

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

LINEA FERROVIARIA FS Bologna-Padova pk12+467

Cavalcaferrovia ex79T - F.S. - 12+467

Relazione di calcolo opere civili

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE -- SCALA VARIE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	IN	T03	CV79F	00000	R	S T R	2652	- 2	

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068		SUPPORTO SPECIALISTICO: Ing. Paolo Maestrelli Ord. Ingg. Genova N. 6972				REVISIONE	
							n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
							3	
							4	

	VISTO DEL COMMITTENTE	VISTO DEL CONCEDENTE
	 IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA A14: BOLOGNA–BARI–TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE – BOLOGNA SAN LAZZARO

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
CAVALCAVIA ex79T
SPALLA SCATOLARE**

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE CIVILI



INDICE

1	GENERALITA'	6
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
3	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA	8
3.1	Criteri e definizione dell'azione sismica	8
3.2	Verifiche di resistenza	13
3.2.1	Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi	13
3.3	Verifiche agli stati limite di esercizio	14
3.3.1	Definizione degli stati limite di fessurazione	14
3.3.2	Condizioni ambientali	14
3.3.3	Sensibilità delle armature alla corrosione	14
3.3.4	Scelta degli stati limite di fessurazione	15
3.3.5	Verifiche allo stato limite di fessurazione	15
3.3.6	Verifiche delle tensioni in esercizio	16
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	17
4.1	Calcestruzzo per magrone	17
4.2	Calcestruzzo	17
4.3	Acciaio per cemento armato	17
4.3.1	Copriferro minimo e copriferro nominale	18
4.3.2	Durabilità e prescrizioni sui materiali	18
4.4	Acciaio per carpenteria metallica	19
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	20
6	MODELLAZIONE	23
6.1	Programma di calcolo	23
6.1.1	Modellazione adottata in fase provvisoria	24
6.1.2	Modellazione adottata in fase definitiva	26
7	ANALISI DEI CARICHI COMBINAZIONI	31
7.1	Carichi in fase provvisoria	31
7.1.1	Pesi propri	31
7.1.2	Pesi permanenti verticali su soletta superiore	31
7.1.3	Permanenti orizzontali – spinta del terreno	31
7.1.4	Carichi mobili verticali sulla soletta superiore	32
7.1.5	Spinta del sovraccarico sul rilevato	35
7.1.6	Carichi mobili verticali sulla soletta di fondazione	35
7.1.7	Frenature all'avviamento	35
7.2	Carichi in fase definitiva	37
7.2.1	Pesi propri	37
7.2.2	Pesi permanenti verticali su soletta superiore	37
7.2.3	Permanenti orizzontali – spinta del terreno	37
7.2.4	Permanenti orizzontali – spinta del ballast	39
7.2.5	Carichi mobili verticali sulla soletta superiore	40
7.2.6	Spinta del sovraccarico sul rilevato	40
7.2.7	Carichi derivanti dall'impalcato	41
7.2.8	Carichi sismici	56

7.3	Combinazioni	59
8	SOLLECITAZIONI	63
8.1	Fase provvisoria.....	63
8.2	Fase definitiva	74
8.2.1	Platea di fondazione.....	76
8.2.2	Soletta superiore livello ballast	87
8.2.3	Soletta superiore livello appoggi.....	99
8.2.4	Muro frontale	110
8.2.5	Muro centrale	129
8.2.6	Muro esterno	148
9	VERIFICHE STRUTTURALI E FESSURATIVE	167
9.1.1	Soletta superiore livello ballast – fase provvisoria.....	167
9.1.2	Platea di fondazione.....	172
9.1.3	Soletta superiore livello ballast – fase definitiva	180
9.1.4	Soletta superiore livello appoggi.....	188
9.1.5	Muro frontale sp 140.....	196
9.1.6	Muro centrale sp 160	204
9.1.7	Muro esterno sp 120.....	212
9.2	Verifiche strutturali Pali.....	220
9.2.1	Sollecitazioni di calcolo – spalla appoggi fissi	220
9.2.2	Verifiche strutturali – Spalla appoggi fissi.....	225
9.2.3	Sollecitazioni di calcolo – spalla appoggi mobili.....	239
9.2.4	Verifiche strutturali – Spalla appoggi mobili.....	245
10	DEFORMAZIONI	259

1 GENERALITA'

La presente relazione riguarda le strutture necessarie per la realizzazione del cavalcavia ferroviario denominato CV03. Tale scavalco prevede la realizzazione di un ponte ad arco di luce 85 mt in acciaio calcestruzzo poggianti su due spalle monolitiche in conglomerato cementizio armato.

In progetto le spalle risultano realizzate attraverso uno scatolare a doppia canna gettato in opera al di sotto della sede ferroviaria. Successivamente viene interrotto il traffico ferroviario e rimosso il rilevato tra le due spalle (nuova ed esistente) e varato il ponte sul tracciato definitivo.

La spalla ferroviaria presenta una sezione trasversale a due canne di dimensioni interne 4.90 x 4.60 mt e 1.9 x 3.10 mt con uno sviluppo di canna pari a 15,40 mt in asse al tracciato.

Il tutto è completato da due blocchi di fondazione esterni poggianti su pali di grosso diametro, solidarizzati al corpo spalla scatolare tramite dei setti trapezi..

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di strutture interrato con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario, con applicazione della Normativa D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

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

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 D – Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

3 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 17 gennaio 2018) si adottano criteri probabilistici, effettuando il dimensionamento e le verifiche attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza, la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti

alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 2.5.1.8.3.2.1 del manuale di progettazione), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1. (NTC) e alla Circ. 617 § 7.10.6.1. (nella quale si afferma che il sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU, fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD), consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica
- F_0 e TC^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento, definite in precedenza.

E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -200 / \ln(1 - 0.10) = 1898 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e TC^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è adimensionale, TC^* è espresso in secondi.

L'opera ricade all'incirca alla **Lat. 44.5075°, Long. 11.3514°**; i corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono quindi:

- $a_g = 0,2596 \text{ g}$
- $F_0 = 2,450$

- $T^*c=0,32s$

Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno di fondazione descritta nella relazione geotecnica e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in **Categoria C**:

“Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a frana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250 kPa$ nei terreni a grana fina)”.

Da ciò si ricava il parametro $S = S_s \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta quindi:

$$S_s (SLV) = 1,70 - 0,60 \times F_0 \times a_g / g = 1,32.$$

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è assunto pari a:

$$S_T = 1,00$$

Il calcolo dell'azione sismica viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV) = S \times a_g$$

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m = 1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$k_h = 0,34$$

$$k_v = 0,17$$

Le spinte delle terre, considerando la struttura una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo.

In condizione sismica, il k_a è stato determinato attraverso la formula di Monobe-Okabe:

$$\begin{aligned} \text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \\ k_p &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi' \cdot \sin(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \\ 1. \quad \theta &= \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad 2. \quad \theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad 3. \quad \theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \end{aligned}$$

massima accelerazione al suolo
coefficiente stratigrafico

$$\begin{aligned} a_g/g &= 0,26 \quad (-) \\ S &= 1,32 \quad (-) \end{aligned}$$

peso di volume naturale del terreno
peso di volume secco del terreno
peso specifico dell'acqua

$$\begin{aligned} \gamma &= 19,0 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma_d &= 19,0 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma_w &= 10,0 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$



1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{\text{sat}}$)
3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro

$$r = 1$$

$$\begin{aligned} k_h &= 0,3379 & k_v &= 0,1690 \\ \theta^+ &= 16,12 \quad (^\circ) & \theta^- &= 22,13 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Da cui si ottiene:

$$k_{AE} (+) = 0.4682$$

$$k_{AE} (-) = 0.5888$$

$$P_{AE} = \frac{I}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per componente verticale delle forze d'inerzia verso l'alto

Da cui si ricava:

$$K_{tot} (+) = 0.5473 \quad \text{Coefficiente di spinta statica + sismica}$$

$$K_{tot} (-) = 0.4893 \quad \text{Coefficiente di spinta statica + sismica}$$

$$DK_{sisma} (+) = 0.2763$$

$$DK_{sisma} (-) = 0.2184$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

3.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M.17/01/18 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

3.2.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti" del D.M. 17 gennaio 2018.

3.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

3.3.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0 ;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

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

3.3.2 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

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

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie per quanto riguarda i pali di fondazione e aggressive per quanto riguarda la struttura della spalla stessa.

3.3.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;

- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

3.3.4 **Scelta degli stati limite di fessurazione**

I limiti di apertura delle fessure vengono determinati in accordo con il par. 2.5.1.8.3.2.4 del "Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture".

Ne consegue che per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive (secondo la tabella 4.1.III del D.M.2018) e per strutture a permanente contatto con il terreno la verifica viene eseguita considerando un'ampiezza limite delle fessure pari a $w_1 = 0.2$ mm.

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie la verifica viene invece eseguita considerando un'ampiezza limite delle fessure pari a $w_2 = 0.3$ mm.

3.3.5 **Verifiche allo stato limite di fessurazione**

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ϵ_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\epsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

3.3.6 **Verifiche delle tensioni in esercizio**

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

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

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

$$\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 30%.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

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

$$\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk}$$

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sotto elencati materiali.

4.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.2 Calcestruzzo

1) Per la realizzazione delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	= 33,20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	= 18,81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0,55 \cdot f_{ck}$	= 18.26 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 3,10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$	= 2,17 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,45 N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0,55 \cdot f_{ck}$	= 18.26 N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	→	$\sigma_c = 0,40 \cdot f_{ck}$	= 13.28 N/mm ²

4.3 Acciaio per cemento armato

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

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	≥ 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	→	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	→	$\sigma_c =$	$0,75 \cdot f_{yk} = 337.50$	N/mm ²

Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1,15$
 Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

4.3.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 50 mm per tutte le parti di struttura.

4.3.2 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 edita dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Pali CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
 Elevazione CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4-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 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

I pali si trovano in condizioni ambientali Ordinarie, le elevazioni in condizioni Aggressive.

4.4 Acciaio per carpenteria metallica

Per le carpenterie metalliche si adottano profili in acciaio del tipo S355 che presenta le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 355 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 510 MPa

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 17.01.2018)

- Tensione di progetto

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza delle opere in esame, la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna ed i parametri geotecnici di progetto per ogni opera.

Tabella: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza delle opere in esame

Unità	descrizione
A	Limo argilloso
A'	Limo argilloso
B	Ghiaia e sabbia
A''	Limo argilloso
R	Rilevato

Tabella: Caratterizzazione stratigrafico-geotecnica

Quota p.c.										
Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	c_v (m/sec ²)	c_u (KPa)	E_u (MPa)
0.0 ÷ 9.0	A	-	19	0	26	5	0.4	3E-07	50 +3.3 z	20

Unità	Peso di volume γ_k (kN/m ³)	Angolo di resistenza al taglio residuo ϕ_k (°)	Coesione efficace c'_k (kPa)	Modulo di Young di primo carico E_{VC} (MPa)	Modulo di Young di scarico/ricarico E_{UR} (MPa)
Rilevato	20	35	0	35	52.5
A	19	26	0	10	15

Si stima il coefficiente di Winkler:

Forma impronta fondazione

RETTANGOLARE

Lato B fondazione

1200 cm

Lato L fondazione

1300 cm

Angolo Ø attrito terreno

26,0 °

Coesione terreno

0,000 daN/cm²

Peso di volume γ terreno

1900 daN/m³

RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di MEYERHOF:

$$Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g$$

Nc (Coeff. portata)	0,00
Sc (Coeff. forma)	1,47
Dc (Coeff. prof.)	1,00
Nq (Coeff. portata)	11,85
Sq (Coeff. forma)	1,24
Dq (Coeff. prof.)	1,00
Ng (Coeff. portata)	8,00
Sg (Coeff. forma)	1,24
Dg (Coeff. prof.)	1,00

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C (N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g) \quad [C=0,4]$$

Kwink **4,51 daN/cm³**

Formula di HANSEN:

$$Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g$$

Nc (Coeff. portata)	0,00
Sc (Coeff. forma)	0,00
Dc (Coeff. prof.)	1,00
Nq (Coeff. portata)	11,85
Sq (Coeff. forma)	1,45
Dq (Coeff. prof.)	1,00
Ng (Coeff. portata)	7,94
Sg (Coeff. forma)	0,63
Dg (Coeff. prof.)	1,00

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C (N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g) \quad [C=0,4]$$

Kwink **2,28 daN/cm³**

Formula EUROCODICE 7:

$$Q_{ult} = c N_c S_c + g N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g$$

N _c (Coeff. portata)	0,00
S _c (Coeff. forma)	0,00
N _q (Coeff. portata)	11,85
S _q (Coeff. forma)	1,40
N _g (Coeff. portata)	10,59
S _g (Coeff. forma)	0,72

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C (N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g) \quad [C=0,4]$$

K_{wink} **3,49 daN/cm³**

Si utilizza K_w = **2,28 daN/cm³**.

6 MODELLAZIONE

6.1 Programma di calcolo

Il calcolo dello scatolare spalla viene condotto con il programma SAP2000® Version 20.0.0© Copyright Computers and Structures, Inc., 2017 .

Assumendo l'ipotesi di stato piano di deformazione, la tipologia strutturale adottata è quella di un portale rettangolare chiuso dalla trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione. Detta trave di fondazione può essere dotata eventualmente di due sbalzi laterali.

Il terreno in cui lo scatolare è immerso è suddiviso in tre strati a cui è possibile assegnare differenti caratteristiche geotecniche:

- ricoprimento gravante direttamente sul traverso (può avere anche spessore nullo);
- rinfiando a sinistra ed a destra dei due piedritti (può essere assente sia a sinistra che a destra);
- di fondazione.

Nel terreno di rinfiando può essere presente la falda a profondità variabile. All'interno dello scatolare può essere presente un battente d'acqua.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli spostamenti nell'ambito della elasticità lineare. Viene altresì utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale.

Gli incogniti spostamenti vengono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{in cui} \quad \begin{aligned} \mathbf{K} &= \text{matrice di rigidezza della struttura} \\ \mathbf{u} &= \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} &= \text{vettore forze nodali} \end{aligned}$$

Ottenuti gli spostamenti vengono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

6.1.1 Modellazione adottata in fase provvisoria

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti lineari. Per la mesh del calcolo (si rimanda alla figura sottostante) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Nella presente relazione si adotta un modulo di reazione verticale

$$K_s = 2.280 \text{ kN/m}^3$$

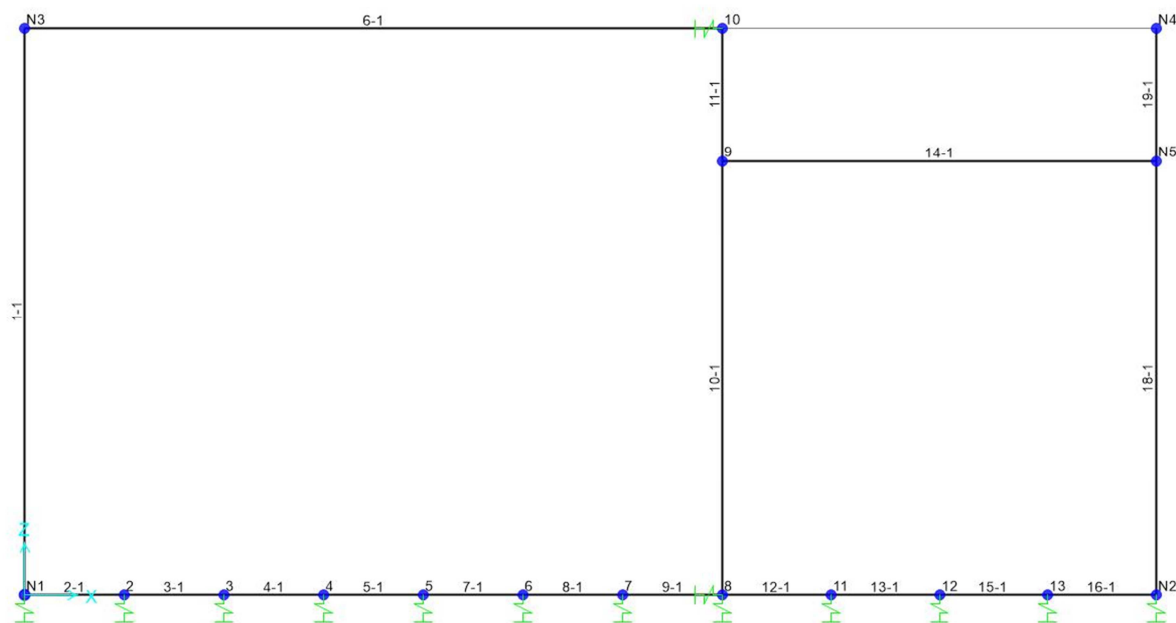
Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

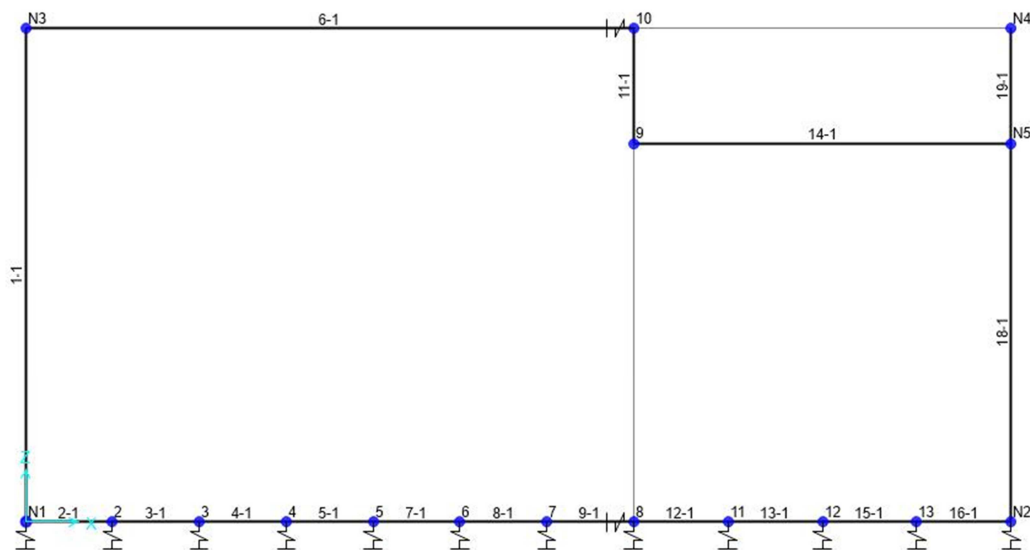
Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 32308 / 33345 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo ($R_{ck} = 35 / 40 \text{ N/mm}^2$)

Lo schema statico della struttura scatolare e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nella figura.



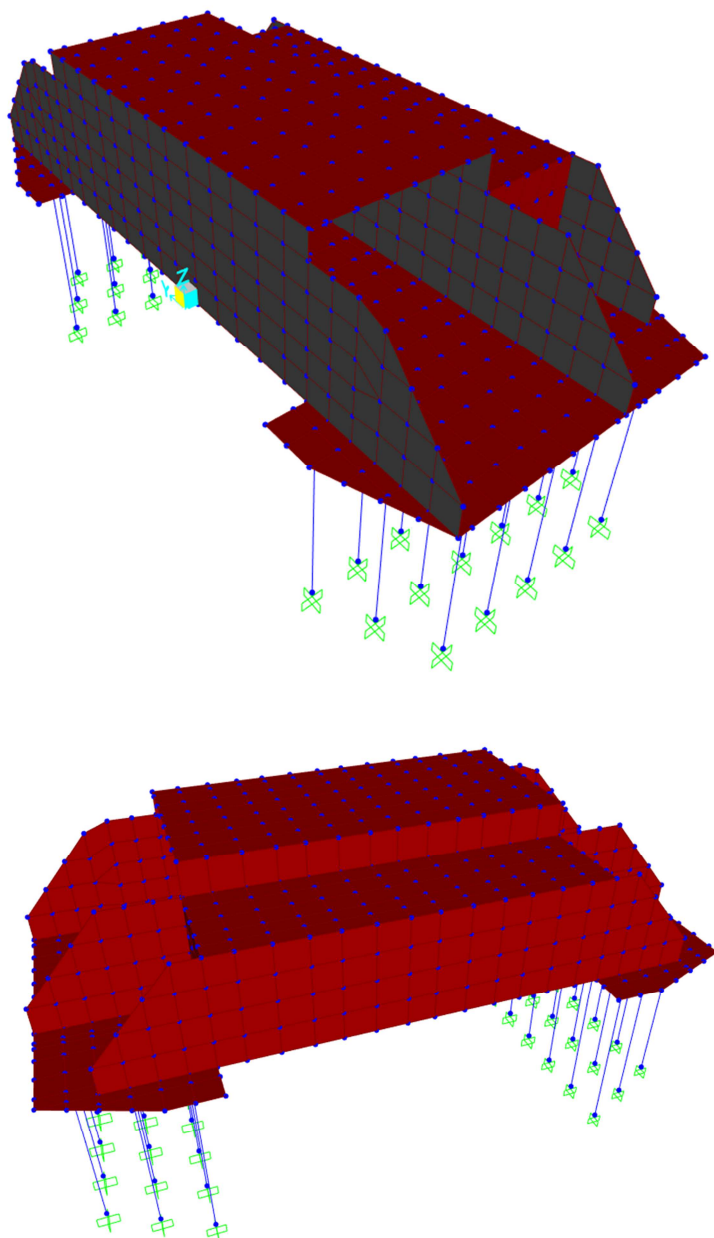
Numerazione dei nodi e delle aste schema di calcolo 1



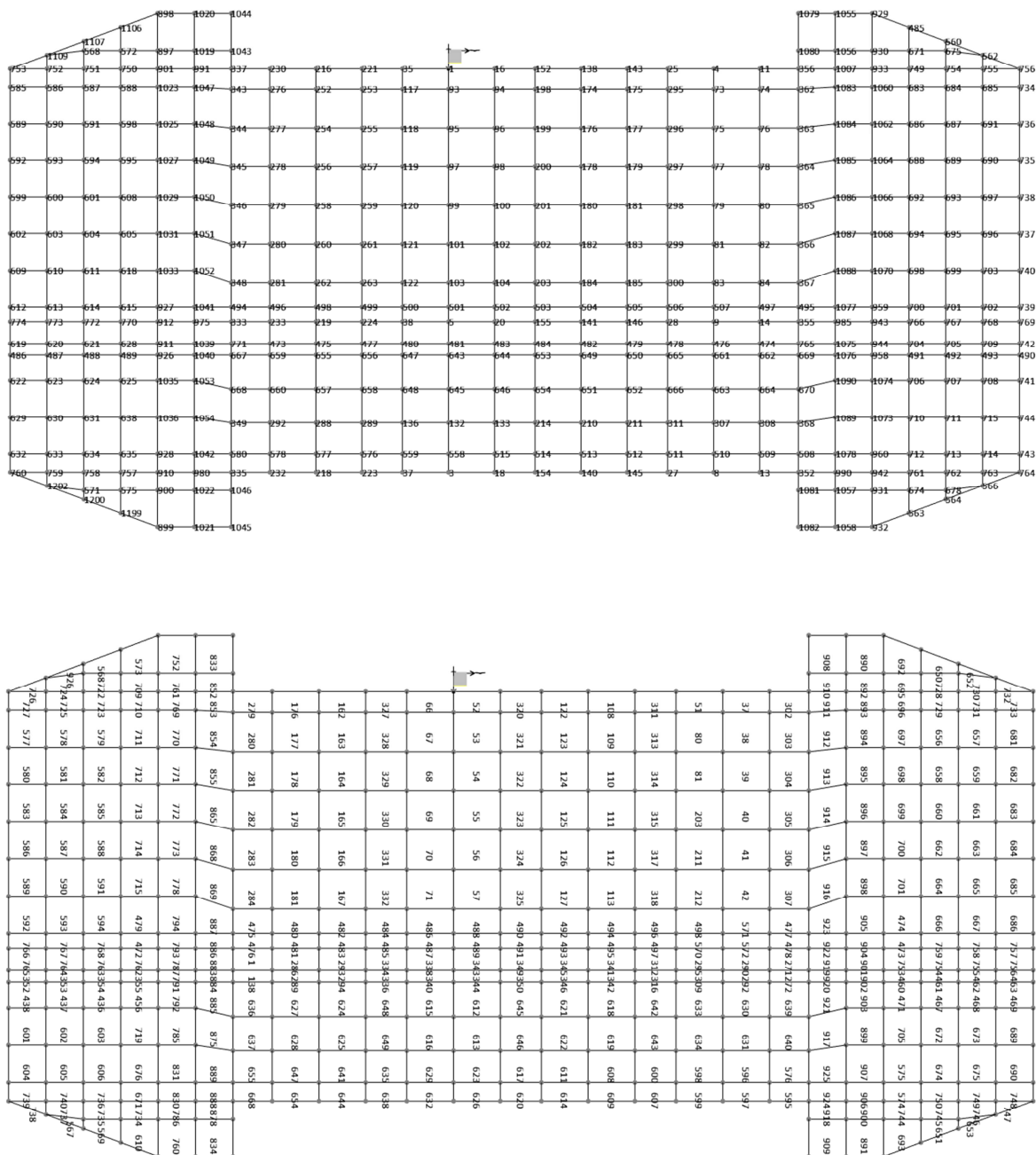
Numerazione dei nodi e delle aste schema di calcolo 2

6.1.2 Modellazione adottata in fase definitiva

La struttura viene modellata con elementi bidimensionali (shell) in campo elastico. Si individuano gli elementi caratteristici come i ritti laterali e centrale, la soletta superiore e inferiore, la quale è vincolata su fondazioni del tipo profondo modellate come elementi frame monodimensionali.



