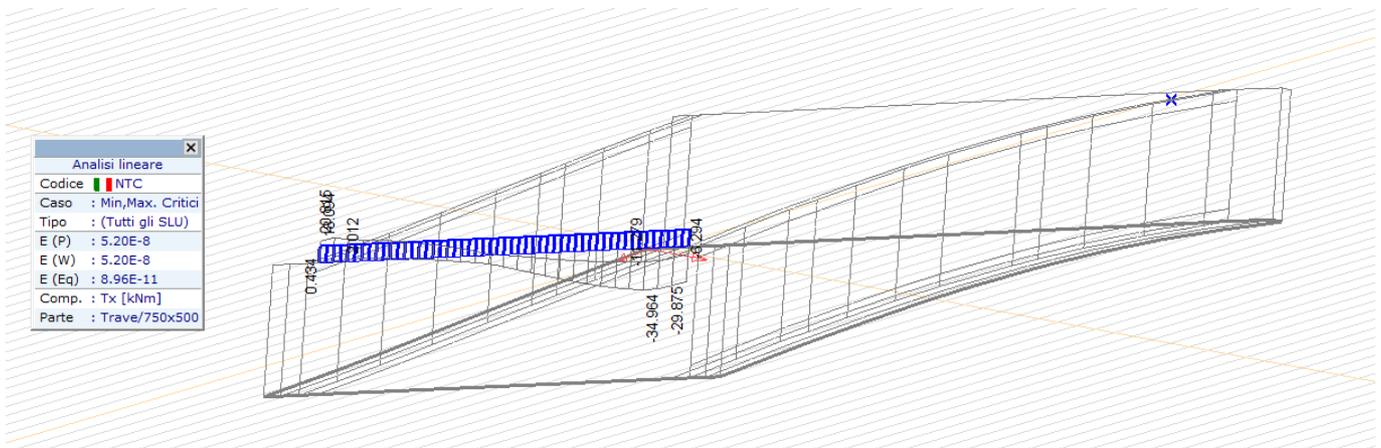
- Diagramma momenti flettenti SLU



- Diagramma sforzi taglianti SLU-nervatura



• **Diagramma momenti torcenti SLU**



Sollecitazioni nervature [Lineare,(Tutti gli SLU) Critico, Trave / 750x500]

Se.	Nome sezione	C	min. max.	Loc. [m]	Nodo	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	MyD [kNm]	Mz [kNm]	Combinazione critica
Ext.													
2	750x5...	Nx	min	5.944 (4331)	-1644.000	0.605	-187.600	-23.662	-44.909	-1360.000	-8.699		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno} {1.35*MOV4-011} {1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*1*traf...
2	750x5...	Nx	max	17.088 (4346)	530.163	-1.687	129.848	17.655	20.279	444.410	3.042		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-009} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	Vy	min	0 (9335)	71.242	-36.360	-323.300	-25.534	19.292	76.286	2.633		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno} {1.35*MOV4-009} {1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*1*tra...
2	750x5...	Vy	max	19.317 (7025)	125.364	20.198	-86.513	18.072	2.209	102.500	1.674		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-008} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	Vz	min	0.743 (4324)	-310.900	5.125	-476.200	-30.921	-2.799	-251.500	8.010		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-014} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	Vz	max	14.117 (4342)	58.527	-2.191	198.883	11.700	3.450	50.271	-5.644		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-007} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	Tx	min	2.229 (4326)	-827.700	5.731	-418.200	-34.964	-21.129	-683.200	-1.047		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-011} {1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*1*traffi...
2	750x5...	Tx	max	18.574 (4348)	391.455	-5.954	12.940	20.815	15.236	328.400	5.813		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-007} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	My	min	5.944 (4331)	-1537.000	0.591	-165.700	-22.255	-45.584	-1275.000	-10.104		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-011} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	My	max	17.088 (4346)	530.163	-1.687	129.848	17.655	20.279	444.410	3.042		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-009} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	MyD	min	5.944 (4331)	-1644.000	0.605	-187.600	-23.662	-44.909	-1360.000	-8.699		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno} {1.35*MOV4-011} {1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*1*traf...
2	750x5...	MyD	max	17.088 (4346)	530.163	-1.687	129.848	17.655	20.279	444.410	3.042		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-009} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	Mz	min	8.173 (4334)	-1252.000	0.062	2.945	-10.496	-37.622	-1039.000	-10.986		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+0.5*spinta-terreno} {1.35*MOV4-010} {1.35*1*traffico-uniformi-1+1.35*0.75*...
2	750x5...	Mz	max	0.743 (4324)	-163.800	5.408	-448.100	-30.401	6.647	-124.400	13.019		{1.35*perm-strutt+1.5*perm-non-strutt+1.35*spinta-terreno} {1.35*MOV4-010} {1.35*0.75*spinta-traffico+1.35*1*tra...

a) Verifiche a flessione SLU-SLS

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: a T o T rovescio
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C20/25
 Resistenza compress. di calcolo fcd: 113.30 daN/cm²
 Resistenza compress. ridotta fcd': 56.65 daN/cm²
 Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 299600 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 22.10 daN/cm²
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 120.00 daN/cm²

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	120.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	90.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	200.0	cm
Altezza rett. inf.:	120.0	cm
Base rett. sup.:	70.0	cm
Altezza rett. sup.:	108.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm ²)
Barre superiori:	6Ø20	(18.8 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	164478	136074	-18769	-2366
2	-53016	-44441	12985	1766
3	-7124	-7629	-32339	-2553
4	-12536	-10250	-8651	1807
5	31092	25154	-47625	-3092
6	-5853	-5027	19888	1170
7	82770	68329	-41829	-3496
8	-39146	-32840	1294	2082
9	153723	127537	-16577	-2226
10	-53016	-44441	12985	1766
11	164478	136074	-18769	-2366
12	-53016	-44441	12985	1766
13	125285	103991	295	-1050
14	16381	12440	-44815	-3040

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	127689	105603
2	-28578	-24166
3	-4940	-5602
4	-6782	-5667
5	21412	16903
6	7762	6126
7	62484	51280

8	-21857	-18491
9	127689	105603
10	-4940	-5602
11	127689	105603
12	-28578	-24166
13	99797	82614
14	12923	9725

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	110735	91600 (609363)
2	-22845	-19359 (-142621)
3	-3759	-4413 (-152548)
4	-5532	-4633 (-142227)
5	18093	14235 (643825)
6	8335	6616 (637272)
7	55719	45765 (613920)
8	-17797	-15076 (-142612)
9	110735	91600 (609363)
10	-3759	-4413 (-152548)
11	110735	91600 (609363)
12	-22845	-19359 (-142621)
13	87473	72376 (609209)
14	12472	9513 (668154)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	92155	76153 (610017)
2	-17249	-14670 (-142744)
3	-2455	-3208 (-155405)
4	-4304	-3641 (-142565)
5	11934	9148 (664092)
6	-1637	-1681 (-148704)
7	48263	39613 (614373)
8	-13782	-11726 (-142758)
9	92155	76153 (610017)
10	-2455	-3208 (-155405)
11	92155	76153 (610017)
12	-17249	-14670 (-142744)
13	74017	61185 (609805)
14	11934	9148 (664092)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx Ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult, Mx Ult) e (N, Mx)

Yneutro Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 Mx sn. Momento flettente allo snervamento [daNm]
 x/d Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
 As Tesa Area armature long. [cm²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)
 Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione)= 24.8 cm²
 Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione)= 18.5 cm²