Vista generale 3D

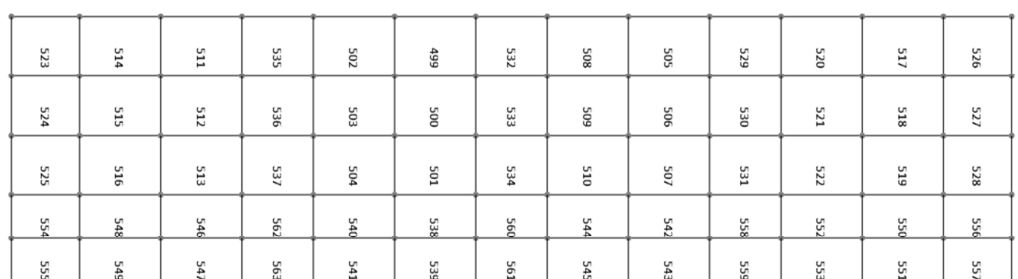
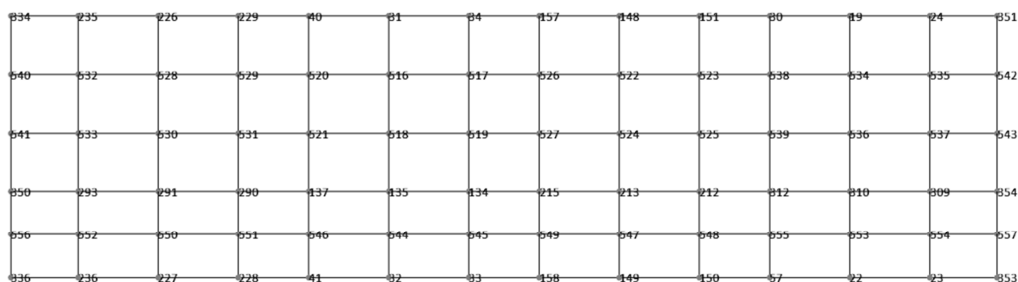


Numerazione aste e nodi fondazione

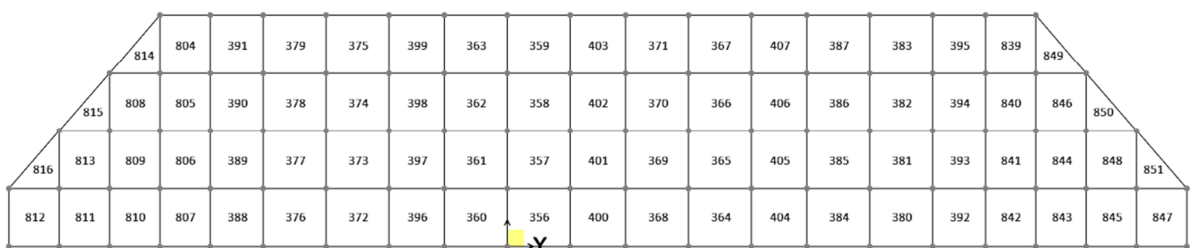
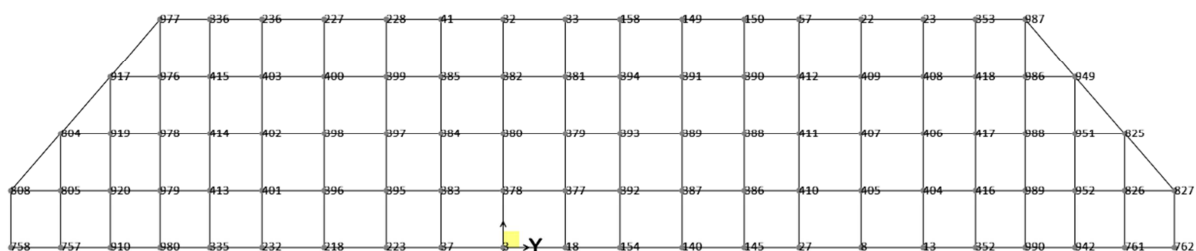
825	231	217	222	86	2	17	153	139	144	26	7	12	817
827	282	254	265	123	185	186	284	186	187	181	85	86	819
828	283	266	267	124	187	188	285	188	189	182	87	88	820
829	284	268	269	125	189	110	286	190	191	183	89	90	821
830	285	270	271	126	111	112	287	192	193	184	91	92	822
831	286	272	273	127	113	114	288	194	195	185	129	130	823
832	287	274	275	128	115	116	289	196	197	186	131	294	824
826	234	220	225	89	6	21	156	142	147	29	10	15	818

257	258	259	260	261	262	263	257	214	235	115	129	243	59	73	250	169	183	264
44	45	46	47	48	49	50	44	215	236	116	130	244	60	74	251	170	184	265
46	47	48	49	50			46	216	237	117	131	245	61	75	252	171	185	266
47	48	49	50				47	217	238	118	132	246	62	76	253	172	186	267
48	49	50					48	218	239	119	133	247	63	77	254	173	187	268
49	50						49	219	240	120	134	248	64	78	255	174	188	269
50							50	220	242	121	135	249	65	79	256	175	189	270

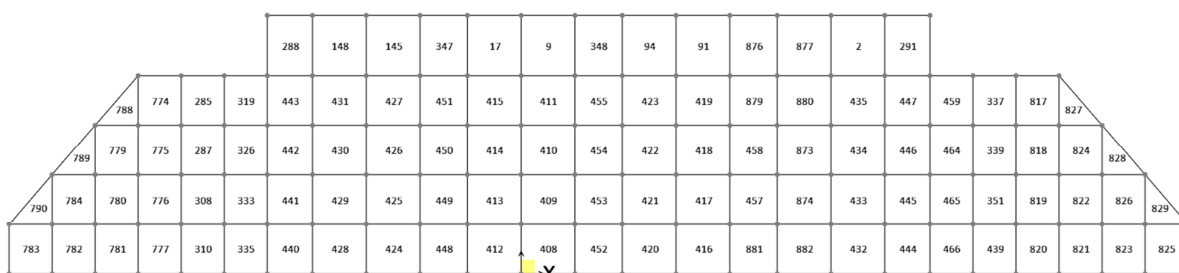
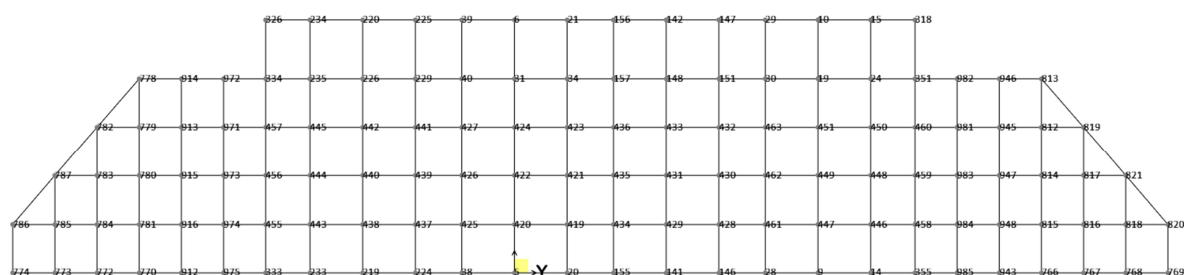
Numerazione aste e nodi soletta livello ballast



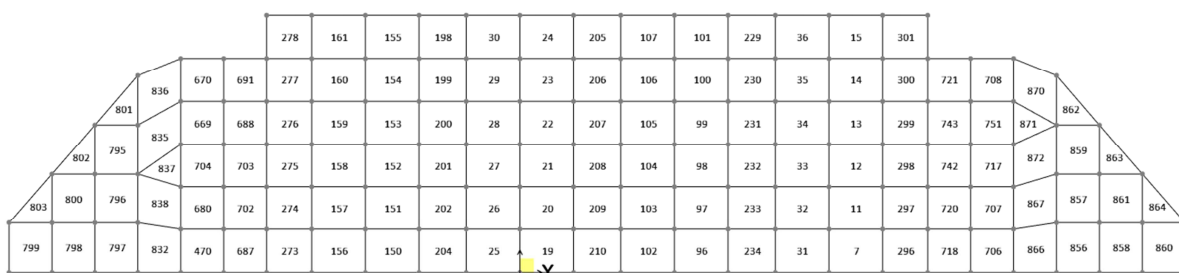
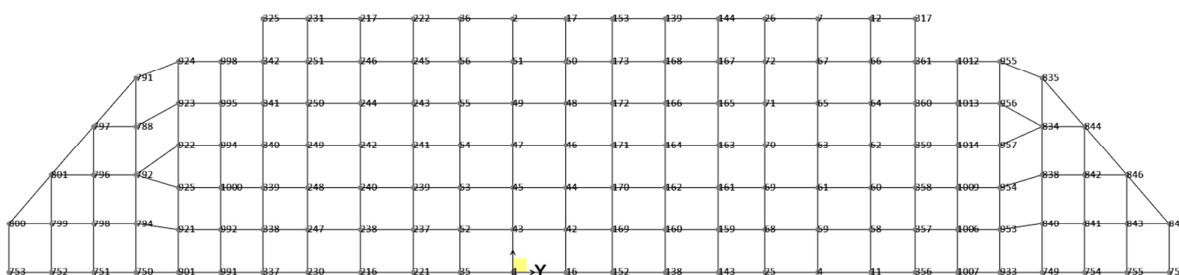
Numerazione aste e nodi soletta livello appoggi



Numerazione aste e nodi muro frontale



Numerazione aste e nodi muro centrale



Numerazione aste e nodi muro esterno

7 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico per ciascuna struttura componente l'opera.

7.1 Carichi in fase provvisoria

7.1.1 Pesi propri

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo e assegnato direttamente alle aste assumendo come peso specifico dei materiali:

- calcestruzzo armato: **25,00 kN/m³**

CONDIZIONE DI CARICO 'PESO_PROPRIO' g1

7.1.2 Pesi permanenti verticali su soletta superiore

In accordo con le prescrizioni delle Norme Tecniche 2018 §5.2.2.1.1 si assume come carico permanente da sommarsi al rilevato, il carico della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione valutabile assumendo un $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ per un'altezza di 0,85 mt media dal piano del ferro PF.

$$P_m = \gamma H = 18 \cdot 1.00 = \mathbf{18.00 \text{ kN/mq}}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'BALLAST' g2

7.1.3 Permanenti orizzontali – spinta del terreno

Il terreno a ridosso dello scatolare viene considerato come materiale da rilevato di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri caratteristici come riportano nel Capitolo 5:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$;

La spinta a riposo del terreno sui piedritti vengono determinate con i metodi sotto riportati.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$\mathbf{K_0 = 1 - \sin\Phi = 0,426}$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Le pressioni del terreno relative alle **spinte del terreno in assenza di falda** in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

-) Spinta a riposo

nodo N3 superiore ritto

$$P_{N3} = [20 * 1,50] * 0,426 = 12.78 \text{ kN/m}^2$$

nodo N1 inferiore ritto

$$P_{N1} = [20 * 7,50] * 0,426 = 63.9 \text{ kN/m}^2$$

[CONDIZIONE DI CARICO 'SP_TERRA' g2](#)

7.1.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Detta L_d la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2,60 m la larghezza della traversina:

$$L_d = 2,60 + 2 * 0,44 / 4 + 2 * 1,00 / 2 = 3,82 \text{ m}$$

Con 0,44 mt distanza tra sotto traversina a intradosso soletta superiore scatolare.

Incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo

L_ϕ = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

Caso 5.4) per sottovia di altezza libera > 5.0 m e luce libera < 8.0 m

$$L_\phi = k \cdot L_m$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$$

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

In questa situazione il coefficiente ϕ va ridotto di 0,9.

Nel caso in oggetto di luce doppia si considerano come luci le due lunghezze dei ritti terminali e tutti i traversi. Ne deriva che $k = 1,4$.

$$L_\phi = 1,4 \cdot (6,00 + 7,40 + 4,60 + 4,60) / 4 = 5,65 \text{ m} \quad \Rightarrow$$

$$\phi_2 = 0,9 \cdot [1,44 / (\sqrt{L_\phi} - 0,2) + 0,82] = 1,33$$

$$\phi_3 = 0,9 \cdot [2,16 / (\sqrt{L_\phi} - 0,2) + 0,73] = 1,55$$

Treno LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6,40 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

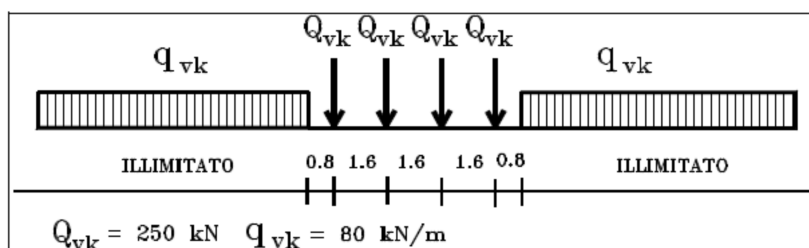


Figura: Treno di carico LM71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " α " (**Tabella 8.2.**), variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente " α "
	Ponti cat. "A"
LM71	1,1
SW/0	1,1

SW/2	1,0
------	-----

Tabella: Coefficiente di adattamento “ α ” in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n° RFI DTC SI PS MA IFS 001 D)

Per il sottopasso scatolare in oggetto, si considera la colonna relativa ai ponti di categoria “A”.
Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \cdot 4 / 6,4 = 156,25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

$$q_1 = q_{\text{equi}} \cdot \alpha / L_d \cdot \phi_3 = 156,25 \cdot 1,10 / 3,82 \cdot 1,55 = \mathbf{69,74 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q \cdot \alpha / L_d \cdot \phi_3 = 80 \cdot 1,10 / 3,82 \cdot 1,55 = \mathbf{35,71 \text{ kN/m}^2}$$

I carichi assiali del treno LM71 saranno dislocati sulla soletta superiore adottando il carico q_1 come carico verticale in modo da cogliere i massimi momenti e massimi tagli in soletta.

CONDIZIONE DI CARICO N. 'LM71'

Treno SW/2

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito

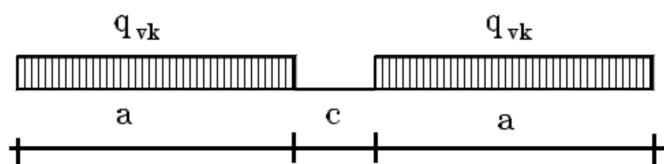


Figura: Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Figura e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3

SW/2	150	25.0	7.0
-------------	-----	------	-----

Tabella: Caratteristiche Treni di Carico SW

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

quindi

$$q = q_{vk} / L_d \cdot \phi_3 = 150 / 3,82 \cdot 1,55 = \mathbf{60,86 \text{ kN/m}^2}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'SW2'

7.1.5 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Considerando il carico distribuito equivalente da 80kN/m del treno LM71 si ottiene:

$$q_1 = q / L_d \cdot K_o = 80 / 3,82 \cdot 0,426 = 8,92 \text{ kN/m}^2$$

Per il treno SW/2 si ottiene:

$$q_2 = q_{vk} / L_d \cdot K_o = 150 / 3,82 \cdot 0,426 = \mathbf{16,73 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera, a favore di sicurezza, sempre la spinta del sovraccarico dovuta al treno SW/2.

CONDIZIONE DI CARICO 'Sv_sx'

CONDIZIONE DI CARICO 'Sv_dx'

7.1.6 Carichi mobili verticali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applica il carico pari a 10,00 kN/mq relativo ad eventuali mezzi d'opera che operano all'interno della canna.

CONDIZIONE DI CARICO 'ACC_INF'

7.1.7 Frenature avviamento

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

I valori caratteristici da considerare sono questi:

$$Q_{la,k} = 33[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 20[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Si considera il valore relativo alla frenatura per il modello di carico SW/2.

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta superiore (semilarghezza piattaforma ferroviaria) risultano:

Treno SW/2 - frenatura

$QI = 35,0 / Ld = 9,16 \text{ kN/m/m}$

CONDIZIONE DI CARICO 'FRENAMENTO'

7.2 Carichi in fase definitiva

Nella fase definitiva viene bloccato il traffico ferroviario e demolito porzione di rilevato antistante le due spalle al fine di realizzare la bretella autostradale e la tangenziale di Bologna e consentire l'installazione del nuovo impalcato metallico sugli appoggi definitivi.

Il manufatto diventa una spalla a tutti gli effetti soggetto alle azioni derivanti dall'impalcato e da tutti i carichi a tergo e sopra la spalla stessa oltre che dai carichi sismici.

7.2.1 Pesi propri

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo e assegnato direttamente alle aste assumendo come peso specifico dei materiali:

- calcestruzzo armato: **25,00 kN/m³**

CONDIZIONE DI CARICO 'PESO_PROPRIO' g1

7.2.2 Pesi permanenti verticali su soletta superiore

In accordo con le prescrizioni delle Norme Tecniche 2018 §5.2.2.1.1 si assume come carico permanente da sommarsi al rilevato, il carico della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione valutabile assumendo un $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ per un'altezza di 0,85 mt media dal piano del ferro PF.

$$P_m = \gamma H = 18 \cdot 1.00 = \mathbf{18.00 \text{ kN/mq}}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'BALLAST' g2

7.2.3 Permanenti orizzontali – spinta del terreno

Il terreno a ridosso dello scatolare viene considerato come materiale da rilevato di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri caratteristici come riportano nel Capitolo 5:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$;

Le spinte attive e a riposo del terreno sui piedritti vengono determinate con i metodi sotto riportati.

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della

teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

SPINTA ATTIVA

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2} = 0,271$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \Phi = 0,426$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Le pressioni del terreno relative alle **spinte del terreno in assenza di falda** in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

-) Spinta a riposo

nodo N3 superiore ritto

$$P_{N3} = [20 * 0,50] * 0,426 = 4.26 \text{ kN/m}^2$$

nodo N1 inferiore ritto

$$P_{N1} = [20 * 6,50] * 0,426 = 55.38 \text{ kN/m}^2$$

In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su ½ spessore della soletta superiore e su ½ spessore della fondazione.

$$P_{N3} = [20 * 0,50 / 2] * 0.5 * 0,426 = 1.07 \text{ kN/m}$$

$$P_{N1} = [20 * 6,50 + 20 * 7.00] / 2 * 0.5 * 0,426 = 28.76 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'SP_TERRA' g2

7.2.4 Permanenti orizzontali – spinta del ballast

Le pressioni del ballast in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

-) Spinta a riposo

nodo N3 superiore ritto e N1 inferiore ritto

$$P_{N3,N1} = [18] * 0,426 = 7.67 \text{ kN/m}^2$$

In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su ½ spessore della soletta superiore e su ½ spessore della fondazione.

$$P_{N3,N1} = [18] \cdot 0.5 \cdot 0.426 = 3.84 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'SP_BALLAST' g2

7.2.5 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Cautelativamente è stato considerato un carico distribuito su tutta la soletta superiore dello scatolare pari a 40 kN/m^2 .

Per la verifica della soletta stessa, sono stati invece utilizzati i carichi dei treni LM71 e SW/2; si faccia riferimento a quanto riportato al par. 7.1.4.

CONDIZIONE DI CARICO 'SOVRACC'

7.2.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Le pressioni del sovraccarico, considerando il carico distribuito uniforme pari a 40 kN/m^2 , in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

-) Spinta a riposo

nodo N3 superiore ritto e N1 inferiore ritto

$$P_{N3,N1} = [40] \cdot 0.426 = 17.04 \text{ kN/m}^2$$

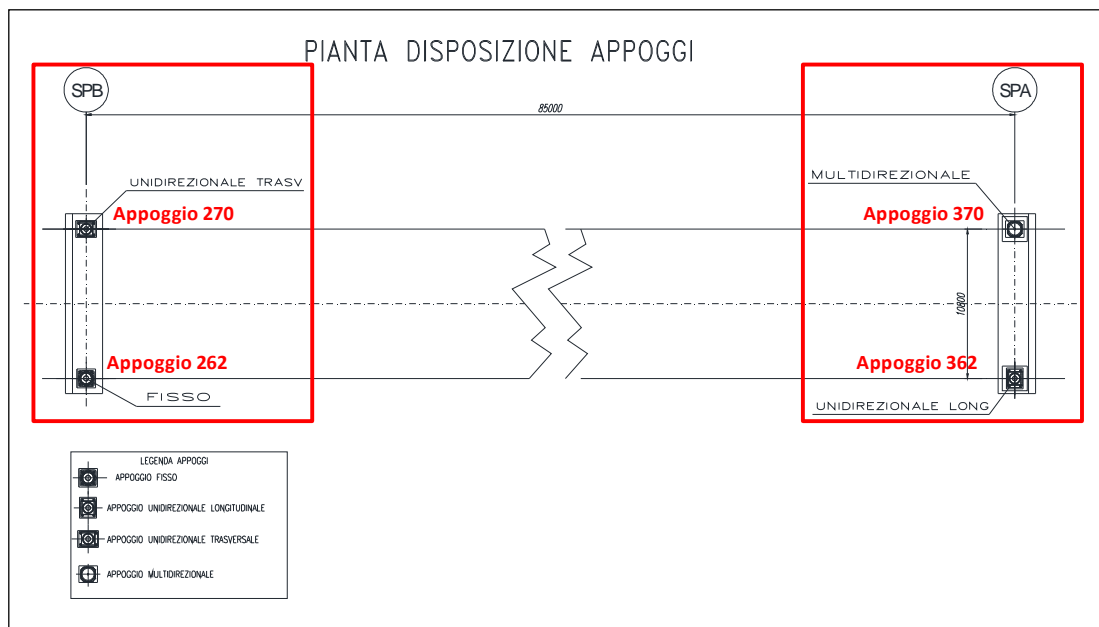
In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su $\frac{1}{2}$ spessore della soletta superiore e su $\frac{1}{2}$ spessore della fondazione.

$$P_{N3,N1} = [40] \cdot 0.5 \cdot 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'SP_SOVRACC'

7.2.7 Carichi derivanti dall'impalcato.

Si riporta lo schema degli appoggi:



Spalla B – Fissa

Load Combination A1STR	Load Combination A1STR - Max and Min vertical force			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	270	-10520	-405	900
	262	-9620	2295	0
	270	-23865	-1435	1118
	262	-23401	1258	0
	Load Combination A1STR - Max and Min transverse shear			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	270	-22519	-2164	1674
	262	-21019	2331	0
	270	-21019	2336	-1674
	262	-22519	-2169	0
	Load Combination A1STR - Max and Min transverse moment			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	270	-21314	-1816	1674
	262	-17657	2690	0
	270	-17657	2690	-1674
	262	-21314	-1815	0
	Load Combination A1STR - Max and Min longitudinal shear			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	270	-22219	1943	987
	262	-21319	4652	0
	270	-22219	-4643	987
	262	-21319	-1952	0
	Load Combination A1STR - Max and Min longitudinal moment			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	270	-22219	1943	987
	262	-21319	4652	0
	270	-22219	-4643	987
	262	-21319	-1952	0
	Load Combination A1STR - Max and Min torsional moment			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	270	-22519	-3036	1587
	262	-21019	1481	0
	270	-21019	4926	-1413
	262	-22519	409	0

Load Combination A2GEO

Load Combination A2GEO - Max and Min vertical force			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-10460	-351	780
262	-9680	1989	0
270	-19372	-1239	968
262	-18968	1095	0
Load Combination A2GEO - Max and Min transverse shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-18213	-1872	1450
262	-16913	2025	0
270	-16913	2029	-1450
262	-18213	-1876	0
Load Combination A2GEO - Max and Min transverse moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-17175	-1572	1450
262	-14015	2334	0
270	-14015	2334	-1450
262	-17175	-1571	0
Load Combination A2GEO - Max and Min longitudinal shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-17953	1676	855
262	-17173	4024	0
270	-17953	-4016	855
262	-17173	-1684	0
Load Combination A2GEO - Max and Min longitudinal moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-17953	1676	855
262	-17173	4024	0
270	-17953	-4016	855
262	-17173	-1684	0
Load Combination A2GEO - Max and Min torsional moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-18213	-2623	1375
262	-16913	1291	0
270	-16913	4261	-1225
262	-18213	347	0

Load Combination SISMICA_SLV

Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min vertical force			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-9685	8413	3961
262	-7795	16742	0
270	-14936	-7615	-3916
262	-16730	-15945	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min transverse shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14777	-10717	9536
262	-8343	18766	0
270	-10422	11471	-9536
262	-16856	-18014	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min transverse moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14569	-10657	9536
262	-7763	18828	0
270	-9843	11532	-9536
262	-16649	-17953	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min longitudinal shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-10304	8819	3961
262	-8570	17150	0
270	-14895	-8819	-3931
262	-16629	-17150	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min longitudinal moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-10304	8819	3961
262	-8570	17150	0
270	-14895	-8819	-3931
262	-16629	-17150	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min torsional moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14777	-10868	9521
262	-8343	18620	0
270	-10422	11918	-9491
262	-16856	-17570	0

Load Combination RARA_FESSURAZIONE

Load Combination RARA_FESS - Max and Min vertical force			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14156	-1222	1096
262	-12159	1778	0
270	-14882	-1123	690
262	-14463	672	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min transverse shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14156	-1222	1096
262	-12159	1778	0
270	-13156	1778	-1096
262	-13159	-1222	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min transverse moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14480	-1434	1096
262	-12290	1573	0
270	-12290	1573	-1096
262	-14480	-1433	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min longitudinal shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14201	861	672
262	-13601	2665	0
270	-14201	-2661	672
262	-13601	-865	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min longitudinal moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14201	861	672
262	-13601	2665	0
270	-14201	-2661	672
262	-13601	-865	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min torsional moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
270	-14156	-1472	1096
262	-12159	1535	0
270	-13156	2732	-904
262	-13159	-275	0

Load Combination RARA

Load Combination RARA - Max and Min vertical force			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-13411	-1310	1060
262	-11788	1690	0
270	-16824	-981	750
262	-16525	815	0
Load Combination RARA - Max and Min transverse shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-15889	-1462	1120
262	-14889	1534	0
270	-14889	1538	-1120
262	-15889	-1466	0
Load Combination RARA - Max and Min transverse moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-15058	-1222	1120
262	-12570	1782	0
270	-12570	1782	-1120
262	-15058	-1222	0
Load Combination RARA - Max and Min longitudinal shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-15689	1335	660
262	-15089	3141	0
270	-15689	-3135	660
262	-15089	-1341	0
Load Combination RARA - Max and Min longitudinal moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-15689	1335	660
262	-15089	3141	0
270	-15689	-3135	660
262	-15089	-1341	0
Load Combination RARA - Max and Min torsional moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-15889	-2064	1060
262	-14889	948	0
270	-14889	3324	-940
262	-15889	312	0

Load Combination FREQUENTE

Load Combination FREQ - Max and Min vertical force			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11920	-225	500
262	-11420	1275	0
270	-14582	99	90
262	-14763	96	0
Load Combination FREQ - Max and Min transverse shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11920	-225	500
262	-11420	1275	0
270	-11420	1275	-500
262	-11920	-225	0
Load Combination FREQ - Max and Min transverse moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-14558	173	120
262	-13070	177	0
270	-13070	177	-120
262	-14558	173	0
Load Combination FREQ - Max and Min longitudinal shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-14459	1414	45
262	-14459	1418	0
270	-14459	-1414	45
262	-14459	-1418	0
Load Combination FREQ - Max and Min longitudinal moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-14459	1414	45
262	-14459	1418	0
270	-14459	-1414	45
262	-14459	-1418	0
Load Combination FREQ - Max and Min torsional moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11920	-225	500
262	-11420	1275	0
270	-11420	1275	-500
262	-11920	-225	0

Load Combination QUASI-PERMANENTE

Load Combination QP - Max and Min vertical force			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
Load Combination QP - Max and Min transverse shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
Load Combination QP - Max and Min transverse moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
Load Combination QP - Max and Min longitudinal shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
270	-11670	-525	0
262	-11670	-525	0
Load Combination QP - Max and Min longitudinal moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
270	-11670	-525	0
262	-11670	-525	0
Load Combination QP - Max and Min torsional moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0
270	-11670	525	0
262	-11670	525	0

Spalla A-Mobile

Load Combination A1STR	Load Combination A1STR - Max and Min vertical force			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	370	-10475	+/- 945	540
	362	-9665	+/- 945	0
	370	-23821	+/- 945	758
	362	-23445	+/- 945	0
	Load Combination A1STR - Max and Min transverse shear			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	370	-22444	+/- 945	1074
	362	-21094	+/- 945	0
	370	-21094	+/- 945	-1074
	362	-22444	+/- 945	0
	Load Combination A1STR - Max and Min transverse moment			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	370	-21205	+/- 945	1074
	362	-17767	+/- 945	0
	370	-17767	+/- 945	-1074
	362	-21205	+/- 945	0
	Load Combination A1STR - Max and Min longitudinal shear			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	370	-16782	1575	540
	362	-15972	1575	0
	370	-16782	-1575	540
	362	-15972	-1575	0
	Load Combination A1STR - Max and Min longitudinal moment			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	370	-16782	1575	540
	362	-15972	1575	0
	370	-16782	-1575	540
	362	-15972	-1575	0
	Load Combination A1STR - Max and Min torsional moment			
	<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
	370	-16782	+/- 945	540
	362	-15972	+/- 945	0
	370	-16782	+/- 945	540
	362	-15972	+/- 945	0

Load Combination A2GEO

Load Combination A2GEO - Max and Min vertical force			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-10421	+/- 819	468
362	-9719	+/- 819	0
370	-19334	+/- 819	656
362	-19006	+/- 819	0
Load Combination A2GEO - Max and Min transverse shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-18148	+/- 819	930
362	-16978	+/- 819	0
370	-16978	+/- 819	-930
362	-18148	+/- 819	0
Load Combination A2GEO - Max and Min transverse moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-17080	+/- 819	930
362	-14110	+/- 819	0
370	-14110	+/- 819	-930
362	-17080	+/- 819	0
Load Combination A2GEO - Max and Min longitudinal shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-13266	1365	468
362	-12564	1365	0
370	-13266	-1365	468
362	-12564	-1365	0
Load Combination A2GEO - Max and Min longitudinal moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-13266	1365	468
362	-12564	1365	0
370	-13266	-1365	468
362	-12564	-1365	0
Load Combination A2GEO - Max and Min torsional moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-13266	+/- 819	468
362	-12564	+/- 819	0
370	-13266	+/- 819	468
362	-12564	+/- 819	0

Load Combination SISMICA_SLV

Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min vertical force			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-10378	+/- 525	3006
362	-8239	+/- 525	0
370	-14241	+/- 525	-2961
362	-16289	+/- 525	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min transverse shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14440	+/- 525	7095
362	-7850	+/- 525	0
370	-10759	+/- 525	-7095
362	-17349	+/- 525	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min transverse moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14227	+/- 525	7095
362	-7277	+/- 525	0
370	-10185	+/- 525	-7095
362	-17135	+/- 525	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min longitudinal shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-11000	525	3021
362	-9011	525	0
370	-11000	-525	3021
362	-9011	-525	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min longitudinal moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-11000	525	3021
362	-9011	525	0
370	-11000	-525	3021
362	-9011	-525	0
Load Combination SISMICA_SLV - Max and Min torsional moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-11000	+/- 525	3021
362	-9011	+/- 525	0
370	-11000	+/- 525	3021
362	-9011	+/- 525	0

Load Combination RARA_FESSURAZIONE

Load Combination RARA_FESS - Max and Min vertical force			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14088	+/- 630	696
362	-12227	+/- 630	0
370	-14853	+/- 630	450
362	-14492	+/- 630	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min transverse shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14088	+/- 630	696
362	-12227	+/- 630	0
370	-13188	+/- 630	-696
362	-13127	+/- 630	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min transverse moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14411	+/- 630	696
362	-12359	+/- 630	0
370	-12359	+/- 630	-696
362	-14411	+/- 630	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min longitudinal shear			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14171	1050	432
362	-13631	1050	0
370	-14171	-1050	432
362	-13631	-1050	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min longitudinal moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14171	1050	432
362	-13631	1050	0
370	-14171	-1050	432
362	-13631	-1050	0
Load Combination RARA_FESS - Max and Min torsional moment			
Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14729	+/- 630	450
362	-14189	+/- 630	0
370	-14729	+/- 630	450
362	-14189	+/- 630	0

Load Combination RARA

Load Combination RARA - Max and Min vertical force

Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-13350	+/- 630	660
362	-11850	+/- 630	0
370	-16795	+/- 630	510
362	-16554	+/- 630	0

Load Combination RARA - Max and Min transverse shear

Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-15839	+/- 630	720
362	-14939	+/- 630	0
370	-14939	+/- 630	-720
362	-15839	+/- 630	0

Load Combination RARA - Max and Min transverse moment

Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-14984	+/- 630	720
362	-12644	+/- 630	0
370	-12644	+/- 630	-720
362	-14984	+/- 630	0

Load Combination RARA - Max and Min longitudinal shear

Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-15659	1050	480
362	-15119	1050	0
370	-15659	-1050	480
362	-15119	-1050	0

Load Combination RARA - Max and Min longitudinal moment

Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-15659	1050	480
362	-15119	1050	0
370	-15659	-1050	480
362	-15119	-1050	0

Load Combination RARA - Max and Min torsional moment

Bearing	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]
370	-16588	+/- 630	510
362	-16048	+/- 630	0
370	-16588	+/- 630	510
362	-16048	+/- 630	0

Load Combination FREQUENTE

Load Combination FREQ - Max and Min vertical force			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11895	+/- 525	300
362	-11445	+/- 525	0
370	-14583	+/- 525	90
362	-14762	+/- 525	0
Load Combination FREQ - Max and Min transverse shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11895	+/- 525	300
362	-11445	+/- 525	0
370	-11445	+/- 525	-300
362	-11895	+/- 525	0
Load Combination FREQ - Max and Min transverse moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-14534	+/- 525	120
362	-13094	+/- 525	0
370	-13094	+/- 525	-120
362	-14534	+/- 525	0
Load Combination FREQ - Max and Min longitudinal shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	630	0
362	-11670	630	0
370	-11670	-630	0
362	-11670	-630	0
Load Combination FREQ - Max and Min longitudinal moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	630	0
362	-11670	630	0
370	-11670	-630	0
362	-11670	-630	0
Load Combination FREQ - Max and Min torsional moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-14459	+/- 525	90
362	-14459	+/- 525	0
370	-14459	+/- 525	90
362	-14459	+/- 525	0

Load Combination QUASI-PERMANENTE

Load Combination QP - Max and Min vertical force			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
Load Combination QP - Max and Min transverse shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
Load Combination QP - Max and Min transverse moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
Load Combination QP - Max and Min longitudinal shear			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	525	0
362	-11670	525	0
370	-11670	-525	0
362	-11670	-525	0
Load Combination QP - Max and Min longitudinal moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	525	0
362	-11670	525	0
370	-11670	-525	0
362	-11670	-525	0
Load Combination QP - Max and Min torsional moment			
<i>Bearing</i>	<i>N [kN]</i>	<i>V2 [kN]</i>	<i>V3 [kN]</i>
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0
370	-11670	+/- 525	0
362	-11670	+/- 525	0

7.2.8 Carichi sismici

I parametri sismici che comportano le azioni statiche equivalenti dovute alla massa della spalla sono i medesimi esposti al paragrafo 3.1.

Si procede considerando l'elemento come un'opera di sostegno; le Norme Tecniche trattano l'argomento al paragrafo 7.9.6.2.1, in cui si esplicita che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, ossia mediante i metodi all'equilibrio limite. Il metodo di calcolo comprende, in accordo con la norma, l'opera di sostegno, il terreno a tergo dell'opera e gli eventuali sovraccarichi.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

dove:

$a_{\max}(\text{SLV}) = S \times a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$\beta_m = 1,00$ In cui si considera prudenzialmente che la spalla non subisca spostamenti

$S = 1,32$ amplificazione per sottosuolo tipo C

Si ottengono quindi i seguenti valori:

$$k_h = 0,34 \quad k_v = 0,17$$

La forza **orizzontale sismica inerziale** dovuta alla spalla è assunta prudenzialmente considerando la massa della spalla comprensiva del plinto di fondazione e del terreno giacente su di esso:

$$F_{\text{inerz,soletta,sup,ballast}} = (25 \cdot 1.0) \cdot 0,34 = 8.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,soletta,sup,appoggi}} = (25 \cdot 1.0) \cdot 0,34 = 8.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,fondazione}} = (25 \cdot 1.5) \cdot 0,34 = 12.75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,muro,frontale}} = (25 \cdot 2.4) \cdot 0,34 = 20.4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,muro,centrale}} = (25 \cdot 1.6) \cdot 0,34 = 13.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,muro,esterno}} = (25 \cdot 2.2) \cdot 0,34 = 18.7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,ballast}} = (18 \cdot 1.0) \cdot 0,34 = 6.12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{\text{inerz,sovraccarico}} = (40) \cdot 0,34 \cdot 0.2 = 2.72 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La forza **verticale sismica inerziale** è assunta:

$$F_{inerz,soletta,sup,ballast} = (25 \cdot 1.0) \cdot 0,17 = 4.25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,soletta,sup,appoggi} = (25 \cdot 1.0) \cdot 0,17 = 4.25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,fondazione} = (25 \cdot 1.5) \cdot 0,17 = 6.375 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,muro,frontale} = (25 \cdot 2.4) \cdot 0,17 = 10.2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,muro,centrale} = (25 \cdot 1.6) \cdot 0,17 = 6.8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,muro,esterno} = (25 \cdot 2.2) \cdot 0,17 = 9.35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,ballast} = (18 \cdot 1.0) \cdot 0,17 = 3.06 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$F_{inerz,sovraccarico} = (40) \cdot 0,17 \cdot 0.2 = 1.36 \text{ kN} / \text{m}^2$$

CONDIZIONE DI CARICO 'SP_inerz'

Tali forze sono applicate nei baricentri o come carico distribuito di ognuno degli elementi strutturali.

Le spinte delle terre, del ballast e del sovraccarico, statiche + sismiche sono determinate con i coefficienti riportati nel paragrafo 3.1; cautelativamente l'incremento di spinta delle terre dovuto al sisma è stato assunto che sia applicato a metà altezza del muro.

Di seguito si indica con:

- p_a spinta attiva
- p_{ae} incremento dinamico

terre:

nodo superiore ritto

$$p_{a,sup} = [20 \cdot 0,50] \cdot 0,271 = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ae,sup} = [20 \cdot 0,50] \cdot [0,5473 - 0,271] = 2.76 \text{ kN/m}^2$$

In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su $\frac{1}{2}$ spessore della soletta superiore.

$$p_{a,sup} = [20 \cdot 0,50 / 2] \cdot 0.5 \cdot 0,271 = 0.68 \text{ kN/m}$$

$$p_{ae,sup} = [20 \cdot 0,50 / 2] \cdot 0.5 \cdot [0,5473 - 0,271] = 0.69 \text{ kN/m}$$

nodo inferiore ritto

$$p_{a, \text{sup}} = [20 * 6,50] * 0,271 = 35.23 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ae, \text{sup}} = [20 * 6,50] * [0,5473 - 0,271] = 35.92 \text{ kN/m}^2$$

In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su ½ spessore della fondazione.

$$p_{a, \text{sup}} = [20 * 6,50 + 20 * 7.00] / 2 * 0.5 * 0,271 = 18.29 \text{ kN/m}$$

$$p_{ae, \text{sup}} = [20 * 6,50 + 20 * 7.00] / 2 * 0.5 * [0,5473 - 0,271] = 18.65 \text{ kN/m}$$

ballast:

nodo superiore ritto e nodo inferiore

$$p_{a, \text{sup e inf}} = [18] * 0,271 = 4.88 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ae, \text{sup e inf}} = [18] * [0,5473 - 0,271] = 4.97 \text{ kN/m}^2$$

In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su ½ spessore della soletta superiore e su ½ spessore della fondazione.

$$p_{a, \text{sup e inf}} = [18] * 0.5 * 0,271 = 2.44 \text{ kN/m}$$

$$p_{ae, \text{sup e inf}} = [18] * 0.5 * [0,5473 - 0,271] = 2.49 \text{ kN/m}$$

sovraccarico:

nodo superiore ritto e nodo inferiore

$$p_{a, \text{sup e inf}} = [40] * 0,271 * 0,2 = 2.17 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{ae, \text{sup e inf}} = [40] * [0,5473 - 0,271] * 0,2 = 2.21 \text{ kN/m}^2$$

In più vengono aggiunte le forze della parte di spinta del terreno esercitata su ½ spessore della soletta superiore e su ½ spessore della fondazione.

$$p_{a, \text{sup e inf}} = [40] * 0.5 * 0,271 * 0,2 = 1.08 \text{ kN/m}$$

$$p_{ae, \text{sup e inf}} = [40] * 0.5 * [0,5473 - 0,271] * 0,2 = 1.11 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'SP_sis'

7.3 Combinazioni

Si applicano le combinazioni di carico del DM 17. 01 .2018 e Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 D. Le sollecitazioni derivanti dai convogli vanno sempre combinate con le altre sollecitazioni da traffico ferroviario secondo lo schema riportato nella Tabella 1.7.2.3

TIPO DI CARICO		Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
Riferimento		1.4.1.2	1.4.1.2	1.4.3.1.3	1.4.3.1.1	1.4.3.1.2	
Gruppo di carico		Carico Verticale ⁽¹⁾	Treno scarico ⁽¹⁾	Frenatura ed avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppi di Carico ⁽²⁾	gr. 1	1.0	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
	gr. 2	-	1.0	0.0	1.0 (0.0)	0.5 (0.0)	stabilità laterale
	gr. 3	1.0 (0.7)	-	1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
	gr. 4	0.8	-	0.5 (0.0)	1.0	1.0 (0.0)	massima azione laterale
	gr. 5	0.5	-	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	1.0	effetti locali laterali
	gr. 6	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

Azione dominante

Tab. 1.7.2.3 - Valutazione dei carichi da traffico

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 e 4, senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

La tabella seguente fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Le combinazioni adottate allo stato limite ultimo sono del tipo:

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_P P_k + \gamma_Q \left(Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \right)$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti, ivi comprese le azioni indirette che danno effetti di tipo permanente;

P_k è il valore caratteristico della forza di precompressione e delle deformazioni impresse, imposte appositamente;

Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione, per le azioni da traffico ferroviario si intende come valore di ciascun gruppo di carico riportato nella tabella precedente (tabella 1.7.2.3);

Q_{ik} è il valore caratteristico delle azioni accidentali tra loro indipendenti, per le azioni da traffico ferroviario si intende come valore di ciascun gruppo di carico riportato nella tabella precedente (tabella 1.7.2.3);

γ_i sono i coefficienti parziali riportati nella tabella riportata nel seguito (tabella 1.7.4.2);

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo determinati sulla base di considerazioni statistiche riportati nella tabella riportata nel seguito (tabella 1.7.4.3)

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_p	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
 γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VII.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

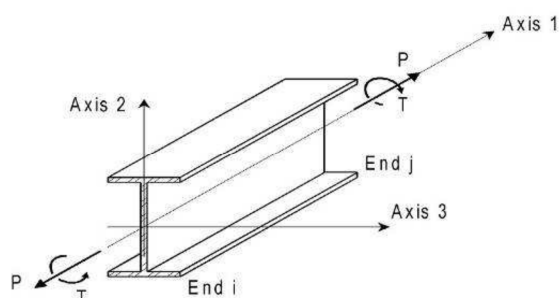
(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

8 SOLLECITAZIONI

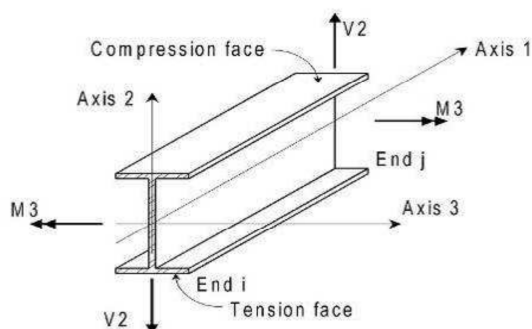
8.1 Fase provvisoria

Si riportano gli involuppi delle sollecitazioni nelle sezioni scatolari secondo i due schemi di calcolo adottati.

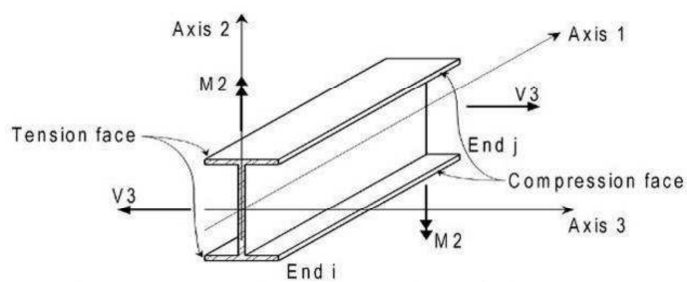
Le sollecitazioni di tutti gli elementi frame sono riportate facendo riferimento alle convenzioni sugli assi indicate nelle seguenti immagini.