N°Comb	Ver	N	Mx	N Ult	Mx Ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	164478	136074	164508	416319	3.074	198.5	384365	---	---	8)12)
2	S	-53016	-44441	-53007	-117916	2.949	5.4	-113473	---	---	8)12)
3	S	-7124	-7629	-7145	-155226	22.959	6.6	-149282	---	---	8)12)
4	S	-12536	-10250	-12536	-150856	17.248	6.5	-145168	---	---	8)12)
5	S	31092	25154	31096	249472	9.982	217.1	235964	---	---	8)12)
6	S	-5853	-5027	-5836	-156286	36.325	6.7	-150264	---	---	8)12)
7	S	82770	68329	82760	317007	4.665	211.3	295141	---	---	8)12)
8	S	-39146	-32840	-39145	-129224	4.460	5.8	-124554	---	---	8)12)
9	S	153723	127537	153736	403728	3.181	200.2	372879	---	---	8)12)
10	S	-53016	-44441	-53007	-117916	2.949	5.4	-113473	---	---	8)12)
11	S	164478	136074	164508	416319	3.074	198.5	384365	---	---	8)12)
12	S	-53016	-44441	-53007	-117916	2.949	5.4	-113473	---	---	8)12)
13	S	125285	103991	125274	369736	3.573	204.7	342199	---	---	8)12)
14	S	16381	12440	16384	229803	18.606	217.9	218649	---	---	8)12)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00811	228.0	0.00279	222.0	-0.02253	9.0
2	0.00169	-0.02876	0.0	-0.00111	9.0	-0.06750	222.0
3	0.00208	-0.02855	0.0	-0.00074	9.0	-0.06750	222.0
4	0.00203	-0.02857	0.0	-0.00079	9.0	-0.06750	222.0
5	0.00350	-0.02791	228.0	0.00157	222.0	-0.06689	9.0
6	0.00209	-0.02854	0.0	-0.00073	9.0	-0.06750	222.0
7	0.00350	-0.01695	228.0	0.00224	222.0	-0.04233	9.0
8	0.00181	-0.02870	0.0	-0.00100	9.0	-0.06750	222.0
9	0.00350	-0.00881	228.0	0.00274	222.0	-0.02409	9.0
10	0.00169	-0.02876	0.0	-0.00111	9.0	-0.06750	222.0
11	0.00350	-0.00811	228.0	0.00279	222.0	-0.02253	9.0
12	0.00169	-0.02876	0.0	-0.00111	9.0	-0.06750	222.0
13	0.00350	-0.01115	228.0	0.00260	222.0	-0.02934	9.0
14	0.00327	-0.02830	228.0	0.00133	222.0	-0.06750	9.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Psi = $1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{Ssr}/\text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{fctm}/\text{Sclmin})^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{Mfess}/\text{M})^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure. Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = $1,7 \cdot \text{Eps} \cdot \text{Srm}$. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	16.5	-3.8	-1.8	0.183	1.00	0.400	0.000022 (0.000022)	445	0.017	609491
2	S	0.9	-3.7	-3.3	0.236	1.00	0.400	0.000232 (0.000232)	294	0.116	-142551
3	S	0.3	-0.8	-0.7	0.236	1.00	0.400	0.000047 (0.000047)	294	0.024	-151584
4	S	0.2	-0.9	-0.8	0.236	1.00	0.400	0.000055 (0.000055)	295	0.027	-142147
5	S	2.7	-0.6	-0.3	0.180	1.00	0.400	0.000003 (0.000003)	440	0.002	641346
6	S	1.0	-0.2	-0.1	0.180	1.00	0.400	0.000001 (0.000001)	440	0.001	641440
7	S	8.0	-1.8	-0.9	0.183	1.00	0.400	0.000011 (0.000011)	444	0.008	614443
8	S	0.7	-2.9	-2.6	0.236	1.00	0.400	0.000177 (0.000177)	294	0.089	-142566
9	S	16.5	-3.8	-1.8	0.183	1.00	0.400	0.000022 (0.000022)	445	0.017	609491
10	S	0.3	-0.8	-0.7	0.236	1.00	0.400	0.000047 (0.000047)	294	0.024	-151584
11	S	16.5	-3.8	-1.8	0.183	1.00	0.400	0.000022 (0.000022)	445	0.017	609491
12	S	0.9	-3.7	-3.3	0.236	1.00	0.400	0.000232 (0.000232)	294	0.116	-142551
13	S	12.9	-3.0	-1.4	0.183	1.00	0.400	0.000018 (0.000018)	445	0.013	608894
14	S	1.6	-0.3	-0.1	0.176	1.00	0.400	0.000002 (0.000002)	434	0.001	679607

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	16.6	228.0	0.0	69.9	-97	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
2	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-928	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
3	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-183	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
4	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-223	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
5	S	2.5	228.0	0.0	59.6	-13	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
6	S	1.2	228.0	0.0	60.4	-6	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
7	S	8.3	228.0	0.0	69.1	-48	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
8	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-723	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
9	S	16.6	228.0	0.0	69.9	-97	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
10	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-183	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
11	S	16.6	228.0	0.0	69.9	-97	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
12	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-928	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
13	S	13.1	228.0	0.0	69.9	-77	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
14	S	1.7	228.0	0.0	56.9	-8	222.0	23.0	4600	25.1	8.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	14.3	-3.3	-1.5	0.183	1.00	0.400	0.000019 (0.000019)	445	0.015 (0.20)	609363
2	S	0.7	-3.0	-2.7	0.236	1.00	0.400	0.000186 (0.000186)	294	0.093 (0.20)	-142621
3	S	0.2	-0.6	-0.6	0.235	1.00	0.400	0.000037 (0.000037)	294	0.018 (0.20)	-152548
4	S	0.2	-0.7	-0.6	0.236	1.00	0.400	0.000045 (0.000045)	295	0.022 (0.20)	-142227
5	S	2.2	-0.5	-0.2	0.179	1.00	0.400	0.000003 (0.000003)	439	0.002 (0.20)	643825
6	S	1.0	-0.2	-0.1	0.180	1.00	0.400	0.000001 (0.000001)	440	0.001 (0.20)	637272
7	S	7.1	-1.6	-0.8	0.183	1.00	0.400	0.000010 (0.000010)	444	0.007 (0.20)	613920
8	S	0.6	-2.3	-2.1	0.236	1.00	0.400	0.000145 (0.000145)	294	0.072 (0.20)	-142612
9	S	14.3	-3.3	-1.5	0.183	1.00	0.400	0.000019 (0.000019)	445	0.015 (0.20)	609363
10	S	0.2	-0.6	-0.6	0.235	1.00	0.400	0.000037 (0.000037)	294	0.018 (0.20)	-152548
11	S	14.3	-3.3	-1.5	0.183	1.00	0.400	0.000019 (0.000019)	445	0.015 (0.20)	609363
12	S	0.7	-3.0	-2.7	0.236	1.00	0.400	0.000186 (0.000186)	294	0.093 (0.20)	-142621
13	S	11.3	-2.6	-1.2	0.183	1.00	0.400	0.000015 (0.000015)	445	0.012 (0.20)	609209
14	S	1.5	-0.3	-0.1	0.177	1.00	0.400	0.000002 (0.000002)	435	0.001 (0.20)	668154

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	13.8	228.0	0.0	69.8	-80	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
2	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-702	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
3	S	0.2	0.0	0.0	0.0	-128	9.0	20.0	1400	18.8	11.6
4	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-175	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
5	S	1.6	228.0	0.0	57.3	-8	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
6	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-74	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
7	S	7.2	228.0	0.0	69.0	-41	222.0	23.0	4600	25.1	8.3