a. Positive Axial Force and Torque

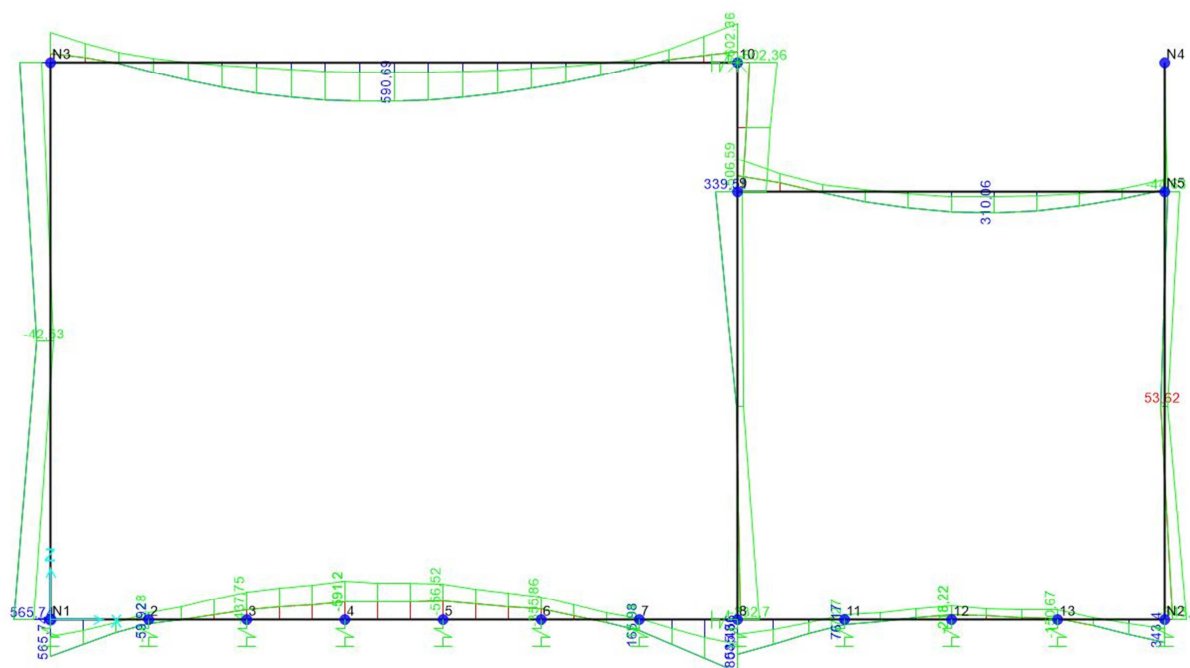


b. Positive Moment and Shear in the 1-2 Plane

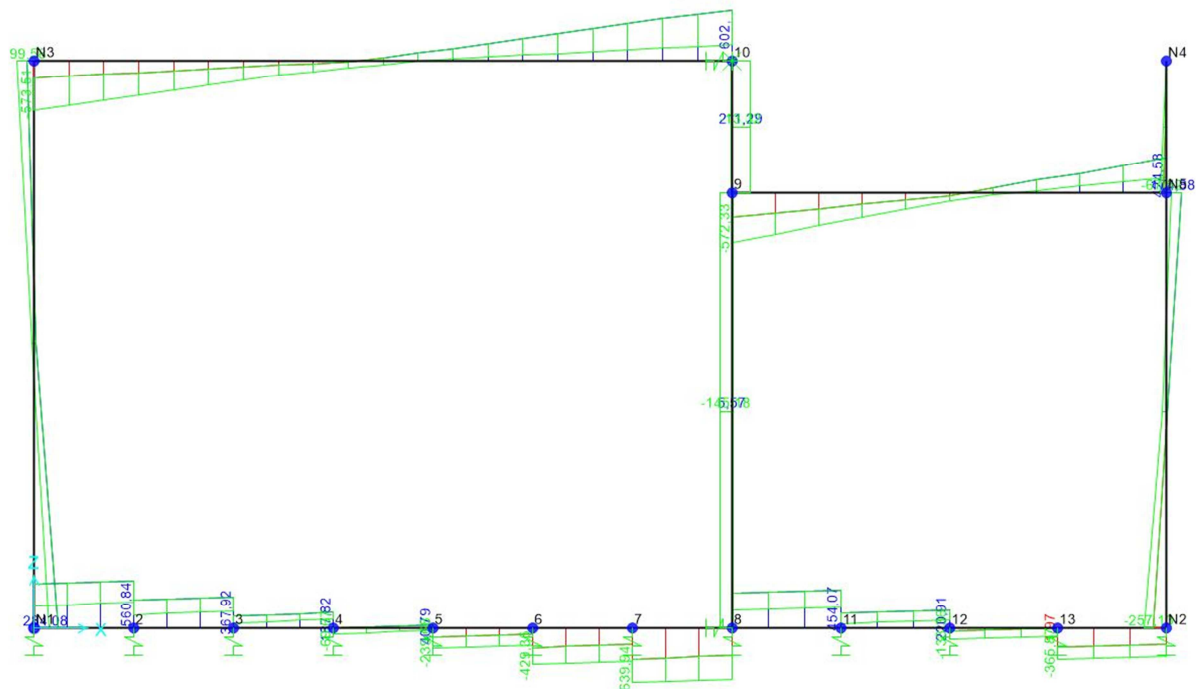


c. Positive Moment and Shear in the 1-3 Plane

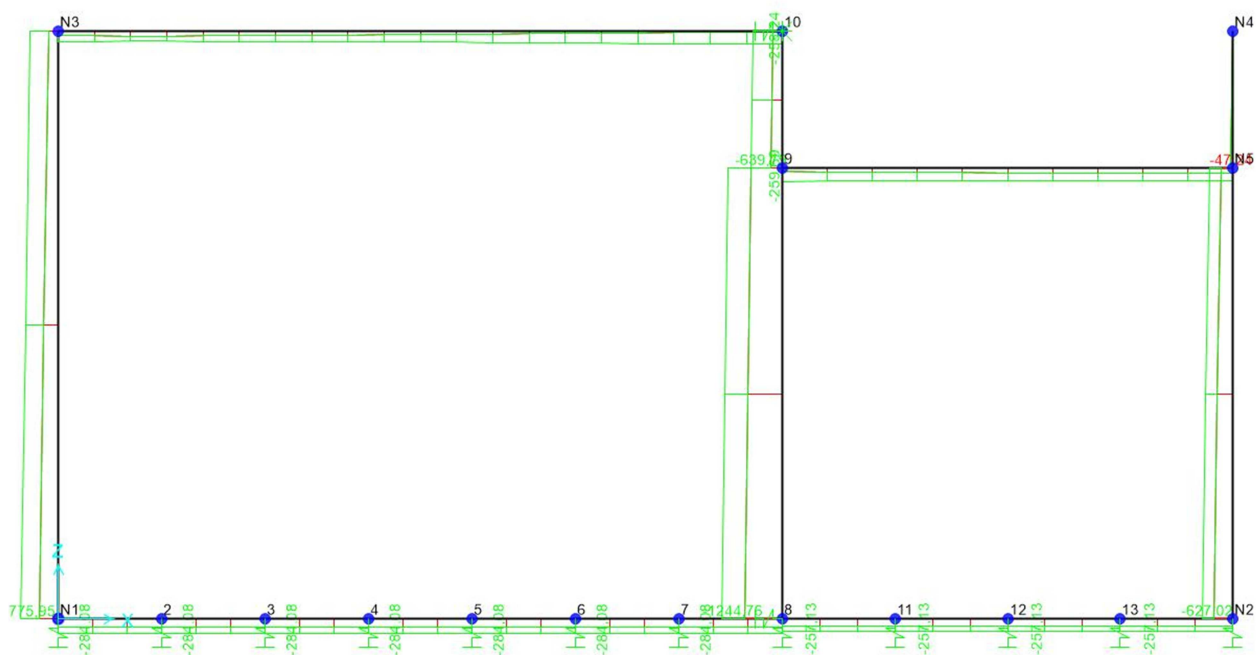
Azioni in condizione statica STR



M33 in kNm

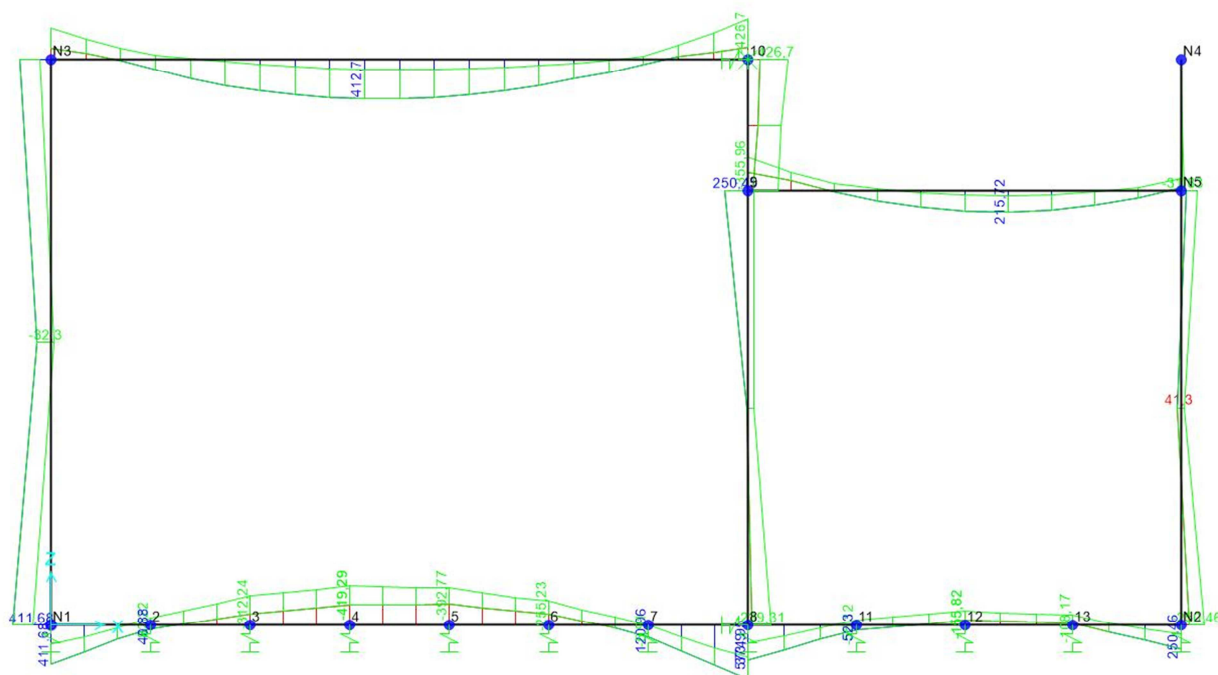


V22 in kN

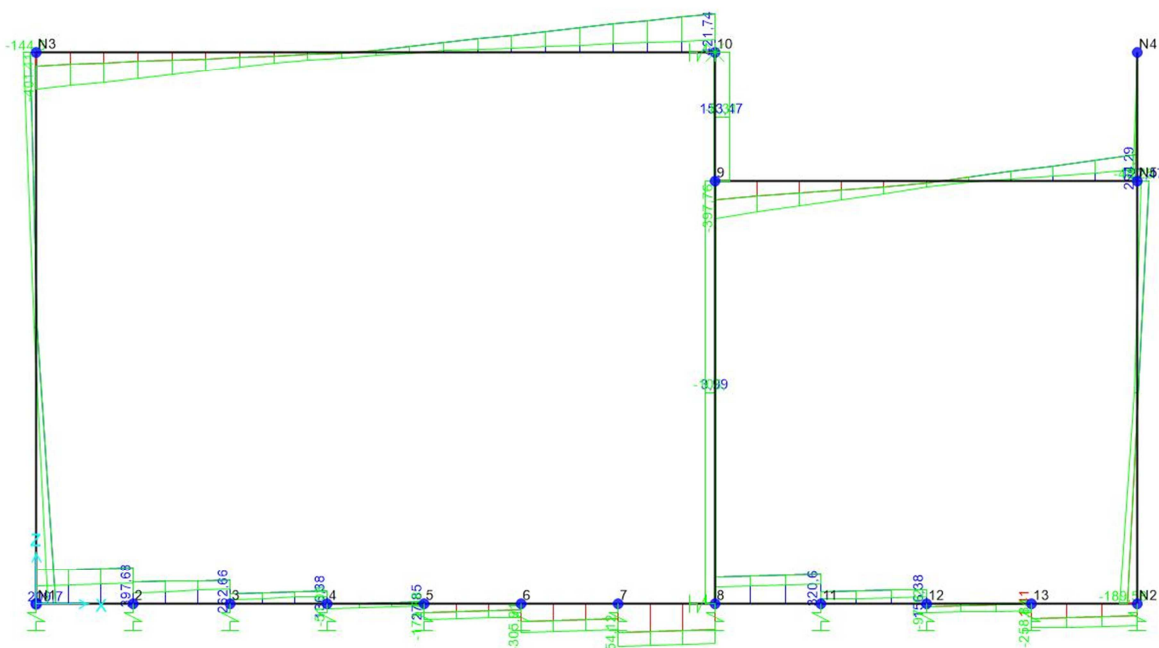


N in kN

Azioni in condizione statica SLE Rara



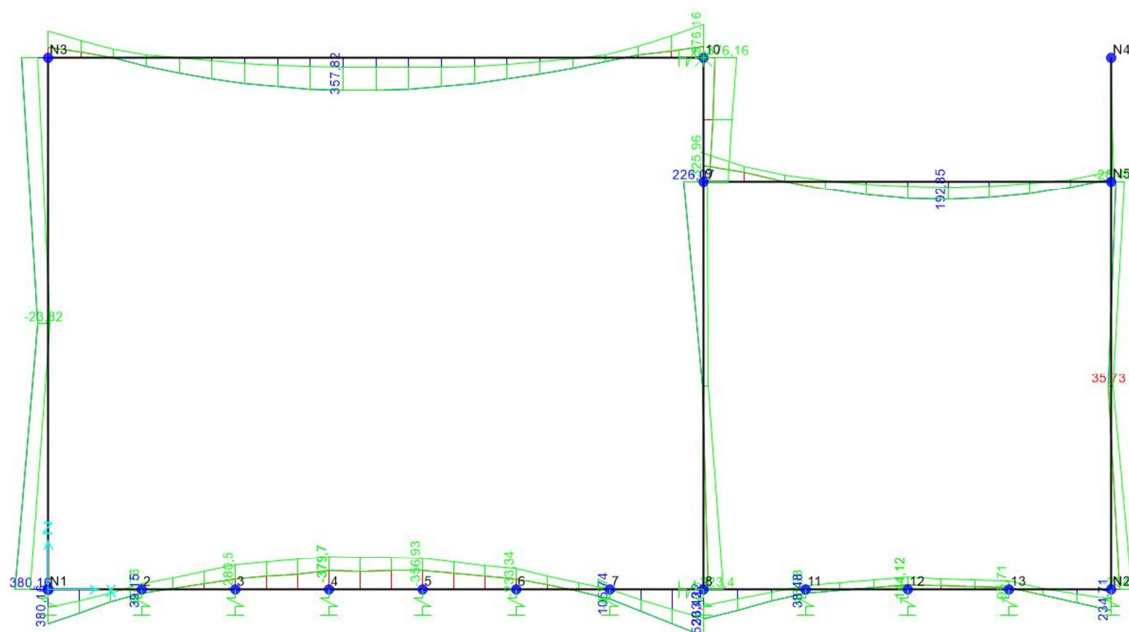
M33 in kNm



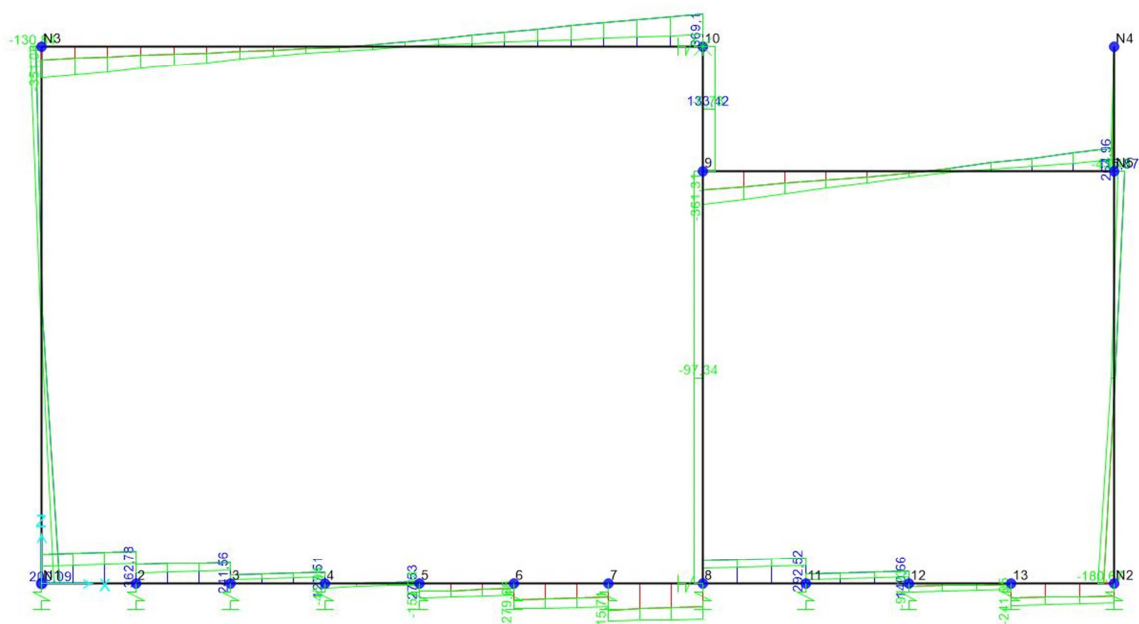
V22 in kN



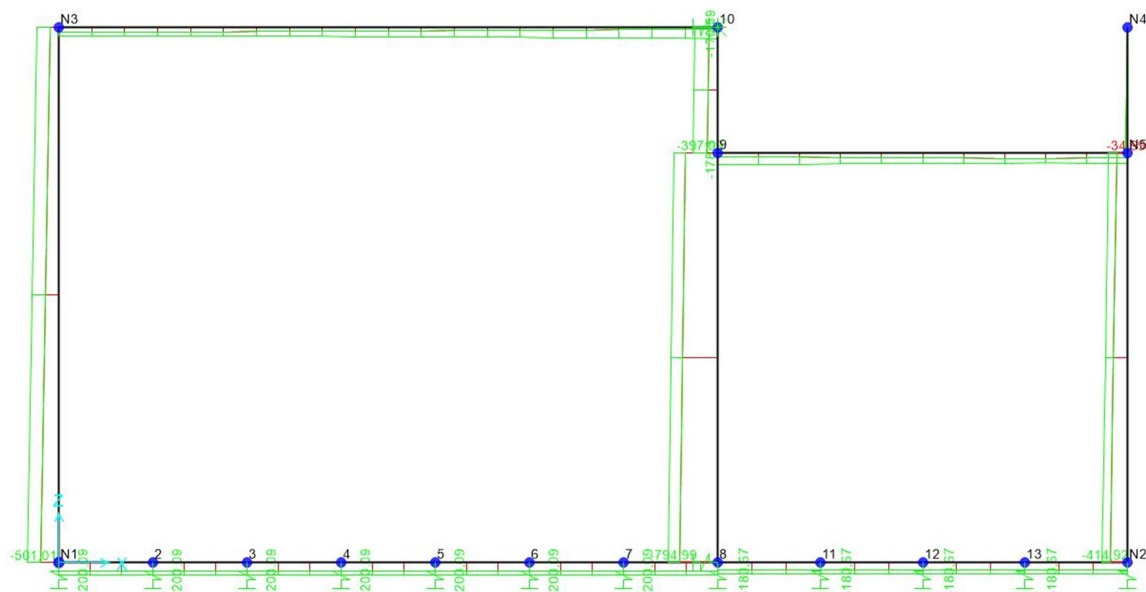
Azioni in condizione statica SLE Fessurazione



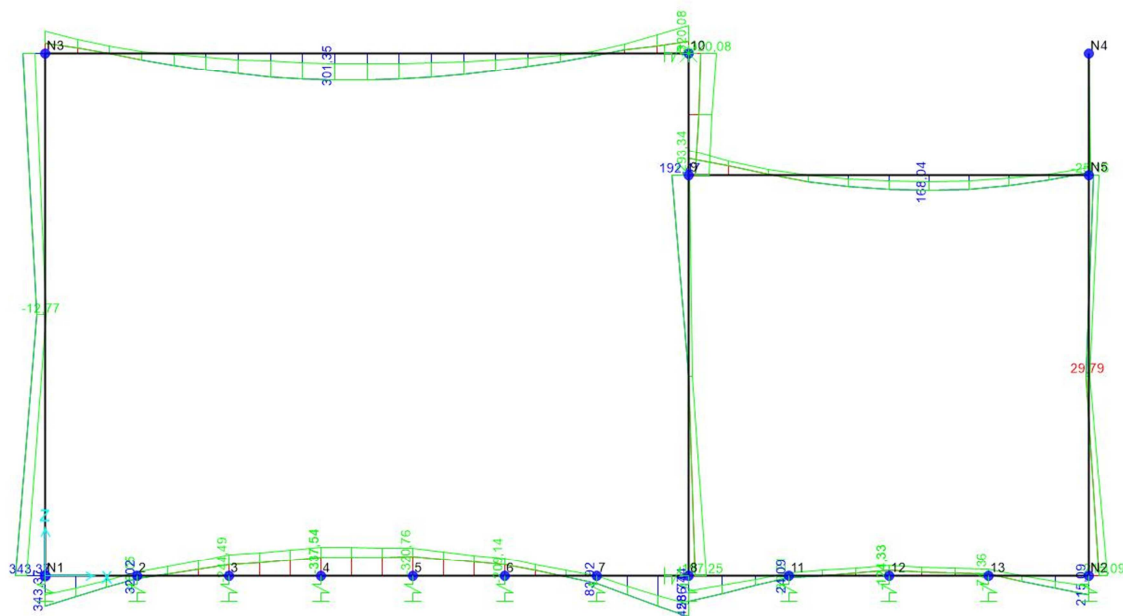
M33 in kNm



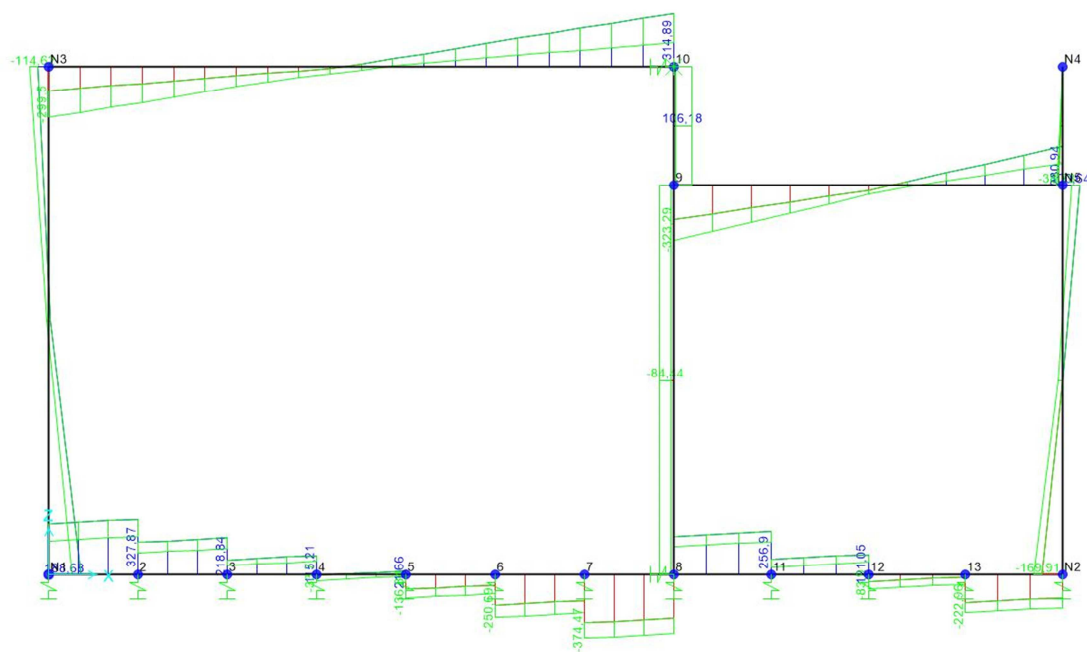
V22 in kN



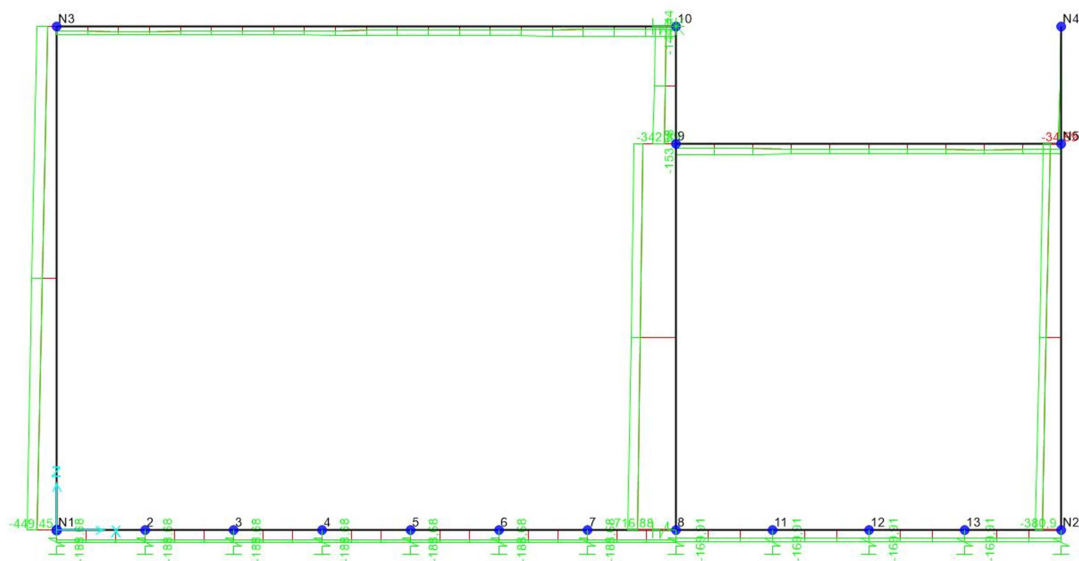
Azioni in condizione statica SLE Frequente



M33 in kNm

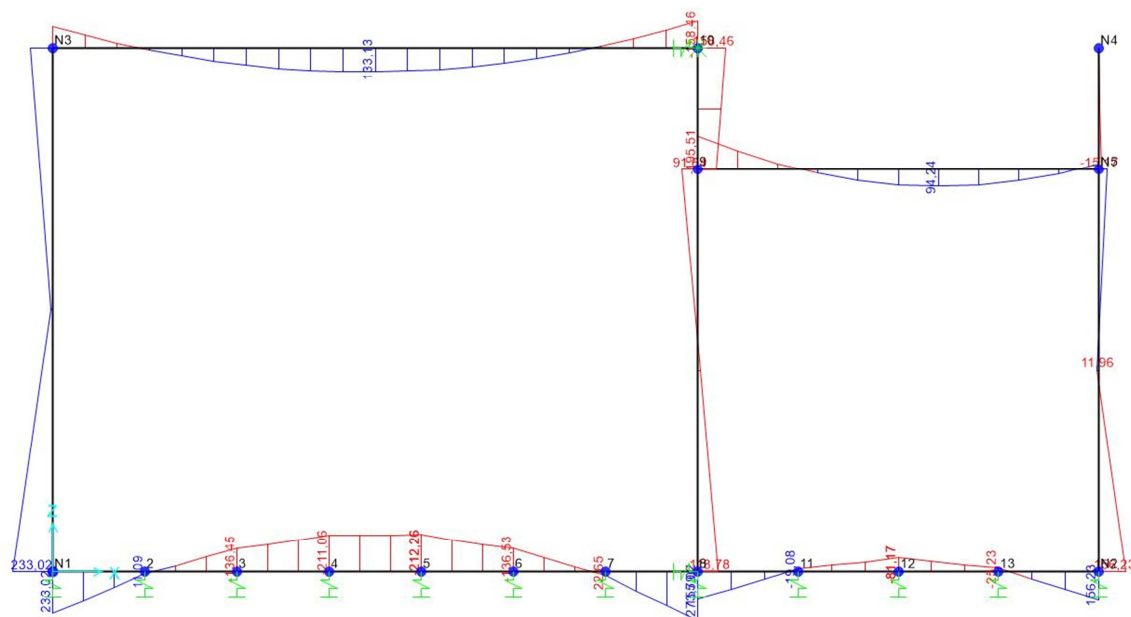


V22 in kN

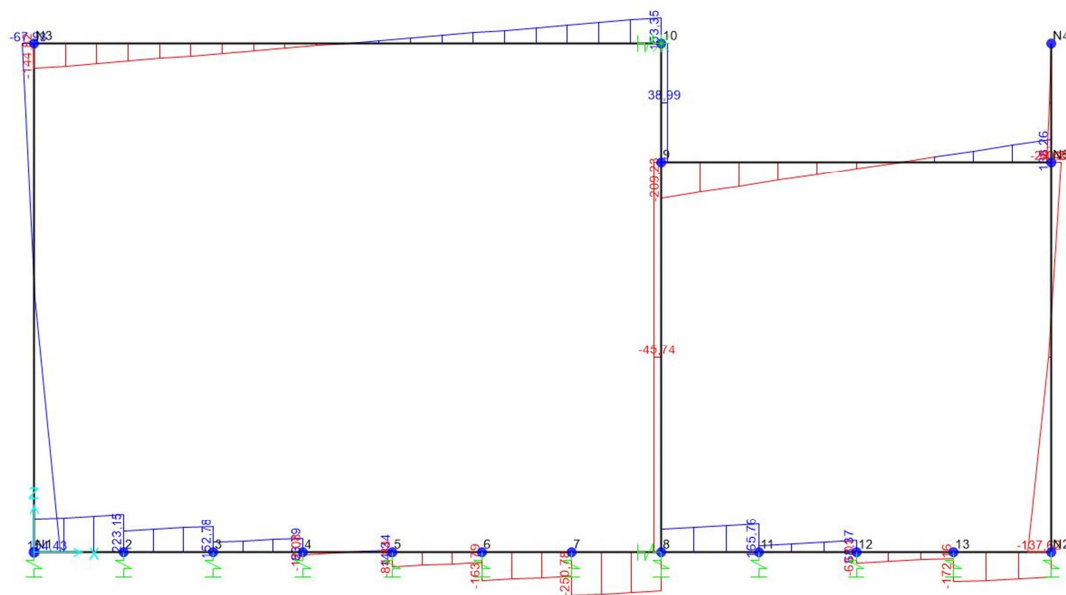


N in kN

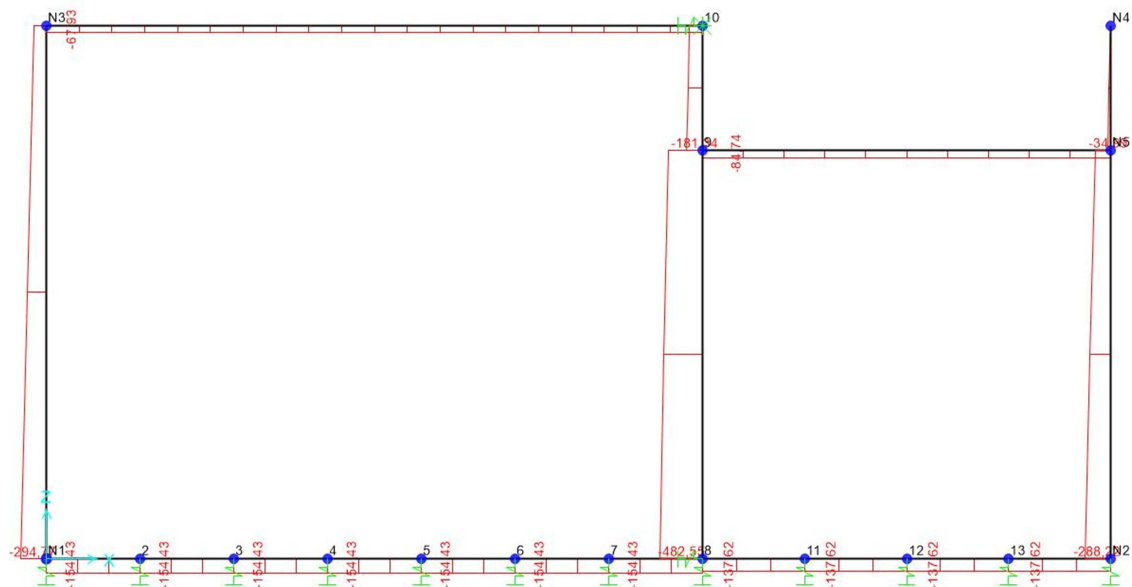
Azioni in condizione statica SLE Quasi Permanente