8	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-561	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
9	S	13.8	228.0	0.0	69.8	-80	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
10	S	0.2	0.0	0.0	0.0	-128	9.0	20.0	1400	18.8	11.6
11	S	13.8	228.0	0.0	69.8	-80	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
12	S	0.0	0.0	0.0	0.0	-702	9.0	20.0	3010	44.0	8.3
13	S	11.1	228.0	0.0	69.8	-65	222.0	23.0	4600	25.1	8.3
14	S	1.6	228.0	0.0	57.3	-8	222.0	23.0	4600	25.1	8.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	11.9	-2.8	-1.3	0.183	0.50	0.400	0.000016 (0.000016)	445	0.012 (0.20)	610017
2	S	0.5	-2.3	-2.0	0.236	0.50	0.400	0.000140 (0.000140)	294	0.070 (0.20)	-142744
3	S	0.2	-0.5	-0.4	0.235	0.50	0.400	0.000026 (0.000026)	263	0.011 (0.20)	-155405
4	S	0.1	-0.6	-0.5	0.236	0.50	0.400	0.000035 (0.000035)	294	0.017 (0.20)	-142565
5	S	1.5	-0.3	-0.1	0.177	0.50	0.400	0.000002 (0.000002)	436	0.001 (0.20)	664092
6	S	0.1	-0.2	-0.2	0.236	0.50	0.400	0.000015 (0.000015)	294	0.007 (0.20)	-148704
7	S	6.2	-1.4	-0.7	0.183	0.50	0.400	0.000008 (0.000008)	444	0.006 (0.20)	614373
8	S	0.4	-1.8	-1.6	0.236	0.50	0.400	0.000112 (0.000112)	294	0.056 (0.20)	-142758
9	S	11.9	-2.8	-1.3	0.183	0.50	0.400	0.000016 (0.000016)	445	0.012 (0.20)	610017
10	S	0.2	-0.5	-0.4	0.235	0.50	0.400	0.000026 (0.000026)	263	0.011 (0.20)	-155405
11	S	11.9	-2.8	-1.3	0.183	0.50	0.400	0.000016 (0.000016)	445	0.012 (0.20)	610017
12	S	0.5	-2.3	-2.0	0.236	0.50	0.400	0.000140 (0.000140)	294	0.070 (0.20)	-142744
13	S	9.5	-2.2	-1.0	0.183	0.50	0.400	0.000013 (0.000013)	445	0.010 (0.20)	609805
14	S	1.5	-0.3	-0.1	0.177	0.50	0.400	0.000002 (0.000002)	436	0.001 (0.20)	664092

b) Verifiche a taglio/torsione SLU

Lo sforzo tagliante per elementi privi di armatura per il taglio vale:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

altezza utile della sezione (mm)

$$d := 1600.0$$

larghezza minima della sezione (mm)

$$b_w := 700.00$$

area dell'armatura longitudinale (mm²)

$$A_{sl} := 452 \times 6 = 2712$$

Sforzi taglianti agenti nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$V_{Ed} := (-187.694 \ 129.848 \ -323.386 \ -86.513 \ -476.248 \ 198.883 \ -418.289 \ 12.94 \ -165.768 \ 129.848 \ -187.694 \ 129.848 \ 2.945 \ -448.151)^T$$

$$i := 1..rows(V_{Ed})$$

$$V_{Ed,i} := |V_{Ed,i}|$$

Sforzi assiali N_{Ed} (KN) positivi se di compressione

$$N_{Ed} := (-1644.784 \ 530.163 \ 71.242 \ 125.364 \ -310.923 \ 58.527 \ -827.702 \ 391.455 \ -1537.229 \ 530.163 \ -1644.784 \ 530.163 \ -1252.854 \ -163.812)^T$$

Momenti torcenti agenti nella sezione allo stato limite ultimo (KN)

$$T_{Ed} := (-23.662 \ 17.655 \ -25.534 \ 18.072 \ -30.921 \ 11.7 \ -34.964 \ 20.815 \ -22.255 \ 17.655 \ -23.662 \ 17.655 \ -10.496 \ -30.401)^T$$

$$T_{Ed,i} := |T_{Ed,i}|$$

Classe dell' acciaio B450C $f_y=450$ N/mm²

Resistenza di calcolo dell' armatura

$$f_{yd} := \frac{450}{1.15} = 391.304$$

Resistenza caratteristica a compressione su cubi (N/mm²)

$$R_{ck} := 35.0$$

valore del coefficiente di sicurezza $\gamma_c=1.5$

$$\gamma_c := 1.5$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (N/mm²)

$$f_{ck} := 0.83 \times R_{ck} = 29.05$$

Resistenza di calcolo a compressione (N/mm²)

$$f_{cd} := \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} = 16.462$$

Resinza media a trazione semplice (N/mm²)

$$f_{ctm} := 0.30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.835$$

Resistenza caratteristica a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctk,5\%} := 0.7 \times f_{ctm} = 1.984$$

Resistenza di calcolo a trazione , frattile 5% (N/mm²)

$$f_{ctd.5\%} := \frac{f_{ctk.5\%}}{1.5} = 1.323$$

$$k := \begin{cases} 2 & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} > 2 \\ 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} & \text{if } 1.6 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \end{cases} = 1.954$$

$$v_{\min} := 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

rapporto geometrico di armatura

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{sl}}{b_w \times d} & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \times d} > 0.02 \end{cases}$$

Dimensione massima della sezione (mm)

$$h_{\max} := 1700.00$$

Area della sezione di conglomerato (mm²)

$$A_c := b_w \times h_{\max} = 1190000$$

Tensione media di compressione nel conglomerato (N/mm²)

$$\sigma_{cp_i} := \begin{cases} \frac{N_{Ed_i} \times 10^3}{A_c} & \text{if } \frac{N_{Ed_i} \times 10^3}{A_c} \leq 0.2 \times f_{cd} = \dots \\ (0.2 \times f_{cd}) & \text{if } \frac{N_{Ed_i} \times 10^3}{A_c} > 0.2 \times f_{cd} \\ 0 & \text{if } N_{Ed_i} \times 10^3 \leq 0 \end{cases}$$

La resistenza al taglio per elementi privi di armatura resistente al taglio vale (N) :

$$V_{Rd_i} := \begin{cases} \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp_i} \right] \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp_i} \right] \times b_w \times d \geq (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp_i}) \times b_w \times d = \dots \\ (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp_i}) \times b_w \times d & \text{if } \left[\frac{0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \times \sigma_{cp_i} \right] \times b_w \times d < (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp_i}) \times b_w \times d \end{cases}$$

Si ha :

$$\text{rapporto_resistenze} := \max \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd} \times 10^{-3}} \right) = 0.767$$

Calcolo dell' armatura minima a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$22^\circ < \theta < 45^\circ$ in presenza di solo taglio

$22^\circ < \theta < 68^\circ$ in presenza di taglio e torsione

Angolo di inclinazione dei puntoni (45°)

$$\theta := \frac{45}{180} \times 3.14 = 0.785$$

Angolo di inclinazione delle armature per il taglio e la torsione (90° staffe)

$$\alpha := \frac{90}{180} \times 3.14 = 1.57$$

Area minima di acciaio per il taglio (mm^2/mm):

$$A_{sv} \Gamma_{sv_i} := \frac{V_{Ed_i} \times 10^3}{0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha))} = \dots$$

$$A_{\text{staffe_taglio}} := \max(A_{sv} \Gamma_{sv}) = 0.844$$

Verifica della resistenza a taglio/compressione

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

Interasse tra due armature trasversali consecutive (mm) ;

$$s := 200$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$$f_{cd,rid} := 0,5 \times f_{cd} = 8,231$$

Coefficiente maggiorativo α_c pari a

$$\alpha_{c_i} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp_i} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp_i}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp_i} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & \text{if } 0,25 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp_i} \leq 0,5 \times f_{cd} \\ 2,5 \times \left(1 - \frac{\sigma_{cp_i}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0,5 \times f_{cd} \leq \sigma_{cp_i} \leq f_{cd} \end{cases} = \dots$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd_i} := \frac{0,9 \times d \times b_w \times \alpha_{c_i} \times f_{cd,rid} \times (\operatorname{cot}(\alpha) + \operatorname{cot}(\theta)) \times 10^{-3}}{1 + (\operatorname{cot}(\theta))^2}$$

$$\text{rapporto_resistenze} := \max\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}}\right) = 0,113$$

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

$$a_l := 0,9 \times d \times \frac{(\operatorname{cot}(\theta) - \operatorname{cot}(\alpha))}{2} = 720$$

Calcolo dell' armatura minima a torsione

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \operatorname{ctg}\theta / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

Perimetro della sezione (mm)

$$u := 2 \times b_w + 2 \times h_{\max} = 4800$$

Distanza fra il bordo ed il centro dell' armatura longitudinale (copriferro mm)

$$c_{\text{arm}} := 80.00$$

Spessore della sezione cava (mm)

$$t := \begin{cases} \frac{A_c}{u} & \text{if } \frac{A_c}{u} \geq 2 \times c_{\text{arm}} \\ 2 \times c_{\text{arm}} & \text{if } \frac{A_c}{u} < 2 \times c_{\text{arm}} \end{cases} = 247.917$$

Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico (mm²)

$$A := (b_w - t) \times (h_{\max} - t) = 656462.67$$

Resistenza delle bielle di calcestruzzo (KNm)

$$T_{Rcd} := \frac{2 \times A \times t \times f_{cd,rid} \times \cot(\theta) \times 10^{-6}}{1 + \cot(\theta)^2} = 1339.55$$

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{S} \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg}\theta$$

Area minima delle staffe per la torsione (mm²/mm)

$$A_{sv} \Gamma_{sv,t_i} := \frac{T_{Ed,i} \times 10^6}{2 \times A \times f_{yd} \times \cot(\theta)} = \dots$$

$$A_{\text{staffe_torsione}} := \max(A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv.t}}}) = 0.068$$

Con riferimento all' armatura longitudinale la resistenza si calcola con

$$T_{\text{Rld}} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

Perimetro medio del nucleo resistente (mm)

$$u_m := 2(b_w - t) + 2(h_{\text{max}} - t) = 3808.33$$

Aree minime dell' armatura longitudinale per la torsione (mm²)

$$\Sigma A_{l_i} := \frac{T_{\text{Ed}_i} \times 10^6 \times u_m}{2 \times A \times f_{yd}} \cot(\theta)$$

$$A_{\text{longitudinale}} := \max(\Sigma A_{l_i}) = 259.386$$

Verifiche di resistenza alle sollecitazioni combinate di taglio e torsione con staffe e ferri longitudinali effettivi

Area minima delle staffe per il taglio (mm²/mm):

$$A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv}}}^T$$

Area minima delle staffe per la torsione (mm²/mm) :

$$A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv.t}}}^T$$

Area totale minima per il taglio e la torsione (mm²/mm):

$$A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv}}}^T + A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv.t}}}^T$$

$$\max(A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv}}}^T + A_{\text{sv}\Gamma_{\text{sv.t}}}^T) = 0.904$$

Resistenza al taglio della trave:

$$V_{\text{Rd}} = \min(V_{\text{Rsd}}, V_{\text{Rcd}})$$

Diametro delle staffe per il taglio e la torsione (mm)

$$d_s := 12.0$$

Passo delle staffe per il taglio e la torsione (mm)

$$p := 200.0$$

Numero di bracci delle staffe per il taglio e la torsione

$$n := 4.0$$

Area effettiva delle staffe per il taglio e la torsione (mm²/mm)

$$A_{sv\Gamma_{sv,eff}} := \frac{n \times 3.14 \times \frac{d_s^2}{4}}{p} = 2.261$$

Area longitudinale effettiva delle armature per la torsione (mm²)

$$\Sigma A_{l,eff} := 400.00$$

Resistenza a taglio delle staffe per il taglio (KN):

$$V_{Rsd_i} := 0.9 \times d \times f_{yd} \times (\cot(\alpha) + \cot(\theta) \times \sin(\alpha)) \times \left[A_{sv\Gamma_{sv,eff}} \times \frac{A_{sv\Gamma_{sv_i}}}{(A_{sv\Gamma_{sv_i}} + A_{sv\Gamma_{sv.t_i}})} \right] \times 10^{-3} = \dots$$

Resistenza minima per taglio (KN)

$$V_{Rd} := \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 259.756$$

coefficiente di sicurezza per le armature del taglio

$$\max\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rsd}}, \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}}\right) = 0.4$$

Resistenza minima per torsione (KNm)

Resistenza delle bielle di calcestruzzo per torsione (KNm)

$$T_{Rcd} = 1339.55$$

Resistenza delle staffe per torsione (KNm)

$$T_{Rds_i} := 2 \times A \times \left[A_{sv\Gamma_{sv,eff}} \times \frac{A_{sv\Gamma_{sv.t_i}}}{(A_{sv\Gamma_{sv_i}} + A_{sv\Gamma_{sv.t_i}})} \right] \times f_{yd} \times \cot(\theta) \times 10^{-6} = \dots$$

Resistenza dell' armatura longitudinale per torsione (KNm)

$$T_{Rld} := \frac{\Sigma A_{l,eff} \times 2 \times A \times f_{yd} \times 10^{-6}}{u_m \times \cot(\theta)} = 53.92$$

$$T_{Rd} := \min(T_{Rds}, T_{Rcd}, T_{Rld}) = 53.918$$

coefficiente di sicurezza per le armature a torsione

$$\max\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rds}}, \frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}}, \frac{T_{Ed}}{T_{Rld}}\right) = 0.648$$

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Si ha:

$$\max\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}}\right) = 0.136$$

11.2. Armatura per la forza di collisione e per la spinta del terreno

Le azioni agenti sulla trave di bordo sono:

a) Spinta litostatica del terreno

Terreno $\gamma=20 \text{ KN/m}^3$ $\Phi=30^\circ$

Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi$ per cui si ottiene il valore $K_0 = 0.46$

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula $P = \gamma \times H \times K_0$

Pressione minima 0.0 kN/m^2

Pressione massima $(0.50 \times 20) \times 0.46 = 4.6 \text{ kN/m}^2$

b) Spinta litostatica dei carichi da traffico

La pressione verticale media sul piano stradale indotta dai carichi da traffico vale

$$P=600/(3.0 \times 2)=100 \text{ KN/m}^2$$

La pressione verticale media sulla superficie posta in corrispondenza dello spiccatto della parete ed indotta dai carichi da traffico vale

$$A=3.0+0.5 \times \text{tg}(30)=3.29 \text{ m}$$

$$B=2+0.5 \times 2 \times \text{tg}(30)=2.60 \text{ m}$$

$$P=600/(3.29 \times 2.60)=70.1 \text{ KN/m}^2$$

Le spinte orizzontali valgono

$$P'=100 \times 0.46=46 \text{ KN/m}^2$$

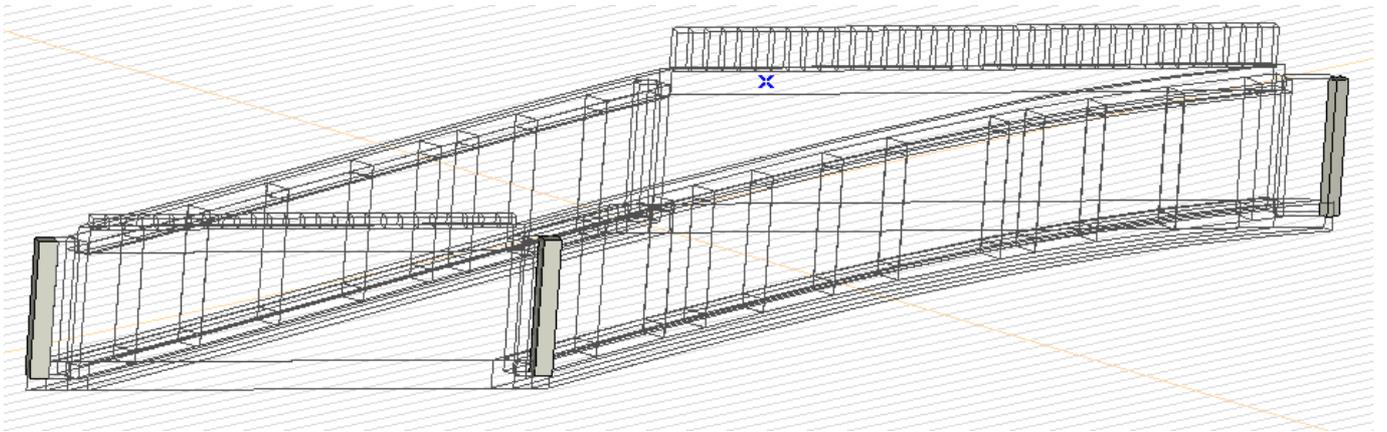
$$P'=70.1 \times 0.46=32.2 \text{ KN/m}^2$$