M33 in kNm



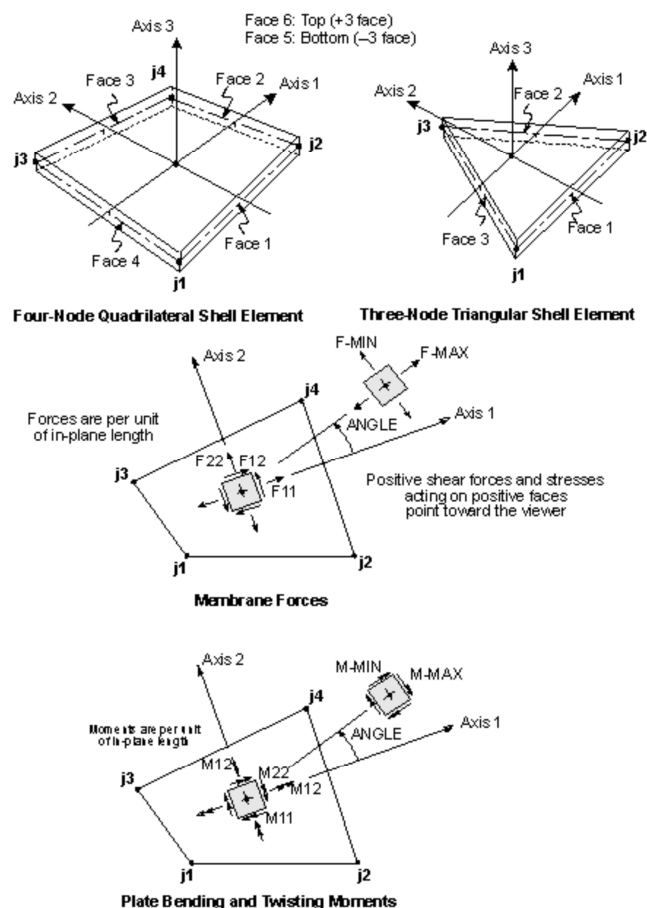
V22 in kN



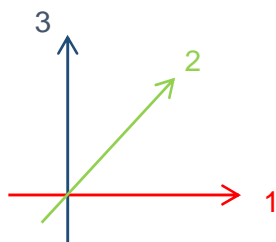
N in kN

8.2 Fase definitiva

Si riportano le sollecitazioni degli elementi shell costituenti il modello di analisi, in particolare le sollecitazioni fanno riferimento alle convenzioni sugli assi locali indicate nelle immagini sottostanti:



In particolare gli assi locali seguono la regola della mano destra e possono essere schematizzati come segue:



Le unità di misura sono:

Forze kN

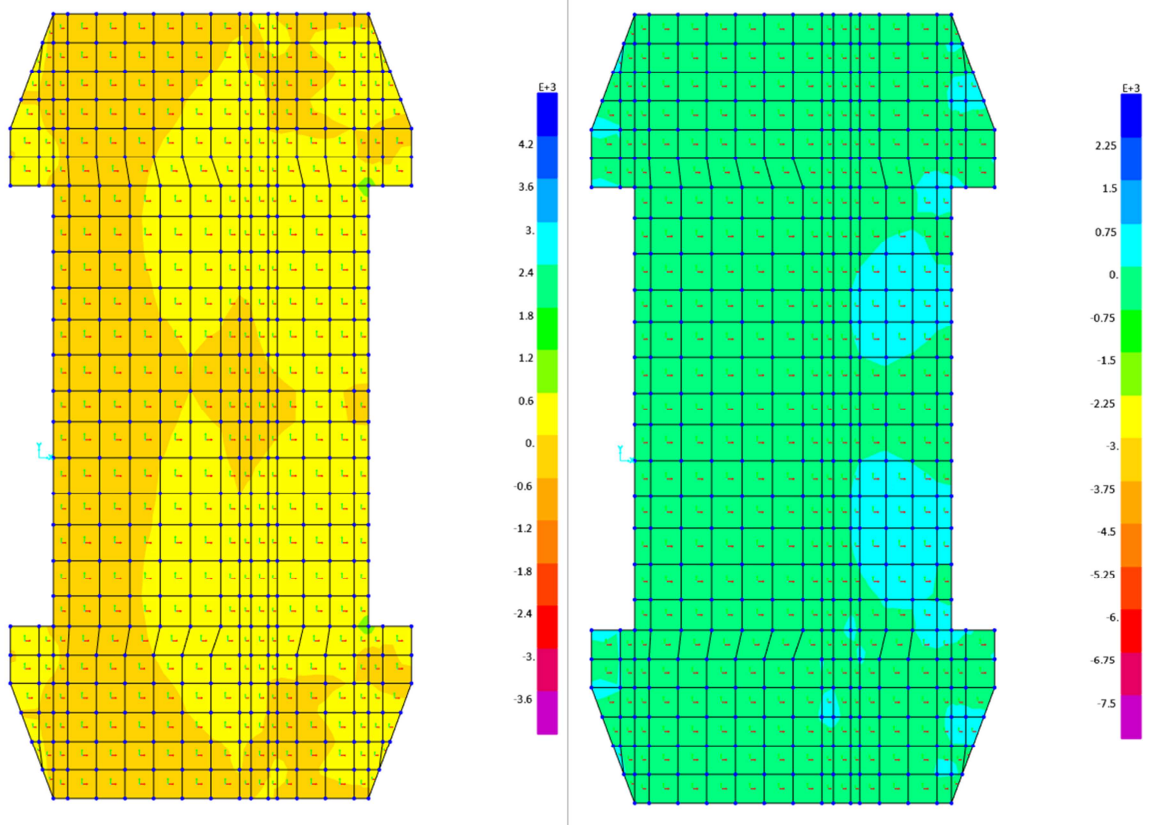
Momenti kNm

Le sollecitazioni derivano dall'analisi della spalla B3 che risulta la più penalizzata in quanto è sede degli appoggi Fissi e UT che ricevono la maggior parte delle spinte orizzontali.

8.2.1 Platea di fondazione

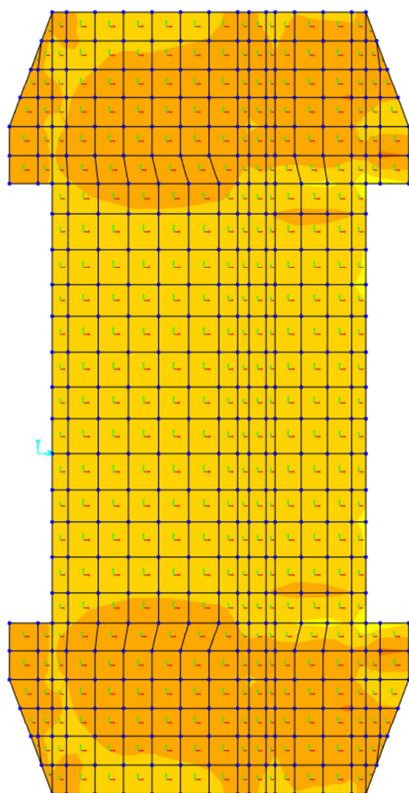
Sollecitazioni in forma grafica.

Sollecitazioni in condizioni statiche STR

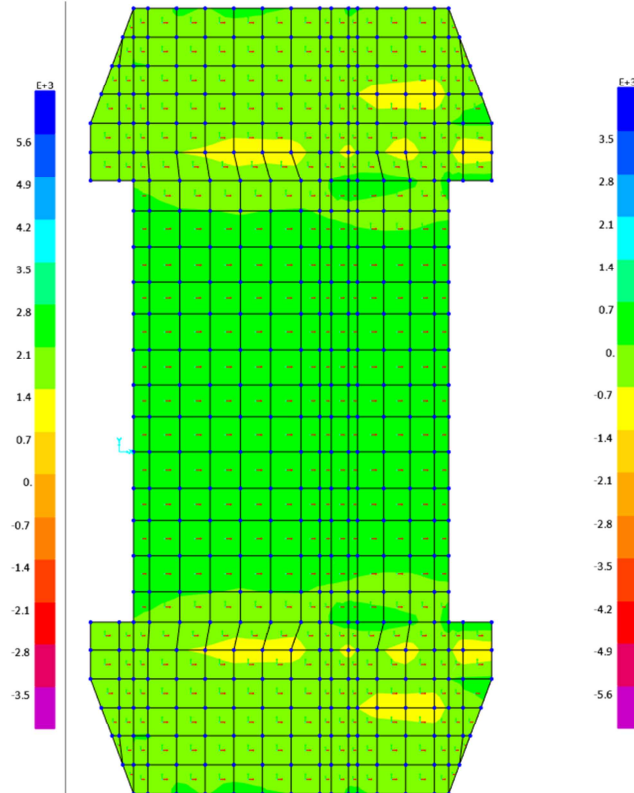


F11 (env max) kN

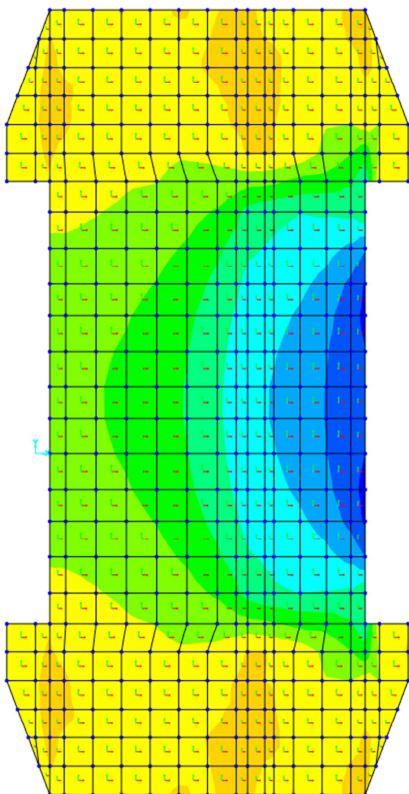
F11 (env min) kN



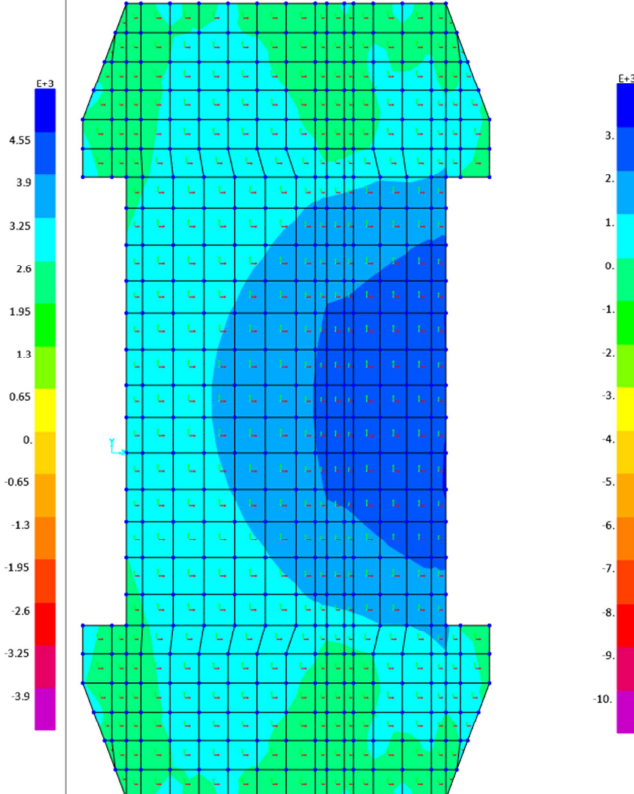
M22 (env max) kNm



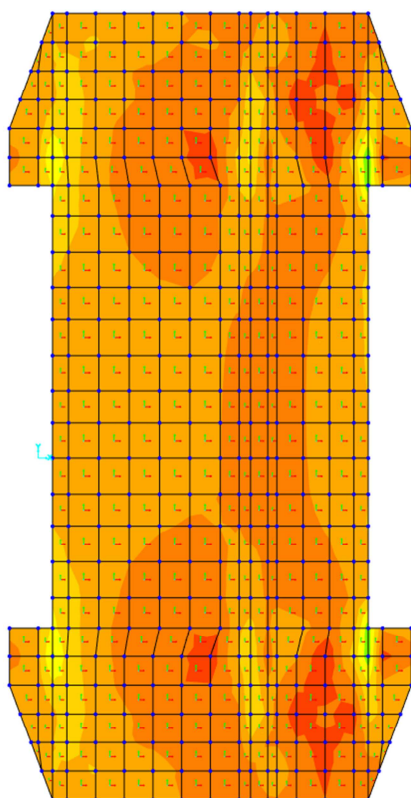
M22 (env min) kNm



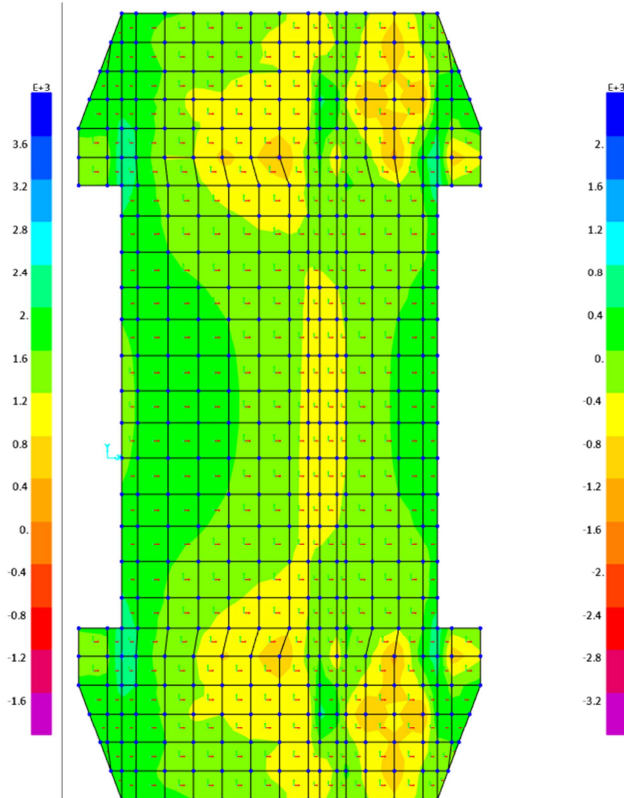
F22 (env max) kN



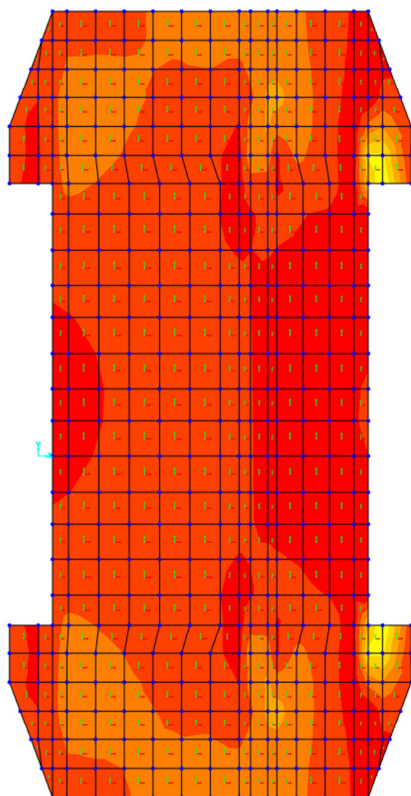
F22 (env min) kN



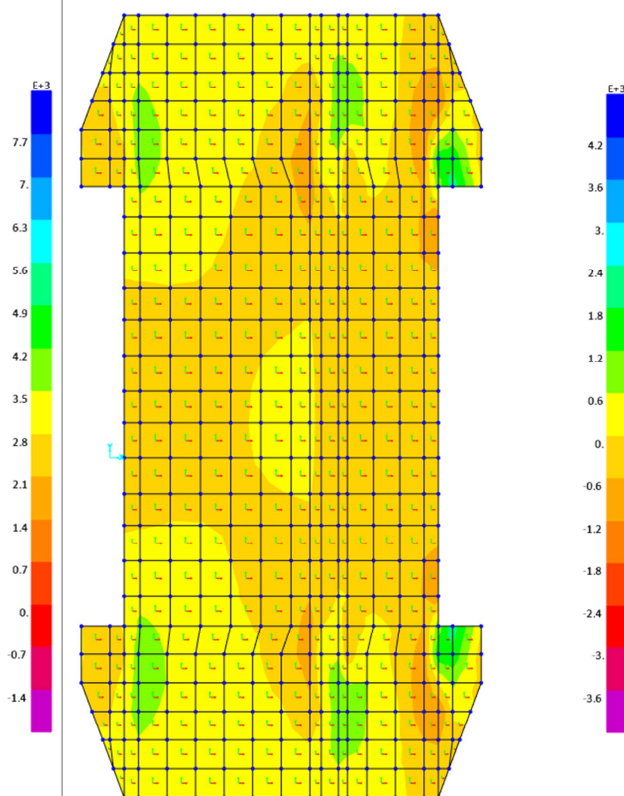
M11 (env max) kNm



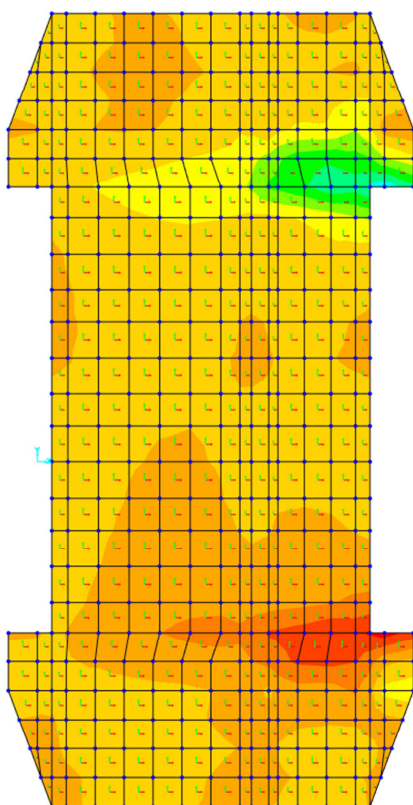
M11 (env min) kNm



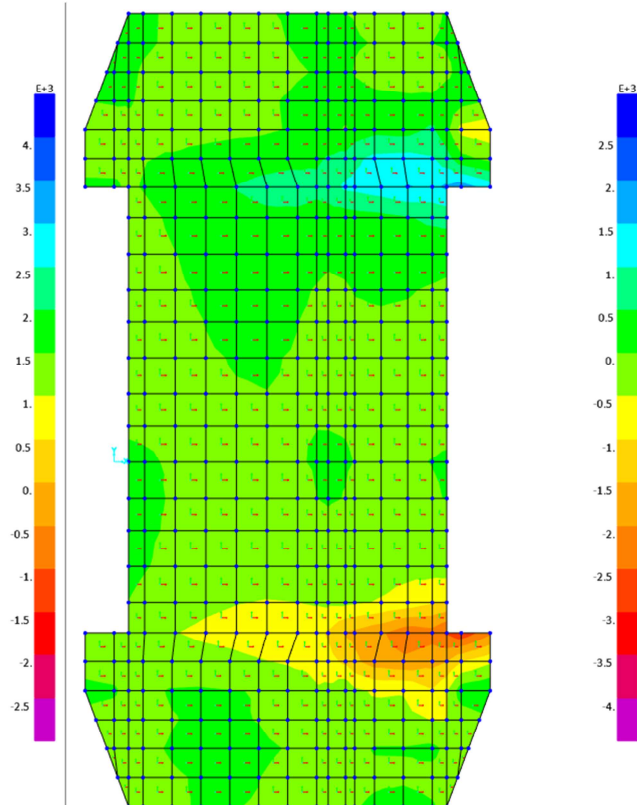
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

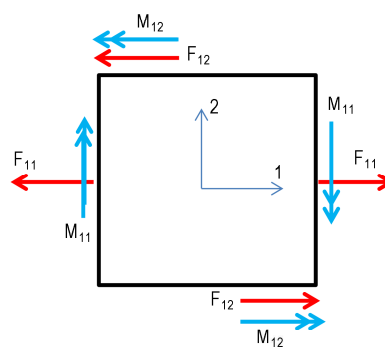
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Massima eccentricità in direzione 1

Minima eccentricità in direzione 1

F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
1345	-310	-321	-2,31E-01
-430	-46	328	1,06E-01
496	1860	6503	3,75E+00
-25	-874	999	3,43E+01
634	1562	7030	2,46E+00
512	475	-2723	9,27E-01
-0,11	-233,80	-340,84	2,08E+03
0,03	-193,80	-285,55	-7,32E+03



$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

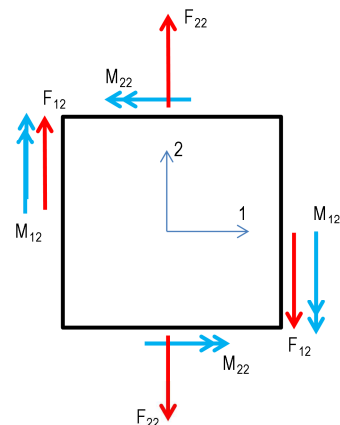
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Massima eccentricità in direzione 2

Minima eccentricità in direzione 2

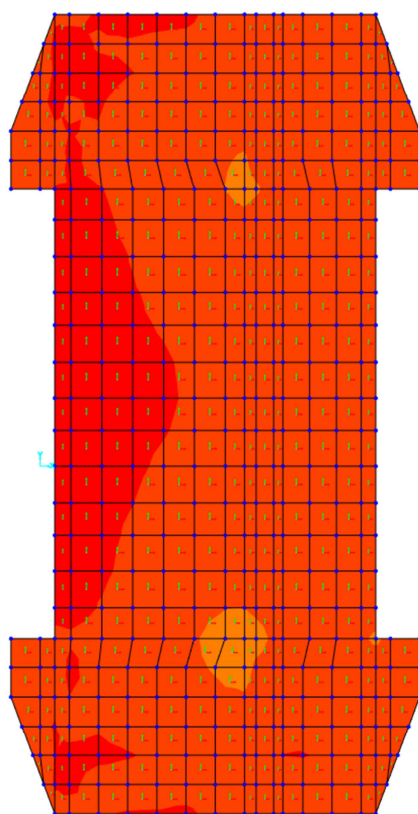
F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
4856	748	-73	1,54E-01
-197	41	275	-2,06E-01
2099	1388	-3467	6,61E-01
2366	-736	1171	-3,11E-01
876	786	4032	-3,11E-01
740	752	-3999	1,02E+00
0,76	230,66	9,12	3,02E+02
0,20	-53,58	-322,04	-2,66E+02



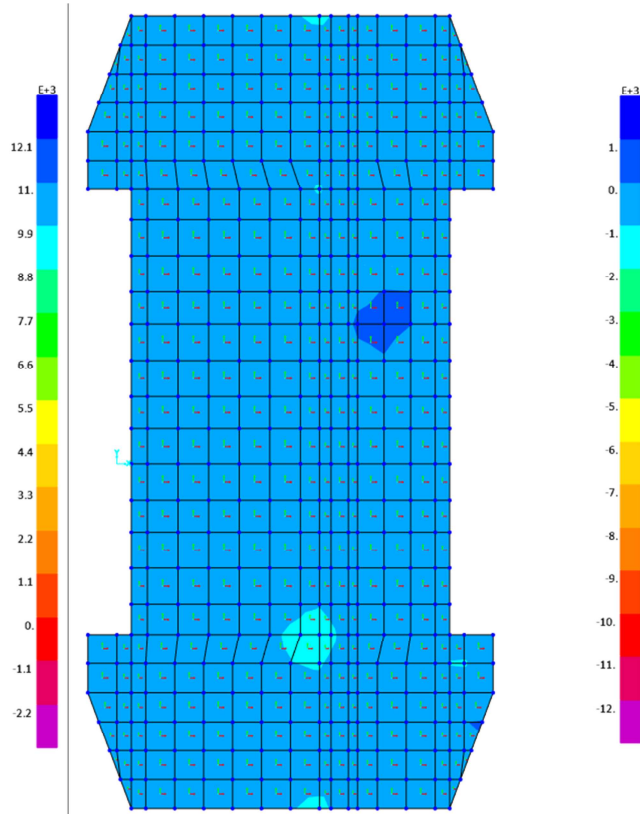
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$