c) Forza orizzontale di collisione

La forza orizzontale di collisione è di 100 KN

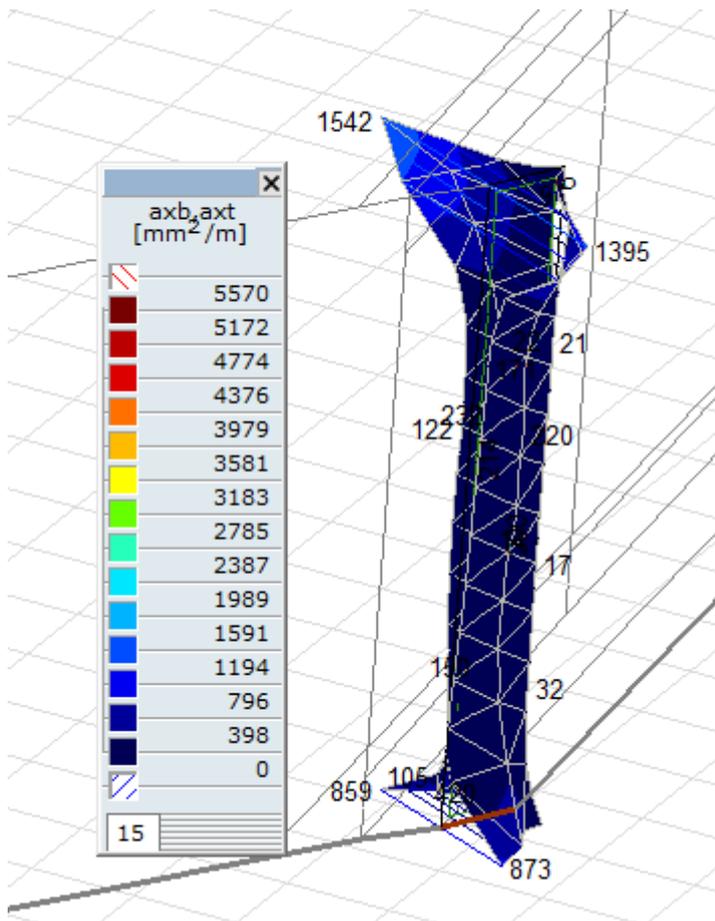
Si dispone l'armatura minima da regolamento

12. Muri di risvolto- verifiche slt



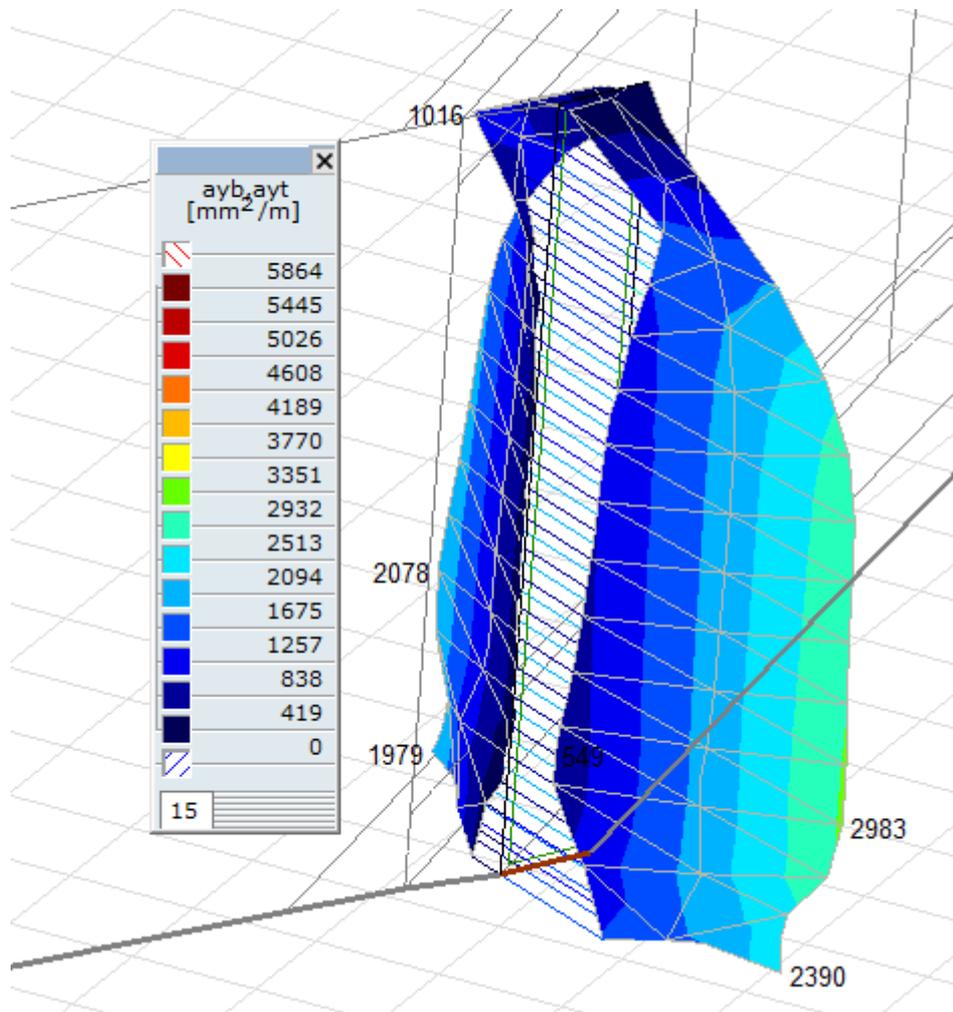
12.1. Armatura orizzontale

Le armature minime , allo stato limite ultimo , sono mostrate in figura:



12.2. Armatura verticale

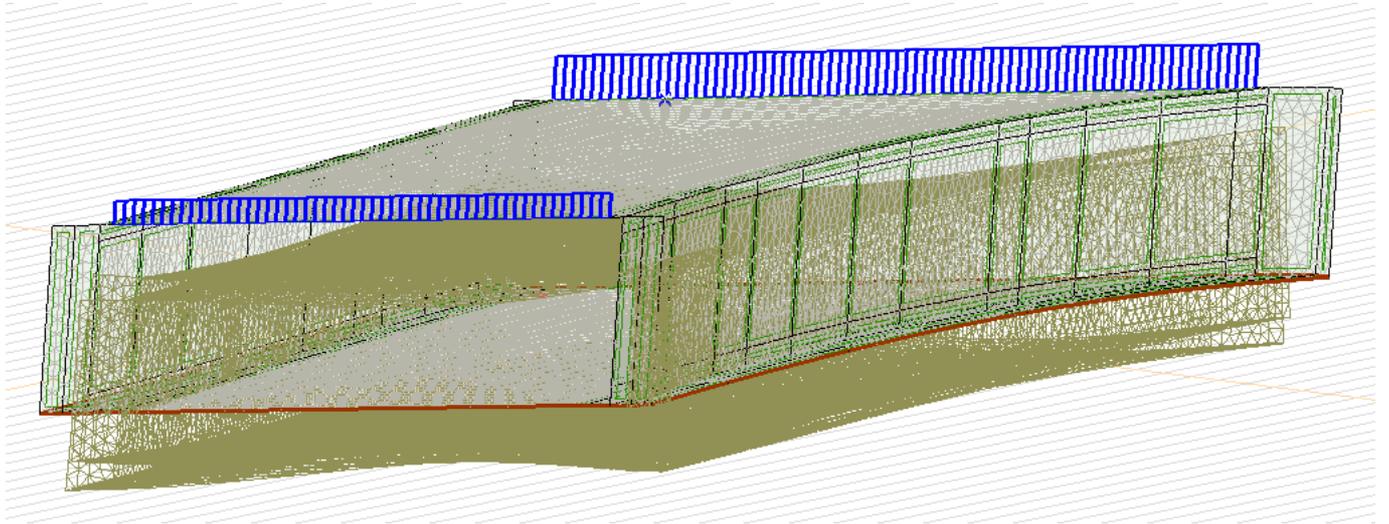
Le armature minime , allo stato limite ultimo , sono mostrate in figura:



13. Verifiche di deformabilit  dello scatolare

Le deformazioni verticali della soletta di copertura sono mostrate in figura:

a) Combinazioni rare

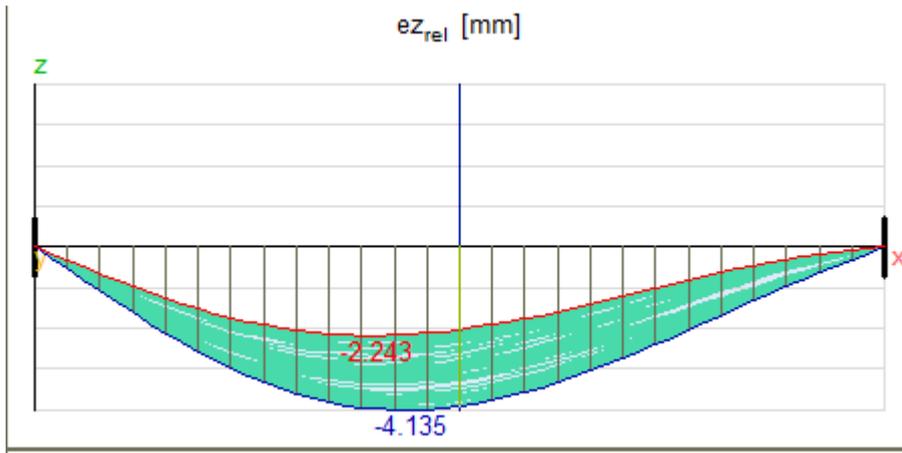


Spostamenti nodali [Lineare,(SLE Caratteristica) Critico, copertura]

	C	min. max.	eX [mm]	eY [mm]	eZ [mm]	eR [mm]	fX [rad]	fY [rad]	fZ [rad]	fR [rad]	Combinazione critica
6434		max	2.485	-3.895	-14.880	15.581	-0.00044	-0.00034	0.00039	0.00067	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (traffico-uniformi-1+0.75*MOV4-006+0.75*FREN...
3323		max	2.484	-3.895	-14.879	15.580	-0.00044	-0.00034	0.00037	0.00066	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (traffico-uniformi-1+0.75*MOV4-006+0.75*FREN...
9350	eY	min	-0.731	-13.340	-10.879	17.229	0.00091	0.00011	0.00037	0.00099	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (traffico-uniformi-1+0.75*MOV8-004+0.75*FREN...
9351		min	-0.732	-13.350	-10.870	17.231	0.00091	0.00011	0.00035	0.00098	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (traffico-uniformi-1+0.75*MOV8-004+0.75*FREN...
2970		min	-0.731	-13.345	-10.874	17.230	0.00091	0.00011	0.00038	0.00099	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (traffico-uniformi-1+0.75*MOV8-004+0.75*FREN...
7024		max	-1.609	8.269	-9.292	12.536	-0.00035	-0.00032	0.00031	0.00057	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (0.75*MOV8-014+0.75*FRENAMENTO++RITIRO-...
7025		max	-1.609	8.262	-9.290	12.536	-0.00035	-0.00032	0.00030	0.00056	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (0.75*MOV8-014+0.75*FRENAMENTO++RITIRO-...
3316		max	-1.609	8.260	-9.291	12.536	-0.00035	-0.00032	0.00032	0.00057	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {spinta-traffico} (traffico-uniformi-1+0.75*MOV8-004+0.75*FREN...
4311	eZ	min	1.204	-7.411	-20.304	21.648	0.00060	-0.00033	0.00041	0.00080	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-010} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
4312		min	1.292	-7.206	-20.299	21.579	0.00052	-0.00036	0.00042	0.00075	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-010} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
14...		min	1.248	-7.309	-20.309	21.620	0.00056	-0.00034	0.00041	0.00078	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-010} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
7024		max	-1.823	7.263	-8.638	11.432	-0.00029	-0.00035	0.00029	0.00054	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-014} (0.75*FRENAMENTO++RITIRO-DIFFERENZIALE+0.75*...
7025		max	-1.824	7.266	-8.635	11.431	-0.00029	-0.00035	0.00027	0.00053	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-014} (0.75*FRENAMENTO++RITIRO-DIFFERENZIALE+0.75*...
3316		max	-1.824	7.264	-8.636	11.431	-0.00029	-0.00035	0.00029	0.00054	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-014} (0.75*FRENAMENTO++RITIRO-DIFFERENZIALE+0.75*...
9325	eR	min	-2.311	1.024	-9.648	9.973	0.00053	0.00002	0.00025	0.00059	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-005} (0.75*spinta-traffico+0.75*FRENAMENTO-+0.75*MO...
9329		min	-2.326	1.146	-9.623	9.966	0.00056	0.00006	0.00026	0.00062	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-005} (0.75*spinta-traffico+0.75*FRENAMENTO-+0.75*MO...
4334		min	-2.318	1.085	-9.633	9.967	0.00054	0.00004	0.00025	0.00060	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-005} (0.75*spinta-traffico+0.75*FRENAMENTO-+0.75*MO...
4335		min	-2.334	1.208	-9.621	9.974	0.00057	0.00008	0.00025	0.00063	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-005} (0.75*spinta-traffico+0.75*FRENAMENTO-+0.75*MO...
4309		max	1.048	-7.821	-20.156	21.645	0.00075	-0.00028	0.00039	0.00089	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-011} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
4310		max	1.126	-7.619	-20.252	21.667	0.00068	-0.00030	0.00040	0.00084	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-010} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
4311		max	1.204	-7.411	-20.304	21.648	0.00060	-0.00033	0.00041	0.00080	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-010} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
14...		max	1.092	-7.717	-20.208	21.659	0.00071	-0.00029	0.00040	0.00086	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-011} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...
14...		max	1.160	-7.513	-20.284	21.661	0.00065	-0.00031	0.00040	0.00082	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {MOV1-010} (0.75*spinta-traffico+traffico-uniformi-1+0.75*FREN...