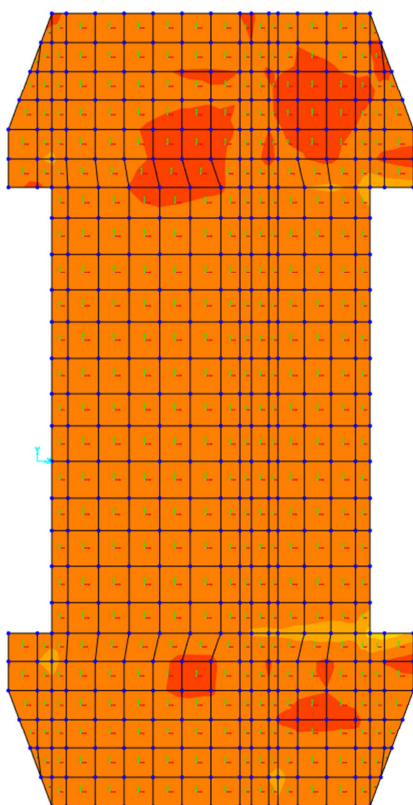
Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV



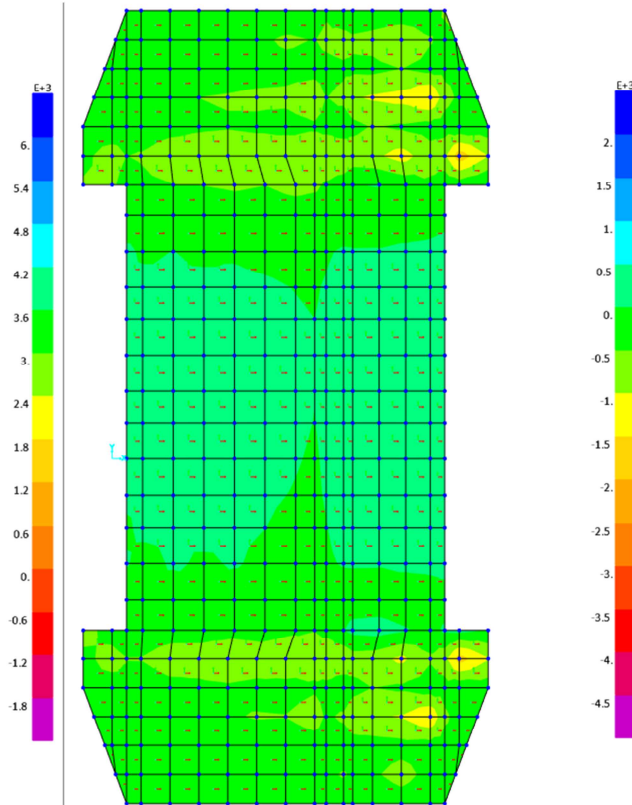
F11 (env max) kN



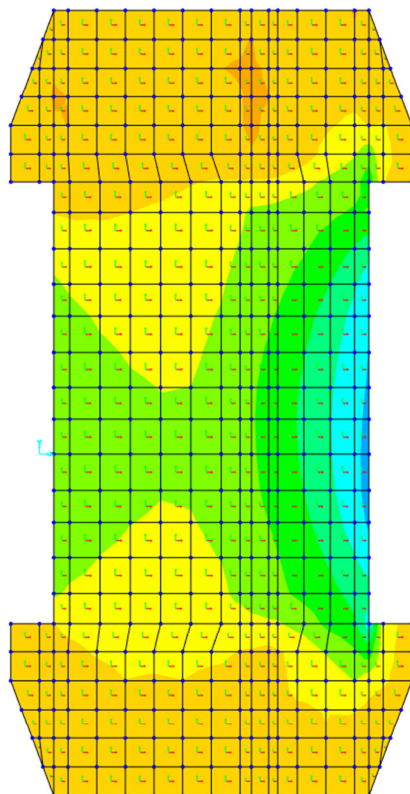
F11 (env min) kN



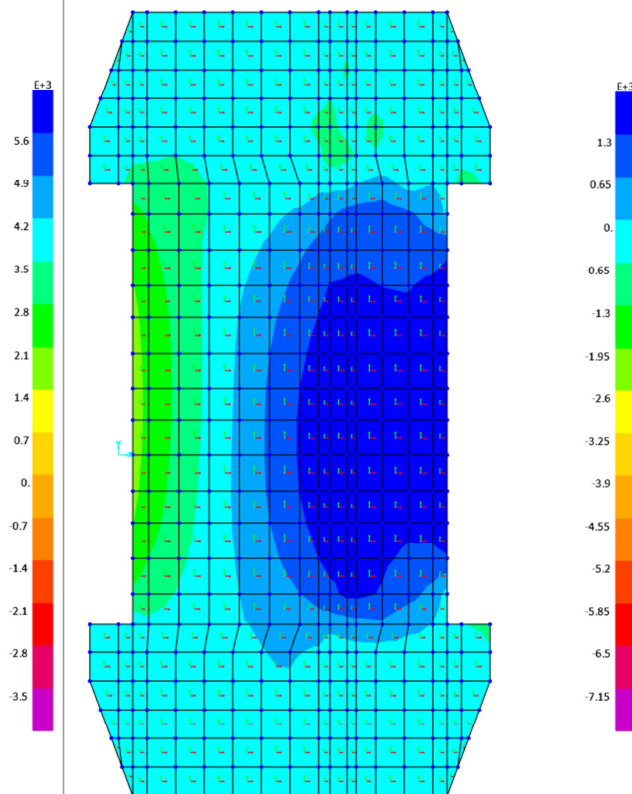
M22 (env max) kNm



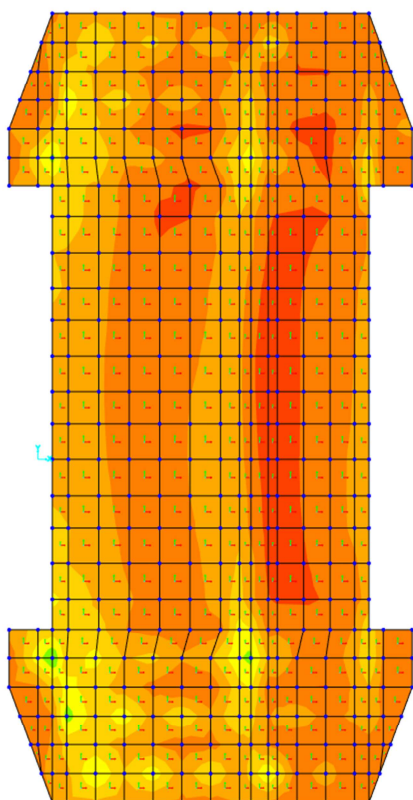
M22 (env min) kNm



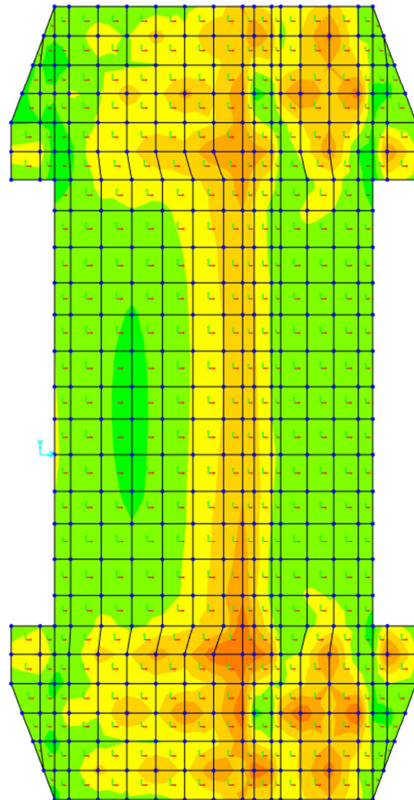
F22 (env max) kN



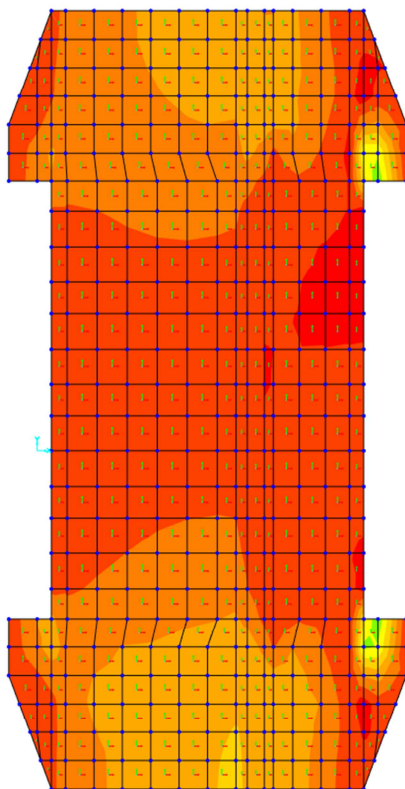
F22 (env min) kN



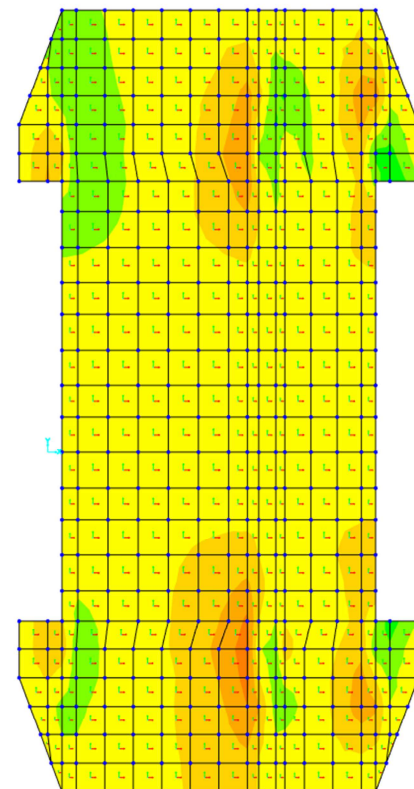
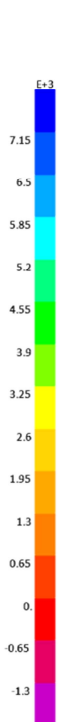
M11 (env max) kNm



M11 (env min) kNm

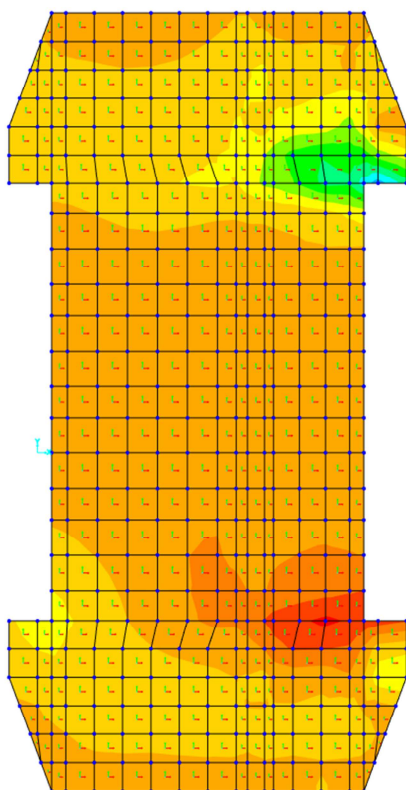


V13 (env max) kN

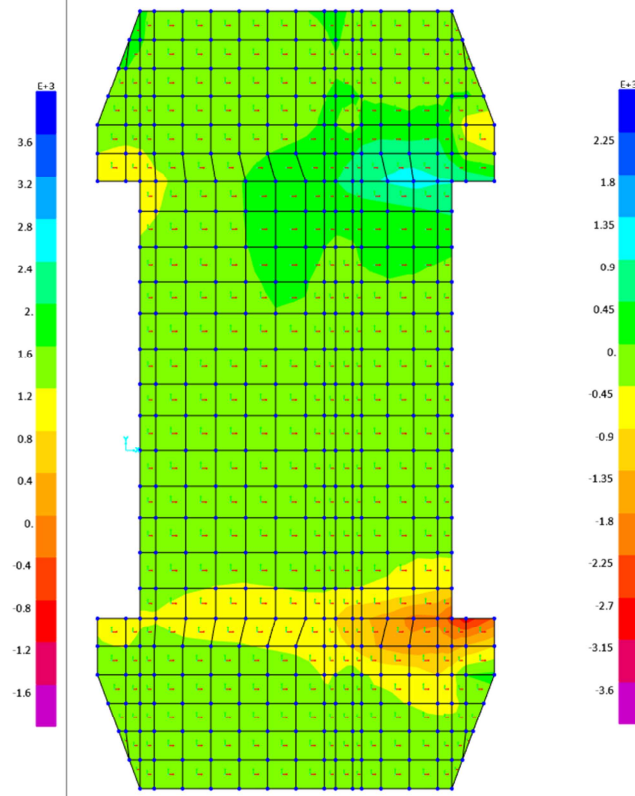


V13 (env min) kN





V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

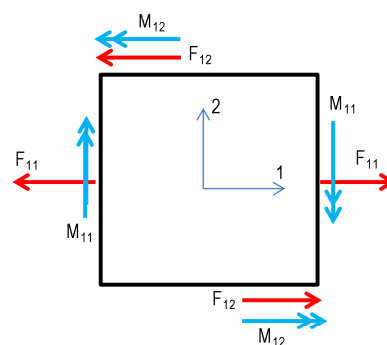
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Massima eccentricità in direzione 1

Minima eccentricità in direzione 1

F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
3276	-432	1292	-1,32E-01
-755	-430	4449	5,69E-01
1208	2332	1452	1,93E+00
3242	-1855	1561	-5,72E-01
515	45	7367	8,83E-02
789	509	-2353	6,46E-01
0,04	411,83	532,44	1,00E+04
0,05	-200,88	947,62	-4,02E+03



$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

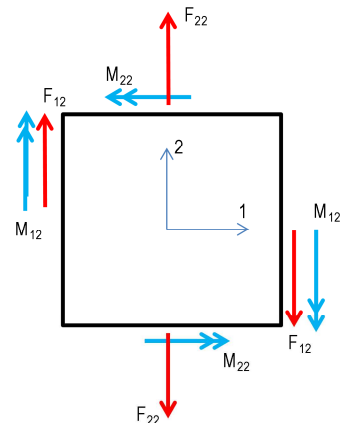
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Massima eccentricità in direzione 2

Minima eccentricità in direzione 2

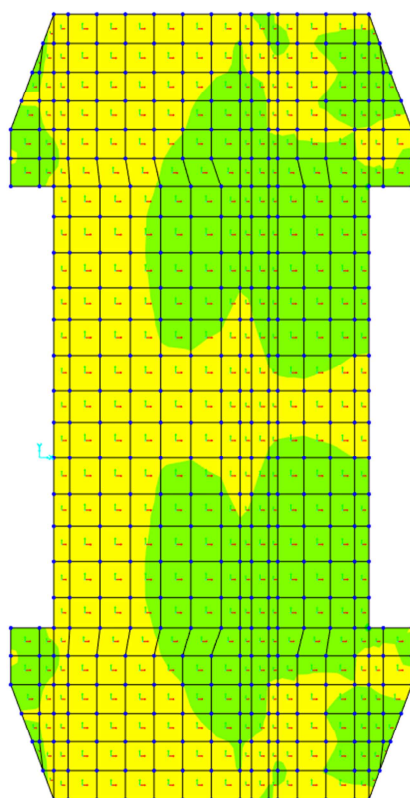
F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
4383	269	-78	6,13E-02
-1993	194	38	-9,72E-02
2766	1207	-2229	4,36E-01
-53	-841	1503	1,60E+01
1763	690	3820	1,60E+01
3066	936	-3733	3,05E-01
-0,56	-428,68	425,29	7,67E+02
0,00	52,22	728,69	-1,74E+04



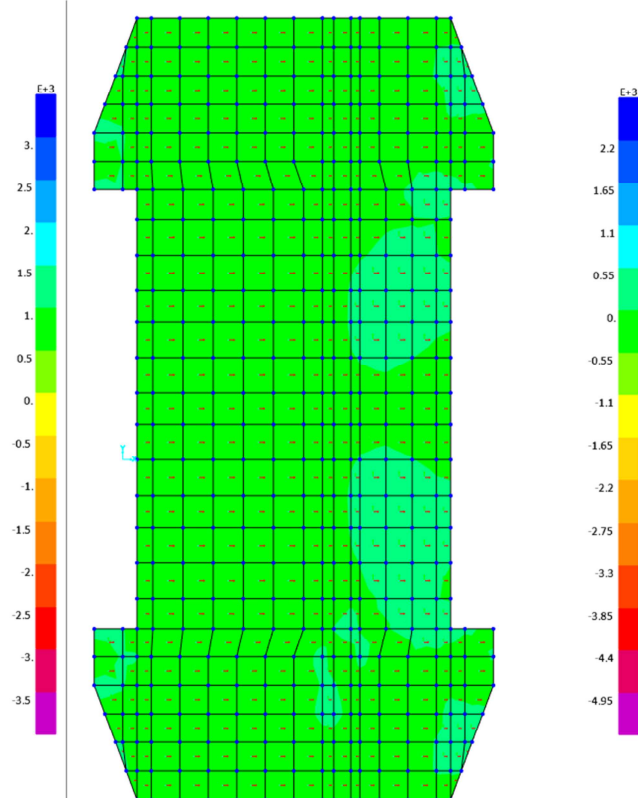
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{22}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{22}|$$

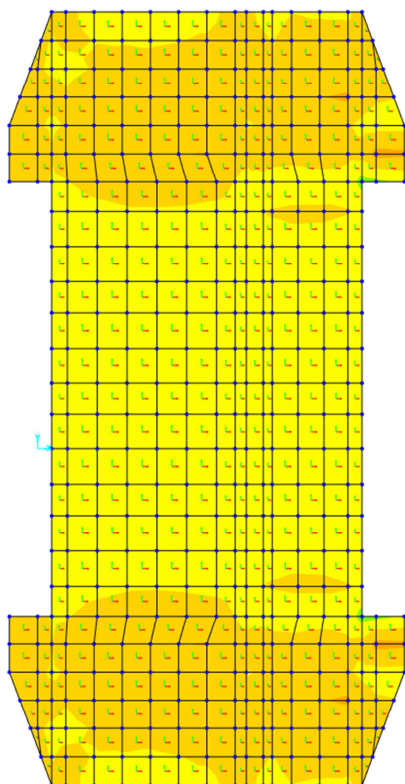
Sollecitazioni in condizioni SLE combinazioni rara - fessurazione



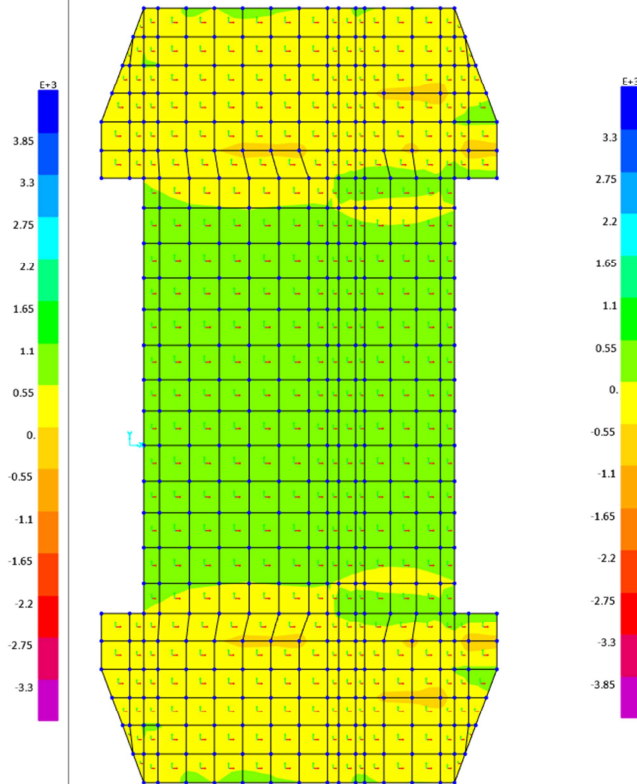
F11 (env max) kN



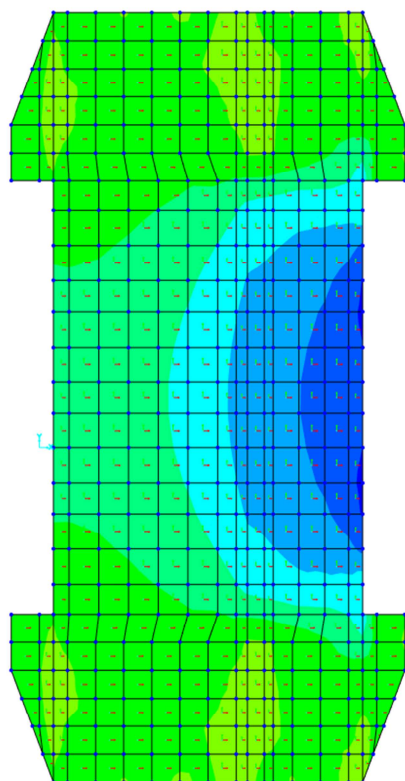
F11 (env min) kN



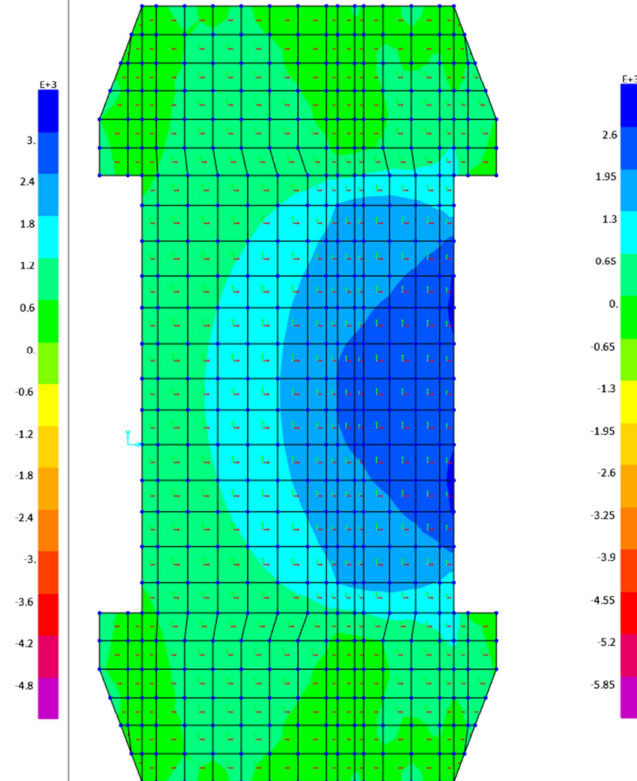
M22 (env max) kNm



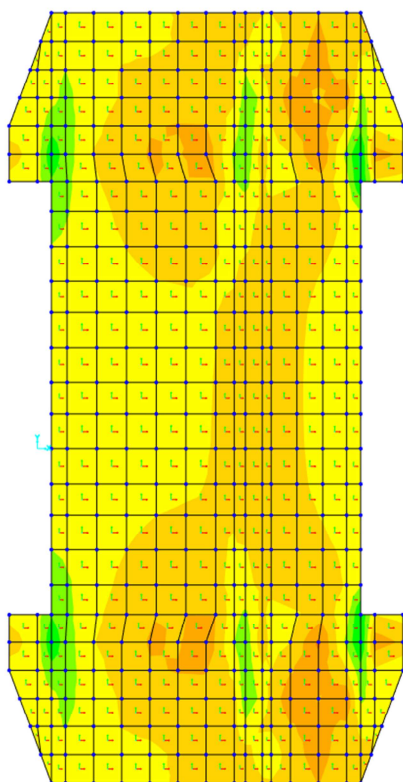
M22 (env min) kNm



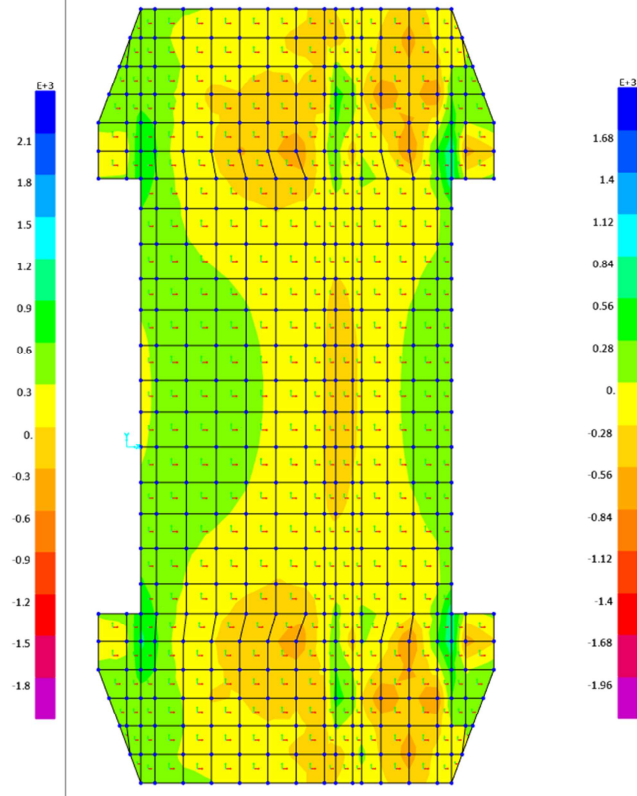
F22 (env max) kN



F22 (env min) kN



M11 (env max) kNm



M11 (env min) kNm

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

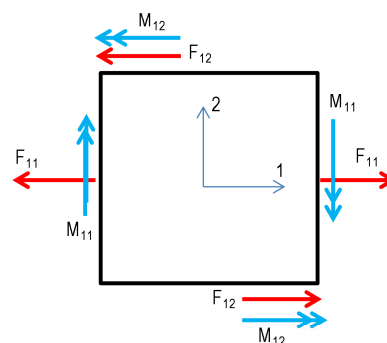
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Massima eccentricità in direzione 1