Lo spostamento verticale elastico istantaneo assoluto massimo della copertura   di 21.7 mm

Gli spostamenti relativi elastici istantanei del cordolo ai bordi della soletta sono mostrati in figura:



Si ha $L/ez=19317/4.135=4672$

Lo spostamento viscoso è di $ez_visc=(2.5 \times 4.135)^2=20.68$ mm in cui 2.5 è il coefficiente di viscosità e 2 è un coefficiente maggiorativo dovuto alla fessurazione

Lo spostamento complessivo elastico e differito è di $4.135+20.68=24.81$ mm

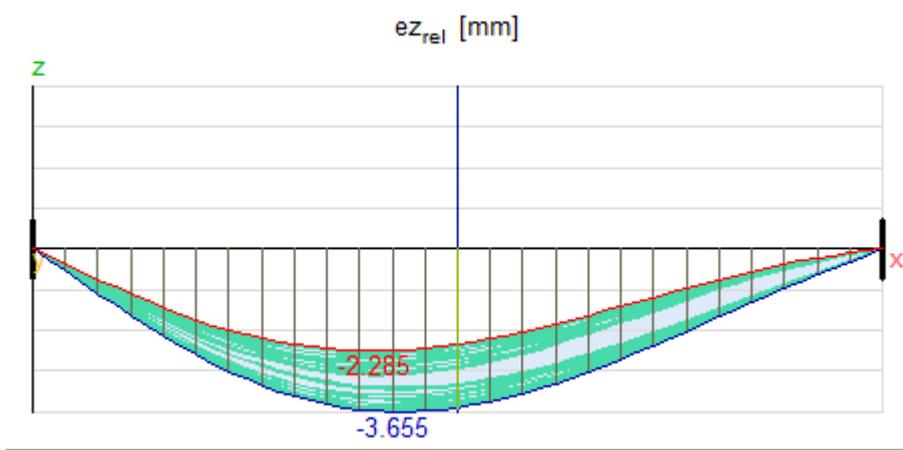
Si ha $L/ez=19317/24.81=779$

b) Combinazioni frequenti

Spostamenti nodali [Lineare,(SLE Frequente) Critico, copertura]											
	C	min.	eX	eY	eZ	eR	fX	fY	fZ	fR	Combinazione critica
		max.	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[rad]	[rad]	[rad]	[rad]	
Ext.											
9335	eX	min	-3.388	2.081	-10.417	11.150	0.00062	0.00010	0.00033	0.00071	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
6435		max	2.286	-3.903	-14.393	15.087	-0.00041	-0.00033	0.00033	0.00062	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
6434		max	2.287	-3.904	-14.395	15.089	-0.00041	-0.00033	0.00037	0.00064	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
3323		max	2.286	-3.903	-14.394	15.088	-0.00041	-0.00033	0.00035	0.00063	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
9350	eY	min	-0.626	-12.312	-10.466	16.172	0.00077	0.00012	0.00036	0.00086	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
9351		min	-0.626	-12.322	-10.458	16.173	0.00077	0.00012	0.00035	0.00085	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
2970		min	-0.626	-12.317	-10.462	16.173	0.00077	0.00012	0.00037	0.00086	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
7024		max	-1.691	7.574	-8.857	11.776	-0.00028	-0.00034	0.00030	0.00053	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
7025		max	-1.692	7.577	-8.854	11.776	-0.00028	-0.00034	0.00029	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
3316		max	-1.692	7.575	-8.856	11.776	-0.00028	-0.00034	0.00031	0.00053	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*spinta-traffico} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
4311	eZ	min	1.311	-6.460	-18.862	19.980	0.00051	-0.00028	0.00038	0.00069	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
4312		min	1.388	-6.265	-18.853	19.915	0.00043	-0.00030	0.00039	0.00065	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
14862		min	1.272	-6.558	-18.846	19.995	0.00054	-0.00026	0.00037	0.00071	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
14863		min	1.349	-6.363	-18.864	19.954	0.00047	-0.00029	0.00038	0.00067	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
7024		max	-1.771	7.180	-8.732	11.443	-0.00028	-0.00034	0.00029	0.00053	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-014} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
7025		max	-1.772	7.182	-8.730	11.442	-0.00028	-0.00034	0.00027	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-014} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
3316		max	-1.772	7.181	-8.731	11.443	-0.00028	-0.00034	0.00029	0.00053	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-014} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
9325	eR	min	-2.126	1.294	-10.028	10.332	0.00048	0.00003	0.00024	0.00054	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-005}
9329		min	-2.140	1.409	-10.013	10.335	0.00051	0.00007	0.00024	0.00056	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-005}
4333		min	-2.120	1.238	-10.041	10.337	0.00047	0.00002	0.00024	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-005}
4334		min	-2.133	1.351	-10.018	10.331	0.00049	0.00005	0.00024	0.00055	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {0.75*MOV1-005}
4310		max	1.234	-6.656	-18.818	19.999	0.00058	-0.00025	0.00037	0.00073	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
4311		max	1.311	-6.460	-18.862	19.980	0.00051	-0.00028	0.00038	0.00069	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
14861		max	1.196	-6.754	-18.778	19.991	0.00062	-0.00024	0.00037	0.00076	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)
14862		max	1.272	-6.558	-18.846	19.995	0.00054	-0.00026	0.00037	0.00071	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {traffico-uniformi-1} (RITIRO-DIFFERENZIALE)

Lo spostamento verticale elastico istantaneo assoluto massimo della copertura è di 20.0 mm

Gli spostamenti elastici istantanei relativi del cordolo ai bordi della soletta sono mostrati in figura:



Si ha $L/ez=19317/3.655=5285$

Lo spostamento viscoso è di $ez_visc=(2.5 \times 3.655)^2=18.28$ mm in cui 2.5 è il coefficiente di viscosità e 2 è un coefficiente maggiorativo dovuto alla fessurazione

Lo spostamento complessivo elastico e differito è di $3.655+18.28=21.94$ mm

Si ha $L/ez=19317/21.94=880$

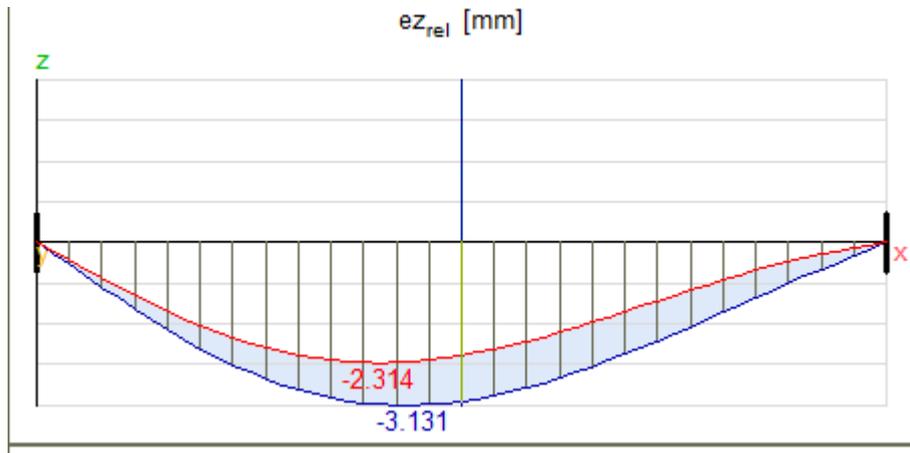
c) Combinazioni quasi permanenti

Spostamenti nodali [Lineare, (SLE Quasi permanente) Critico, copertura]

	C	min. max.	eX [mm]	eY [mm]	eZ [mm]	eR [mm]	fX [rad]	fY [rad]	fZ [rad]	fR [rad]	Combinazione critica
Ext.											
9335	eX	min	-3.267	1.908	-10.490	11.152	0.00062	0.00010	0.00031	0.00070	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
6435		max	2.174	-3.658	-14.413	15.028	-0.00041	-0.00033	0.00032	0.00061	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
6434		max	2.175	-3.658	-14.415	15.030	-0.00041	-0.00033	0.00035	0.00063	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
3323		max	2.174	-3.658	-14.414	15.029	-0.00041	-0.00033	0.00033	0.00062	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
9350	eY	min	-0.468	-11.586	-10.442	15.605	0.00074	0.00013	0.00034	0.00082	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
9351		min	-0.469	-11.595	-10.434	15.606	0.00074	0.00013	0.00032	0.00082	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
2970		min	-0.469	-11.591	-10.438	15.605	0.00074	0.00013	0.00035	0.00083	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
7024		max	-1.736	7.112	-8.812	11.456	-0.00027	-0.00034	0.00029	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
7025		max	-1.737	7.114	-8.809	11.455	-0.00027	-0.00034	0.00027	0.00051	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
3316		max	-1.737	7.113	-8.810	11.456	-0.00027	-0.00034	0.00029	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
4311	eZ	min	1.309	-6.284	-17.992	19.102	0.00045	-0.00026	0.00037	0.00064	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
4312		min	1.385	-6.089	-17.975	19.029	0.00038	-0.00028	0.00038	0.00061	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
14862		min	1.271	-6.382	-17.981	19.123	0.00049	-0.00025	0.00037	0.00066	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
14863		min	1.347	-6.187	-17.990	19.071	0.00042	-0.00027	0.00038	0.00062	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
7024		max	-1.736	7.112	-8.812	11.456	-0.00027	-0.00034	0.00029	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
7025		max	-1.737	7.114	-8.809	11.455	-0.00027	-0.00034	0.00027	0.00051	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
3316		max	-1.737	7.113	-8.810	11.456	-0.00027	-0.00034	0.00029	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
9320	eR	min	-2.068	1.421	-10.224	10.528	0.00042	0.00001	0.00024	0.00049	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno]
9325		min	-2.081	1.535	-10.201	10.523	0.00045	0.00004	0.00024	0.00051	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno]
9329		min	-2.094	1.650	-10.192	10.535	0.00047	0.00008	0.00024	0.00054	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno]
4332		min	-2.061	1.365	-10.240	10.534	0.00042	0	0.00024	0.00048	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno]
4333		min	-2.074	1.478	-10.211	10.524	0.00043	0.00003	0.00024	0.00050	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno]
4334		min	-2.087	1.592	-10.194	10.526	0.00046	0.00006	0.00024	0.00052	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno]
4309		max	1.159	-6.676	-17.679	19.120	0.00059	-0.00021	0.00036	0.00072	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
4310		max	1.234	-6.480	-17.959	19.132	0.00052	-0.00023	0.00037	0.00068	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
4311		max	1.309	-6.284	-17.992	19.102	0.00045	-0.00026	0.00037	0.00064	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
14861		max	1.196	-6.578	-17.925	19.131	0.00056	-0.00022	0.00036	0.00070	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}
14862		max	1.271	-6.382	-17.981	19.123	0.00049	-0.00025	0.00037	0.00066	[perm-strutt+perm-non-strutt+spinta-terreno] {RITIRO-DIFFERENZIALE}

Lo spostamento verticale elastico istantaneo assoluto massimo della copertura è di 20.0 mm

Gli spostamenti relativi elastici istantanei del cordolo ai bordi della soletta sono mostrati in figura:



Si ha $L/e_z=19317/3.131=6169$

Lo spostamento viscoso è di $e_{z_{visc}}=(2.5 \times 3.13)^2=15.65$ mm in cui 2.5 è il coefficiente di viscosità e 2 è un coefficiente maggiorativo dovuto alla fessurazione

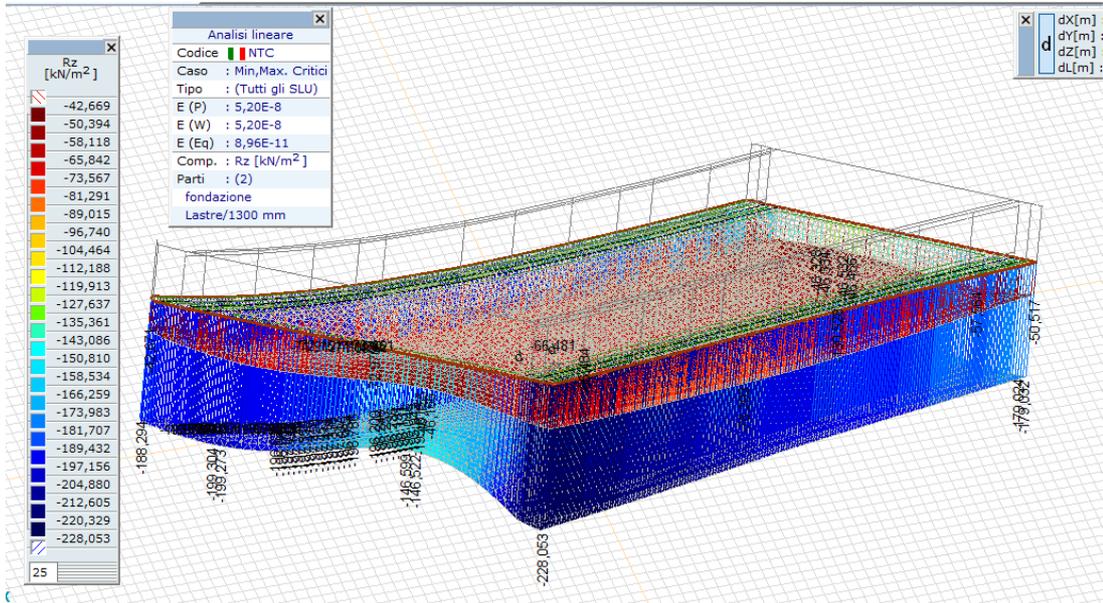
Lo spostamento complessivo elastico e differito è di $3.131+15.65=18.78$ mm

Si ha $L/e_z=19317/18.78=1029$

14. Pressioni nel terreno di fondazione

a) Combinazioni di carico non sismiche

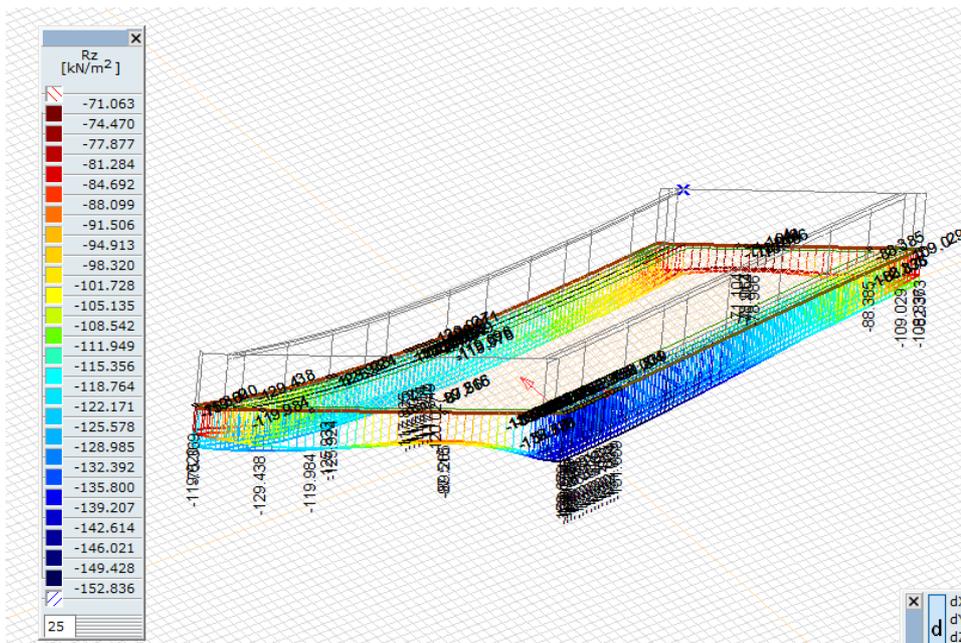
Nel seguente diagramma sono mostrate le pressioni agenti nel terreno di fondazione allo stato limite ultimo



La pressione normale massima , allo SLU , è di 228 KN/m²

b) Combinazioni di carico sismiche

Nel seguente diagramma sono mostrate le pressioni agenti nel terreno di fondazione allo stato limite SLV



La pressione normale massima , allo SLV , è di 153 KN/m²