Minima eccentricità in direzione 1

F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
858	-155	-263	-1,81E-01
-294	-34	242	1,16E-01
309	1178	4187	3,81E+00
-17	-558	637	3,20E+01
410	1017	4558	2,48E+00
328	313	-1786	9,55E-01
0,05	348,05	351,92	7,20E+03
0,01	-131,55	114,24	-1,05E+04



$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

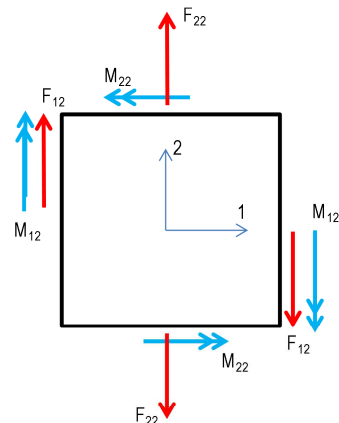
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Massima eccentricità in direzione 2

Minima eccentricità in direzione 2

F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
3201	493	-50	1,54E-01
-120	26	186	-2,13E-01
1328	873	-2233	6,57E-01
1533	-483	763	-3,15E-01
547	519	2663	-3,15E-01
726	559	-2628	7,69E-01
0,19	52,26	-61,83	2,73E+02
0,82	-145,72	90,15	-1,78E+02



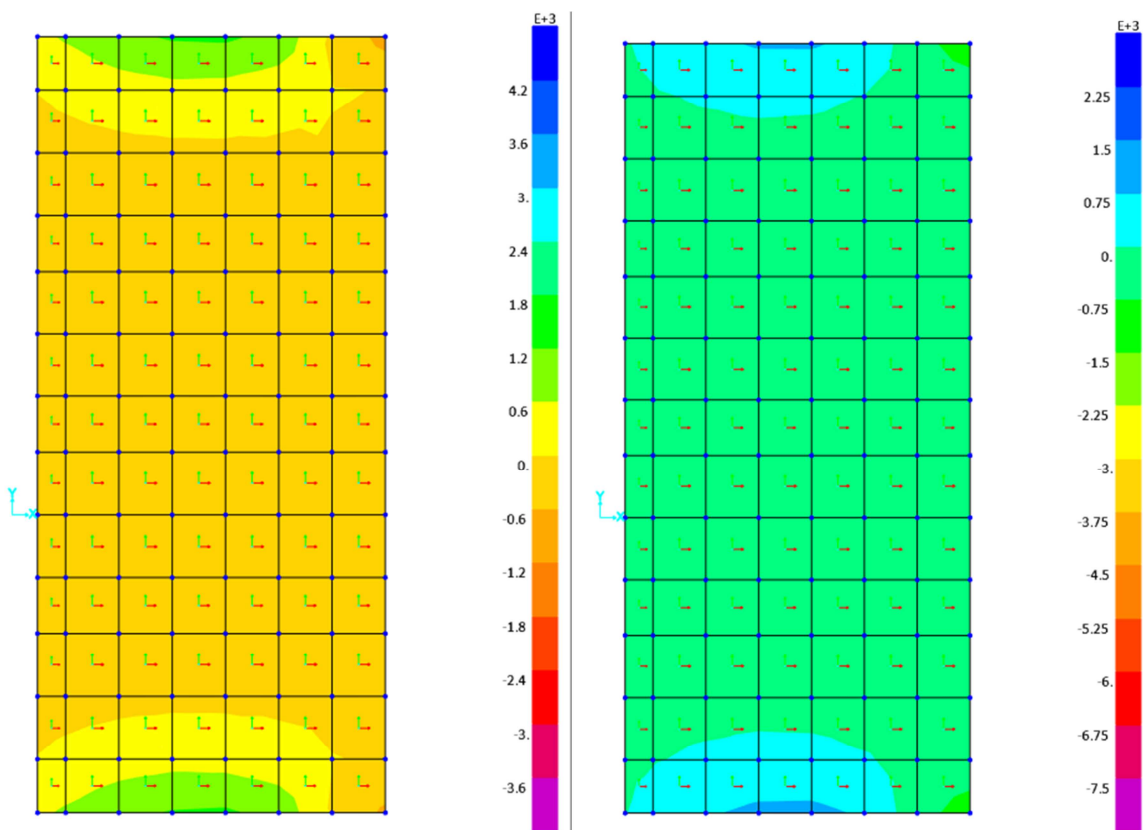
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{22}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{22}|$$

8.2.2 Soletta superiore livello ballast

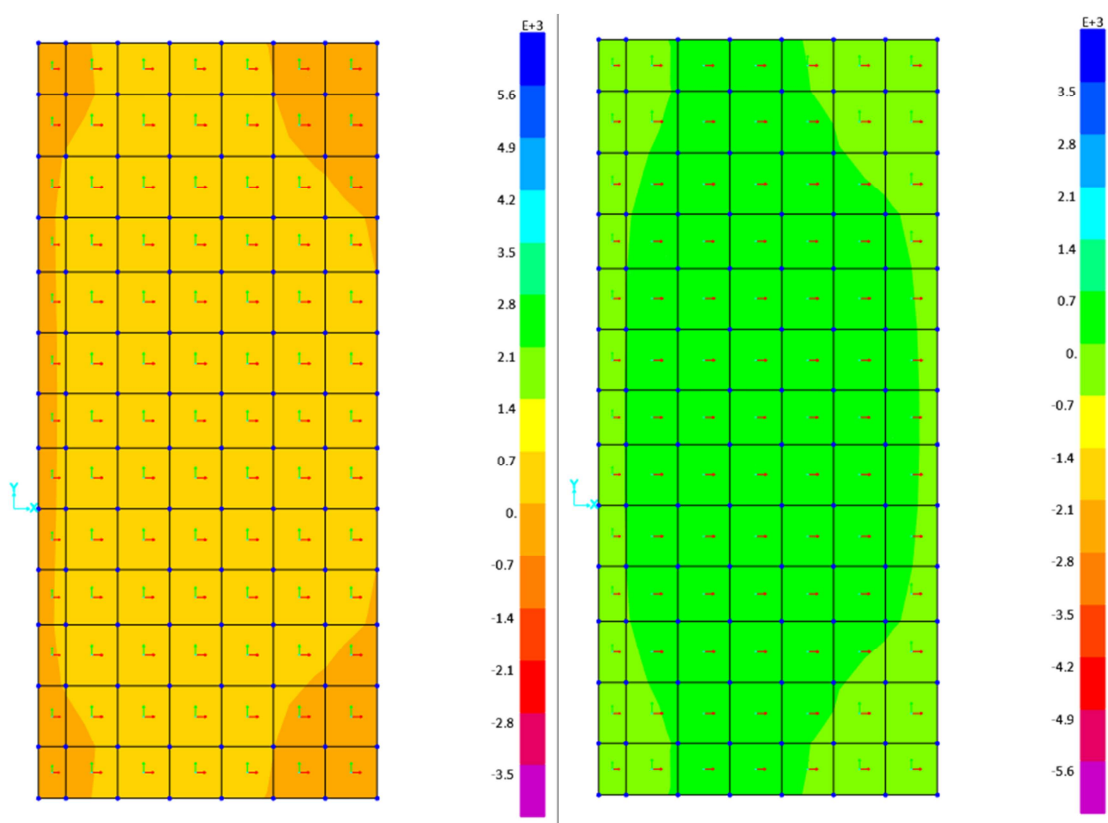
Sollecitazioni in forma grafica.

Sollecitazioni in condizioni statiche STR



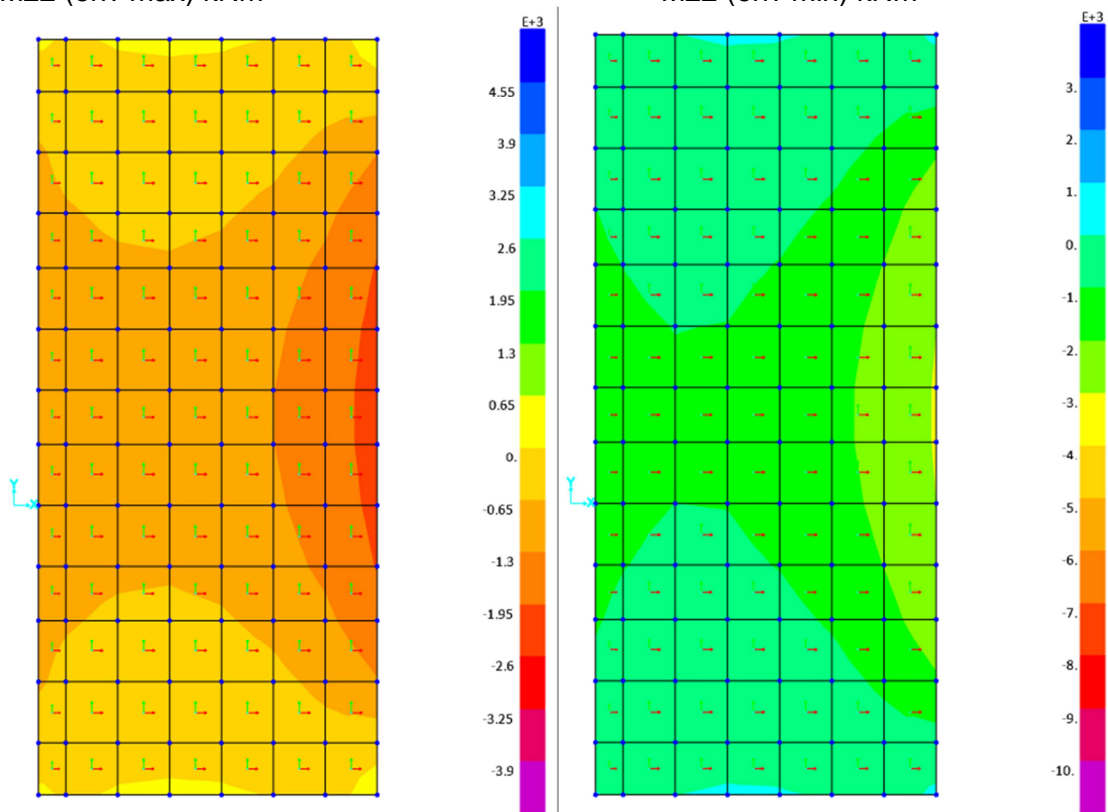
F11 (env max) kN

F11 (env min) kN



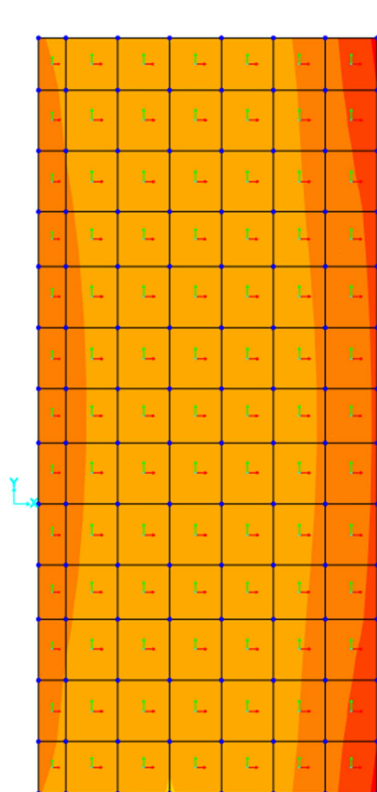
M_{22} (env max) kNm

M_{22} (env min) kNm

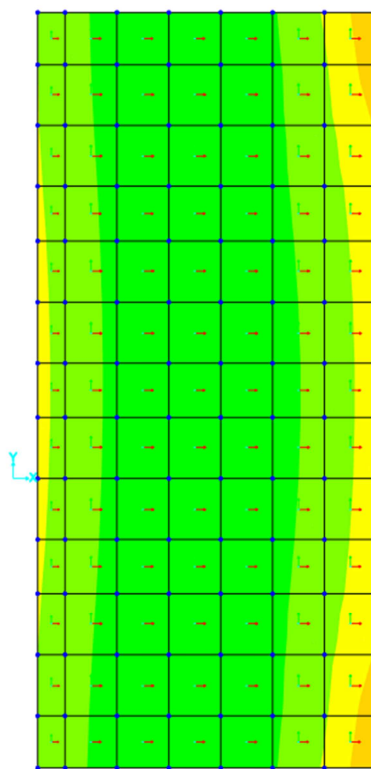


F_{22} (env max) kN

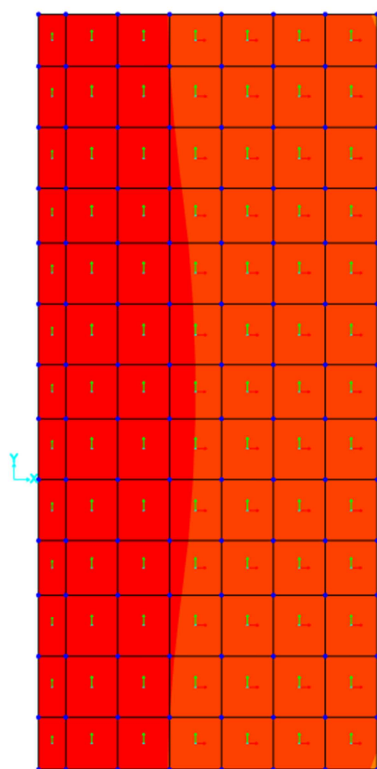
F_{22} (env min) kN



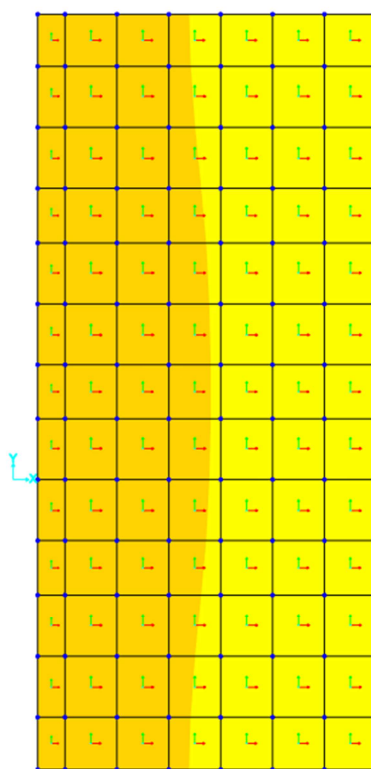
M11 (env max) kNm



M11 (env min) kNm

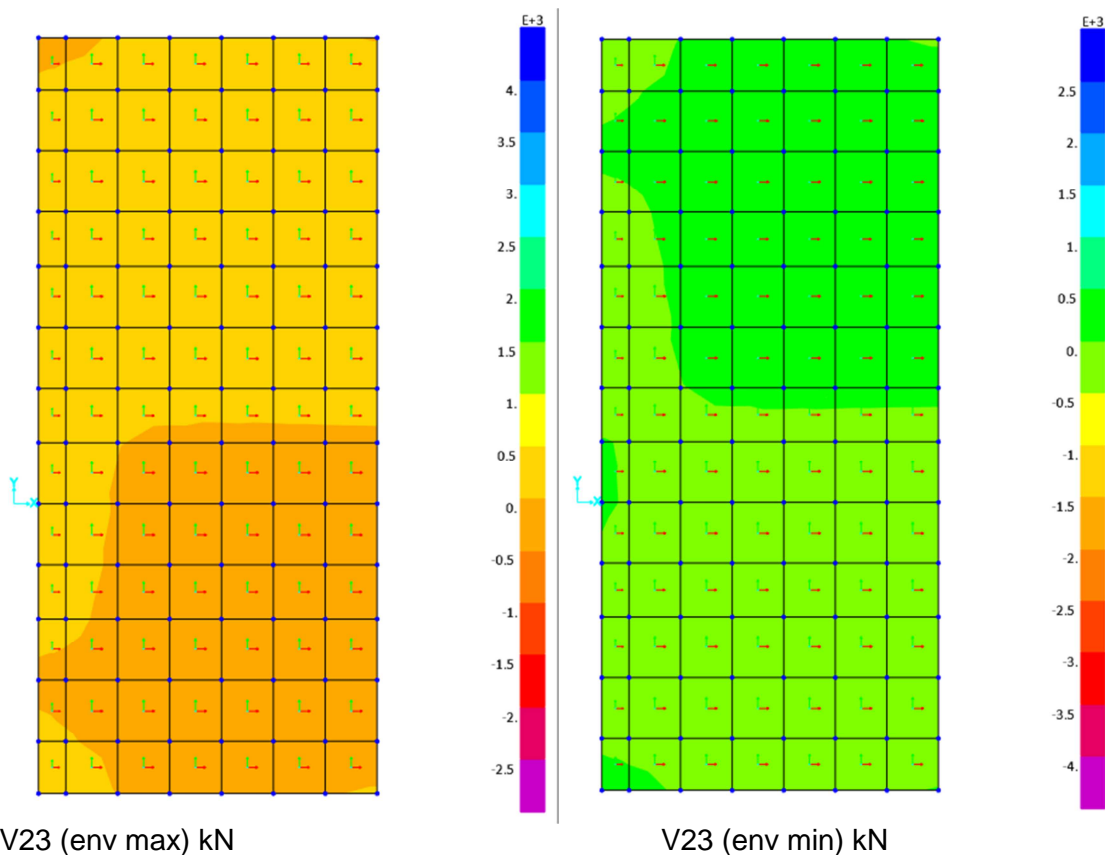


V13 (env max) kN



V13 (env min) kN





Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato

Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata

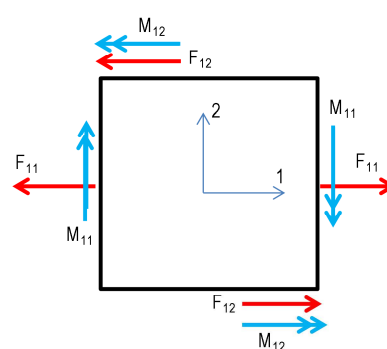
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}

Massima eccentricità in direzione 1

Minima eccentricità in direzione 1

F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
1149	-580	614	-5,05E-01
-585	323	-42	-5,52E-01
862	410	88	4,75E-01
225	-676	717	-3,00E+00
225	-676	717	-3,00E+00
-316	-390	-451	1,24E+00
0,32	280,36	169,79	8,76E+02
-1,80	278,98	170,46	-1,55E+02



$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

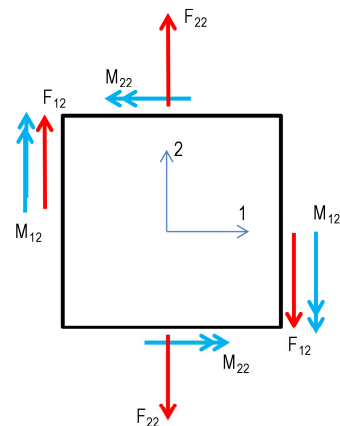
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Massima eccentricità in direzione 2

Minima eccentricità in direzione 2

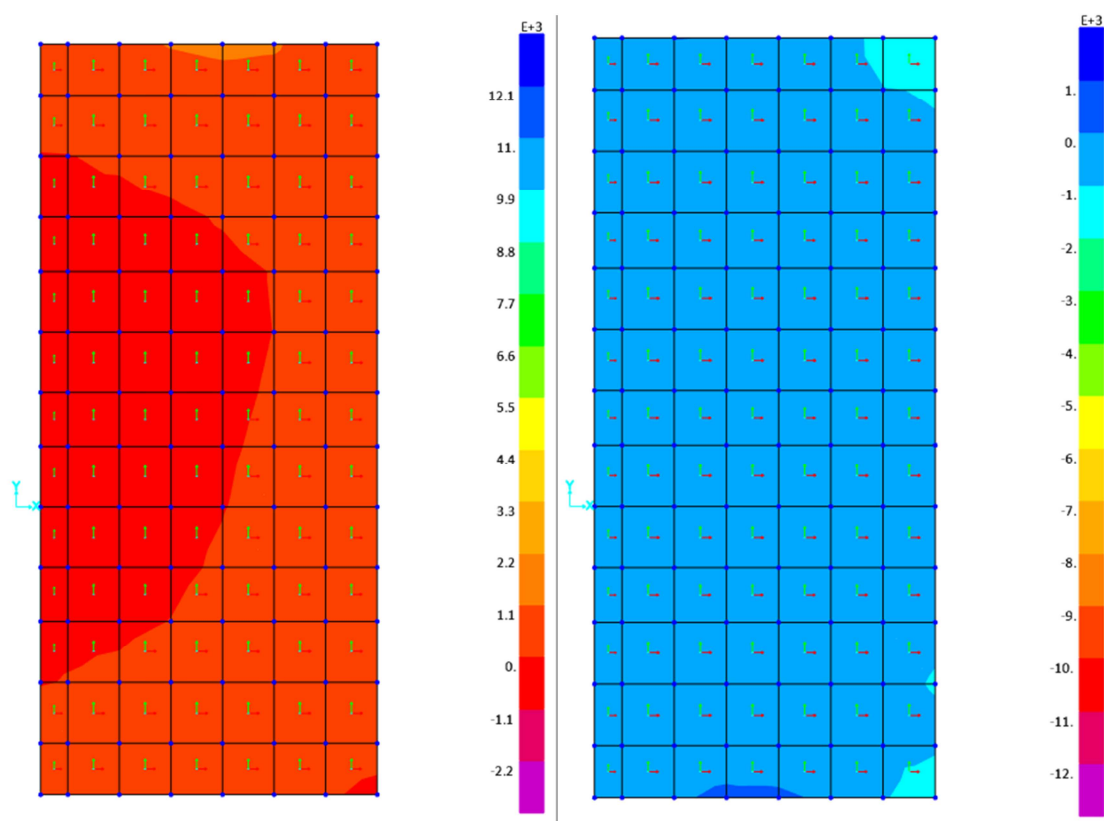
F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
707	-122	9	-1,73E-01
-2601	40	2	-1,53E-02
-983	158	19	-1,60E-01
83	-162	-259	-1,95E+00
73	-160	259	-1,95E+00
83	-162	-259	-1,95E+00
1,20	57,37	-20,07	4,78E+01
-2,29	73,57	18,18	-3,21E+01



$$F_{d2} = F_{22} + |F_{22}|$$

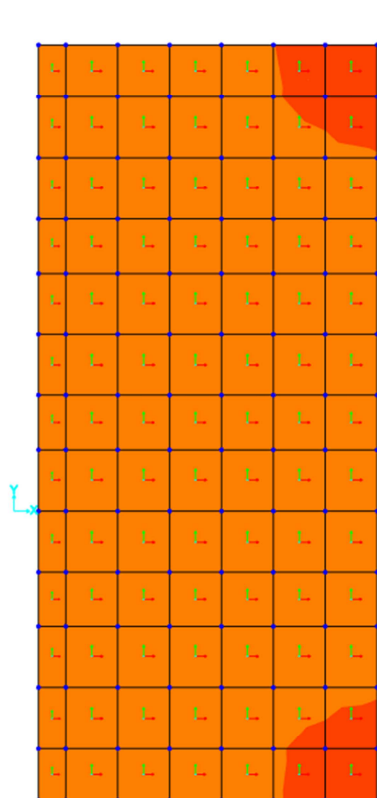
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{22}|$$

Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV

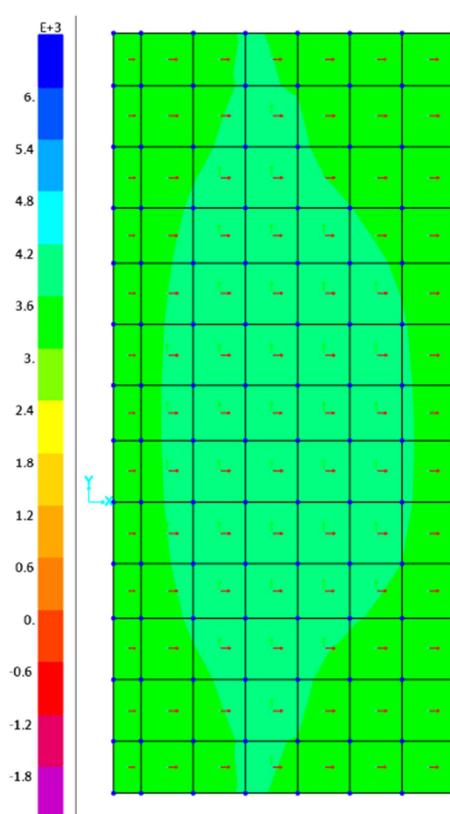


F11 (env max) kN

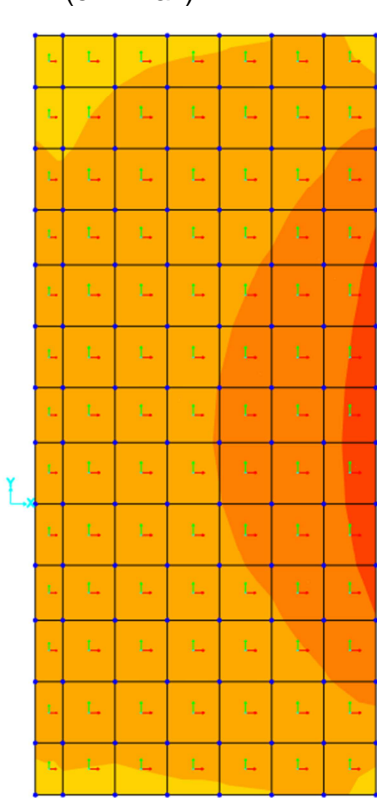
F11 (env min) kN



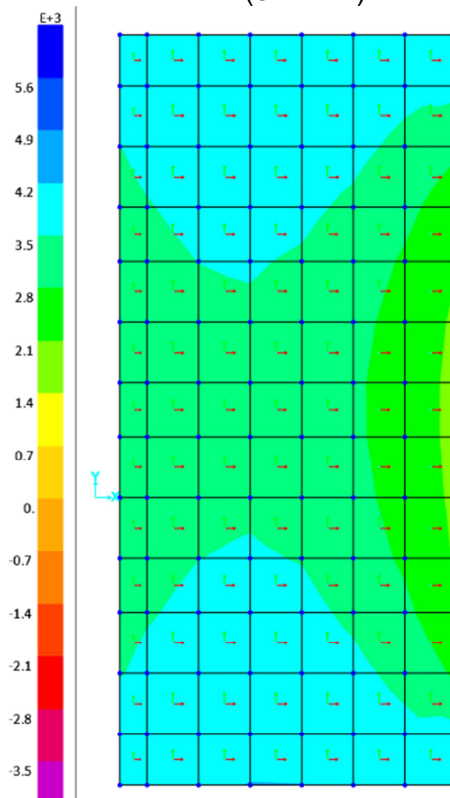
M22 (env max) kNm



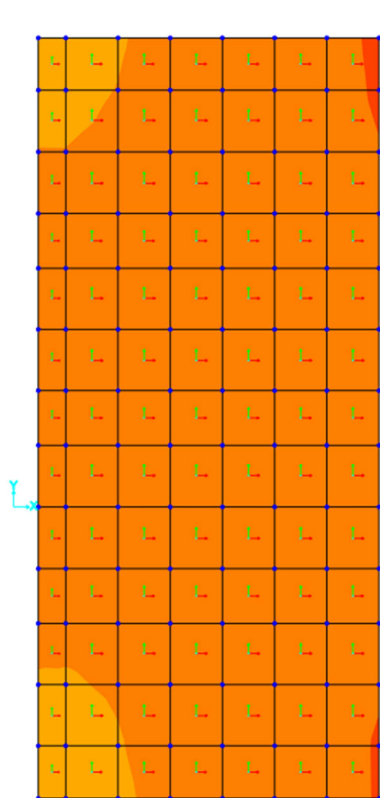
M22 (env min) kNm



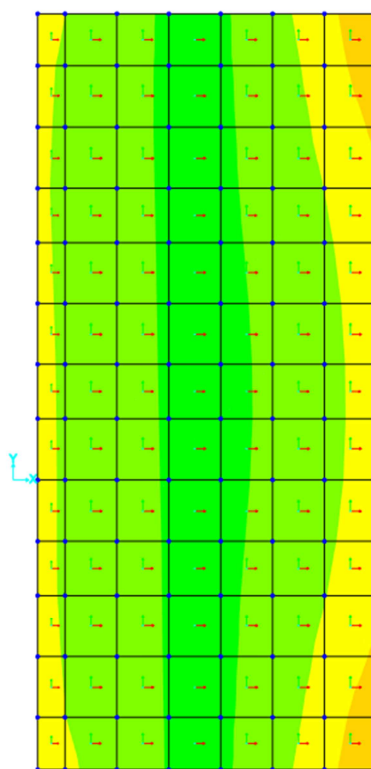
F22 (env max) kN



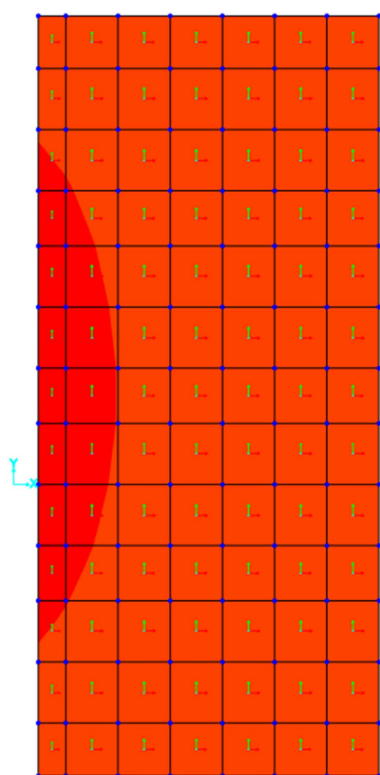
F22 (env min) kN



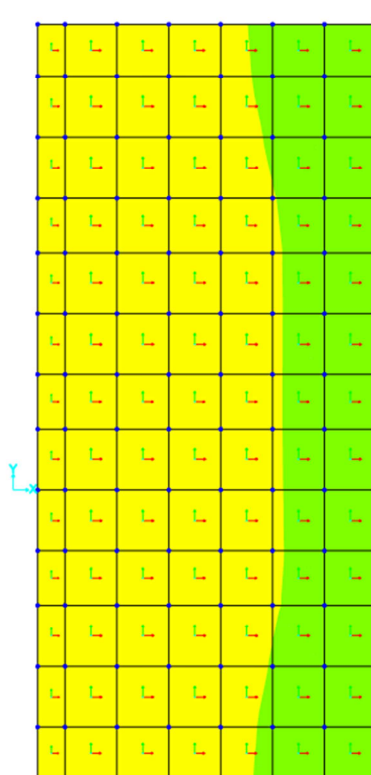
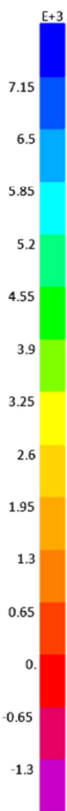
M11 (env max) kNm



M11 (env min) kNm

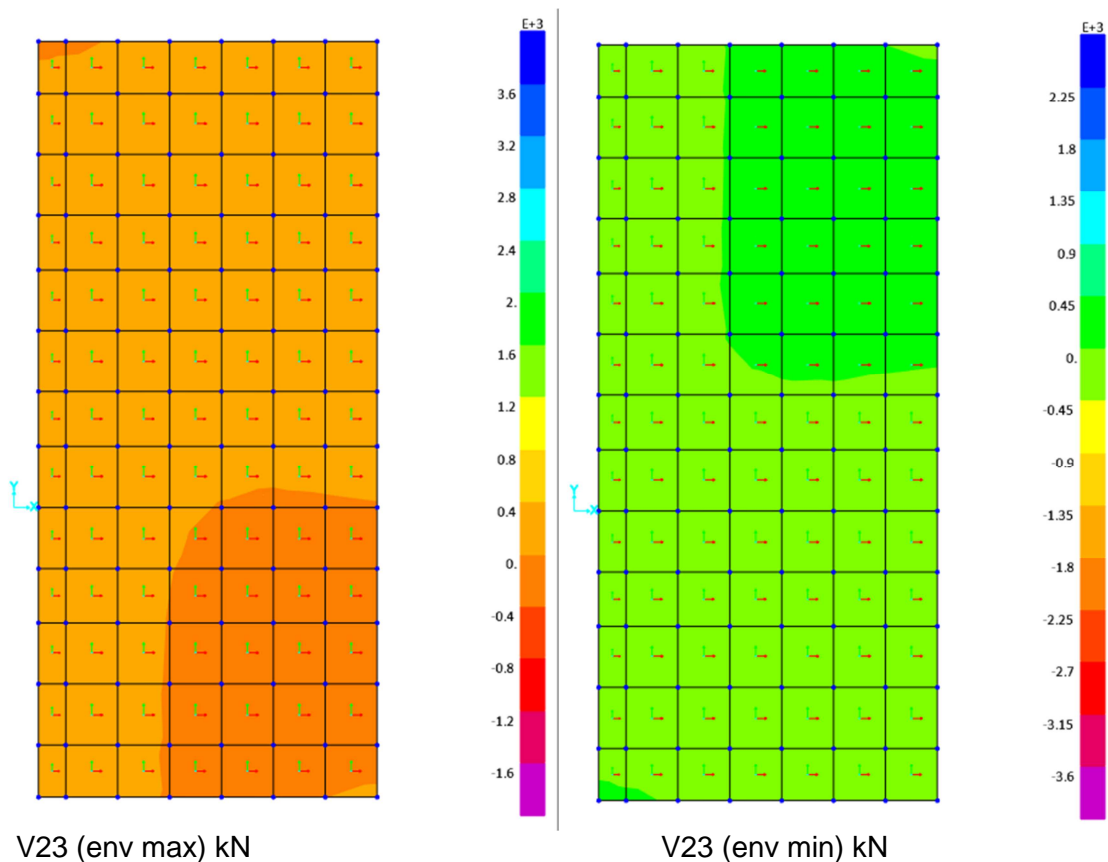


V13 (env max) kN



V13 (env min) kN

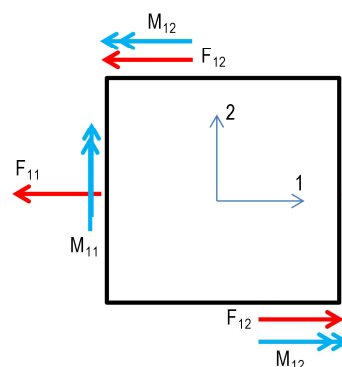




Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	1196	-201	259	-1,68E-01
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-893	-547	392	6,12E-01
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	683	641	59	9,39E-01
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-526	-819	513	1,56E+00
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-165	-816	522	4,94E+00
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	259	-453	-310	-1,75E+00
Massima eccentricità in direzione 1	0,29	201,45	96,05	6,93E+02
Minima eccentricità in direzione 1	1,13	-414,15	-288,62	-3,67E+02



$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

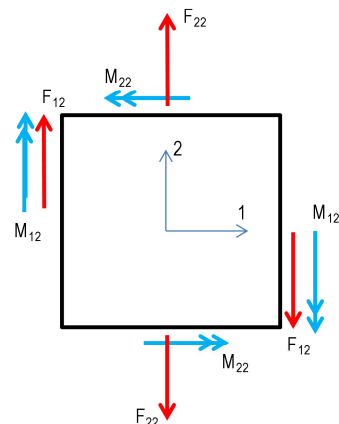
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Massima eccentricità in direzione 2

Minima eccentricità in direzione 2

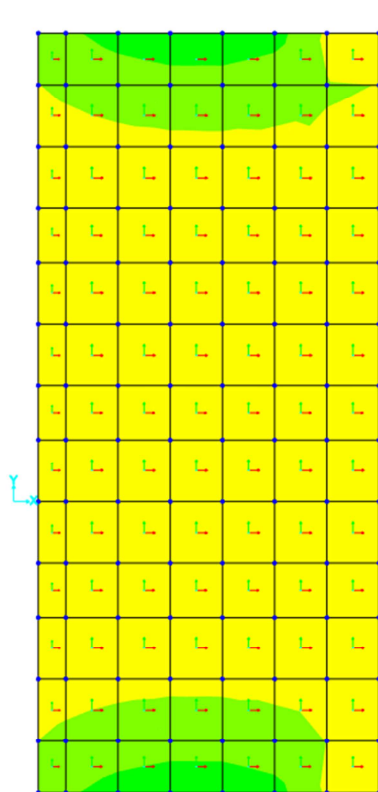
F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
472	-98	13	-2,08E-01
-1634	-15	-11	9,35E-03
-136	109	9	-8,04E-01
98	-149	-206	-1,52E+00
168	-145	193	-1,52E+00
98	-149	-206	-1,52E+00
0,07	90,43	2,05	1,21E+03
-0,09	83,83	-4,85	-9,63E+02



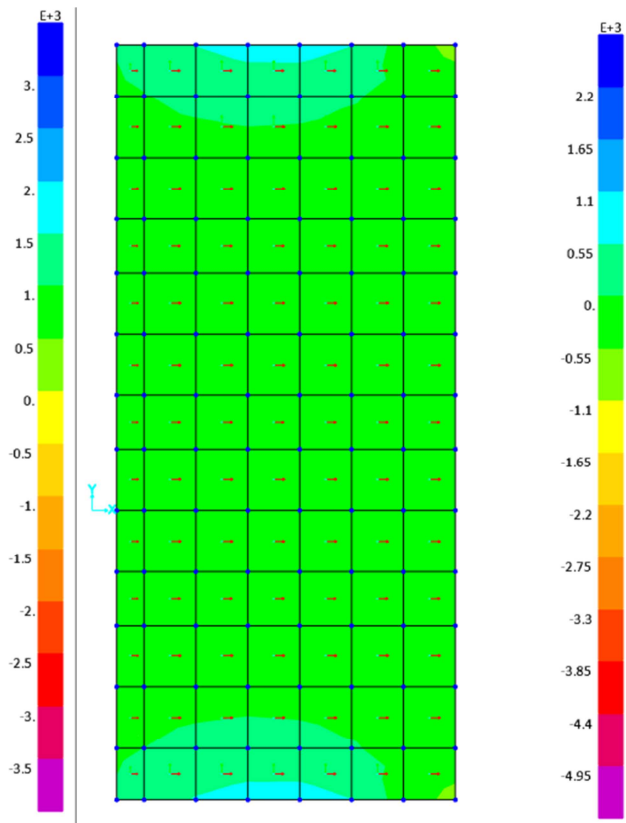
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$

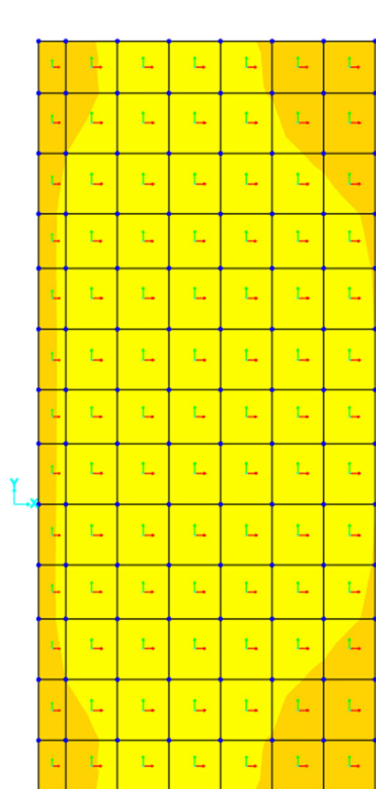
Sollecitazioni in condizioni statiche SLE Rara - Fessurazione



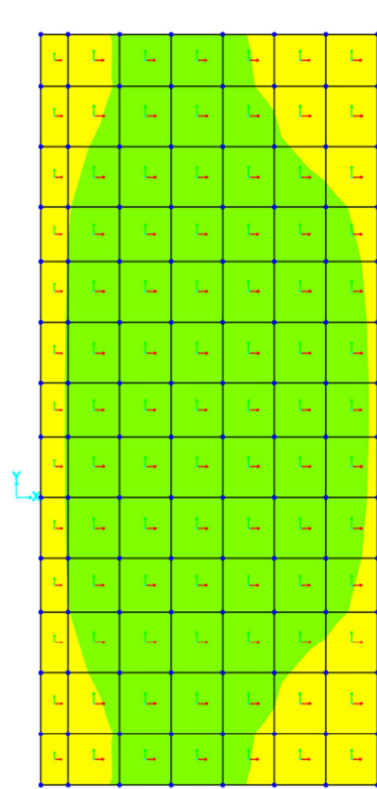
F11 (env max) kN



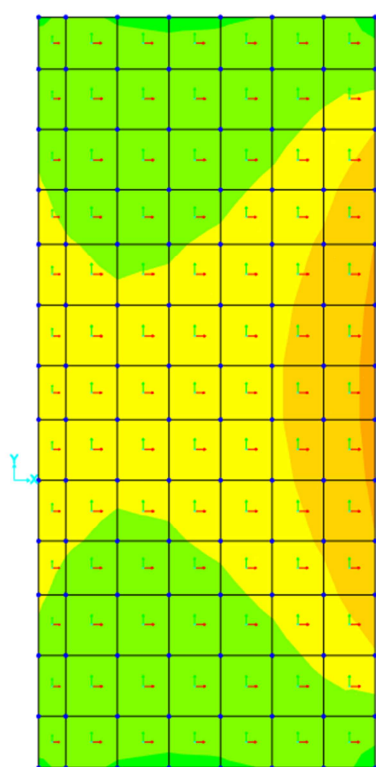
F11 (env min) kN



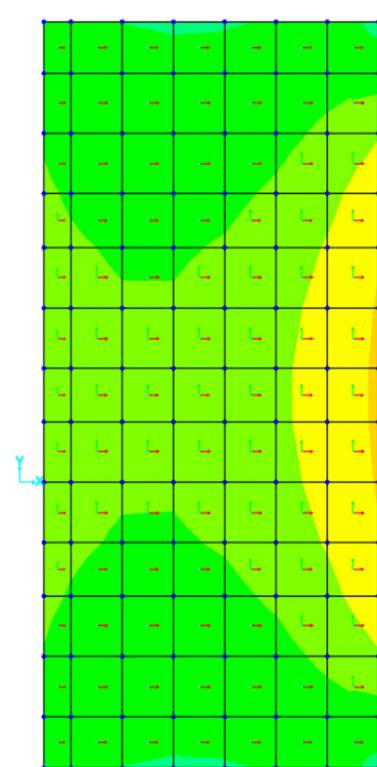
M22 (env max) kNm



M22 (env min) kNm

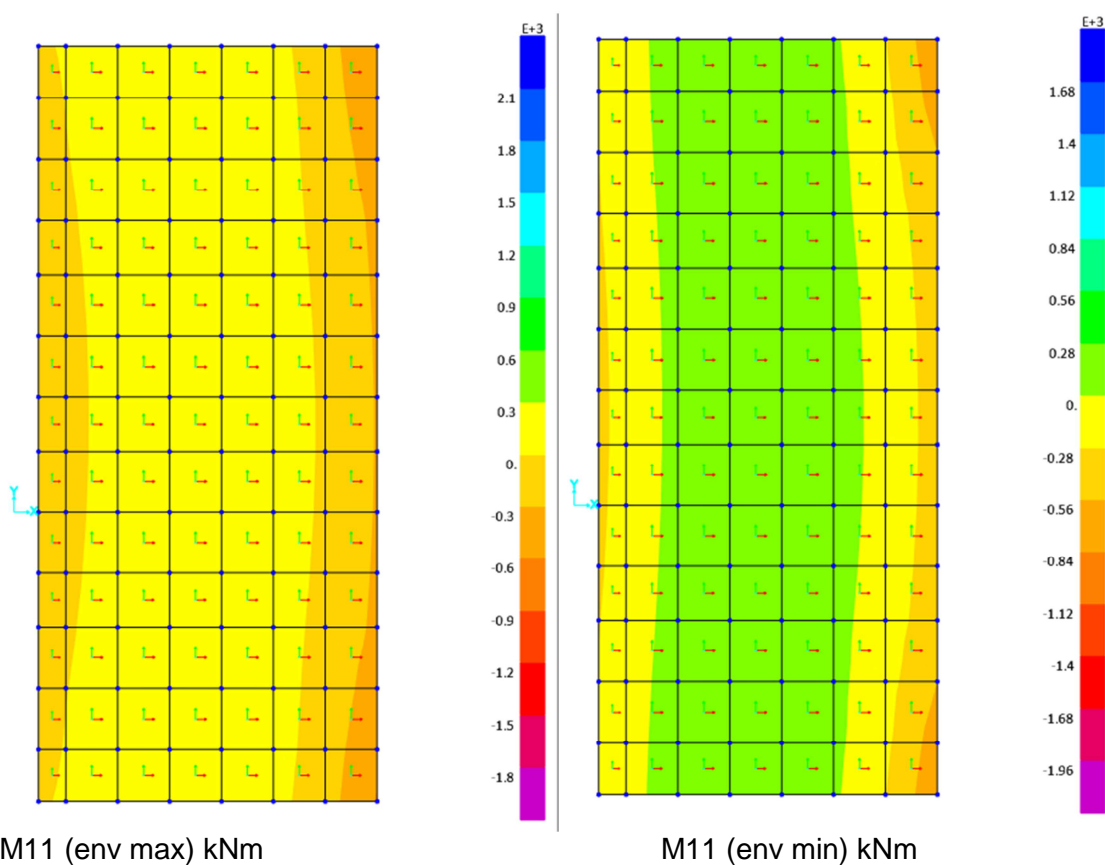


F22 (env max) kN



F22 (env min) kN





Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2
[Sollecitazioni di design secondo direzione 1](#)

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	752	-371	412	-4,93E-01
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-400	228	-26	-5,69E-01
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	594	280	51	4,71E-01
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	167	-441	484	-2,64E+00
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	167	-441	484	-2,64E+00
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	343	-187	-311	-5,44E-01
Massima eccentricità in direzione 1	0,20	206,73	-92,72	1,06E+03
Minima eccentricità in direzione 1	-1,61	195,86	115,40	-1,22E+02

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato

Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata

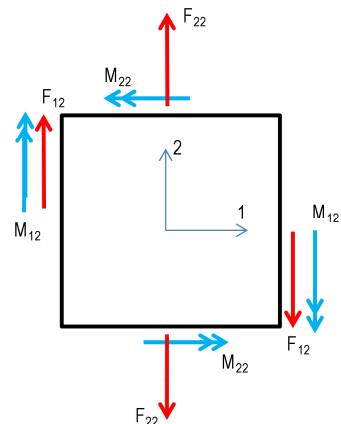
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}

Massima eccentricità in direzione 2

Minima eccentricità in direzione 2

F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
471	-84	8	-1,79E-01
-1739	20	1	-1,17E-02
-683	108	-13	-1,58E-01
60	-108	-172	-1,78E+00
66	-107	170	-1,78E+00
60	-108	-172	-1,78E+00
4,79	47,67	-13,88	9,96E+00
-1,48	47,62	13,71	-3,21E+01



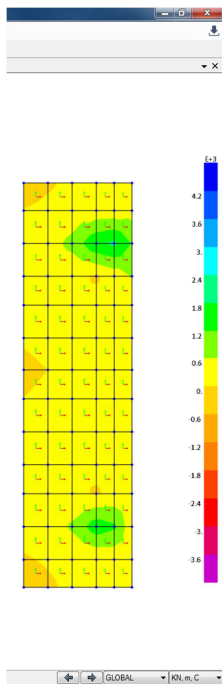
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{22}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{22}|$$

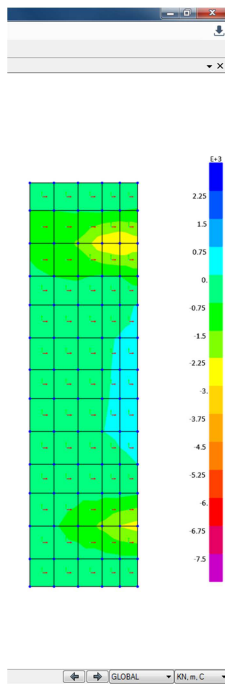
8.2.3 Soletta superiore livello appoggi

Sollecitazioni in forma grafica.

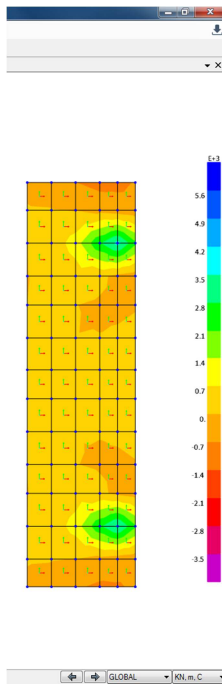
Sollecitazioni in condizioni statiche STR



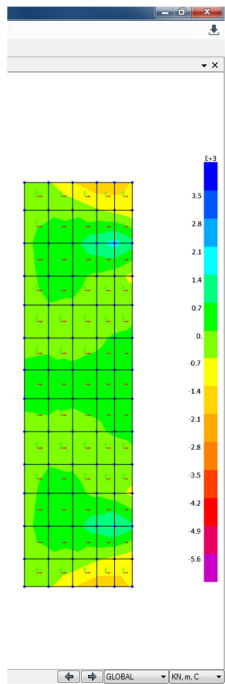
F11 (env max) kN



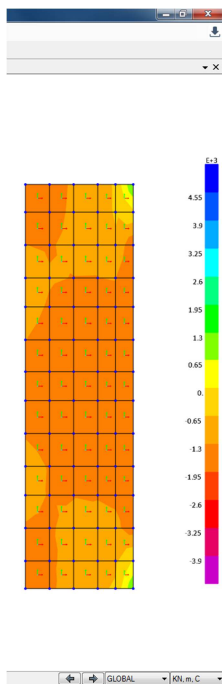
F11 (env min) kN



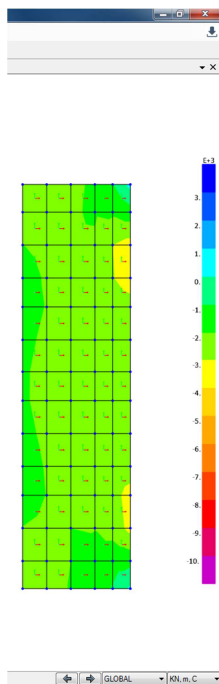
M22 (env max) kNm



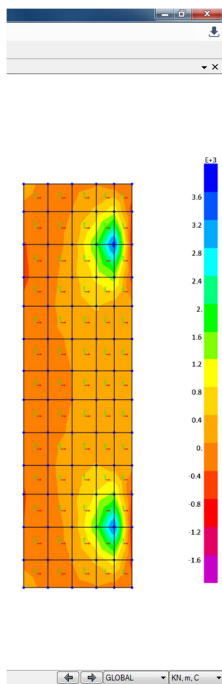
M22 (env min) kNm



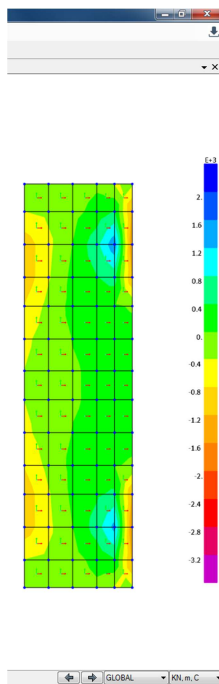
F22 (env max) kN



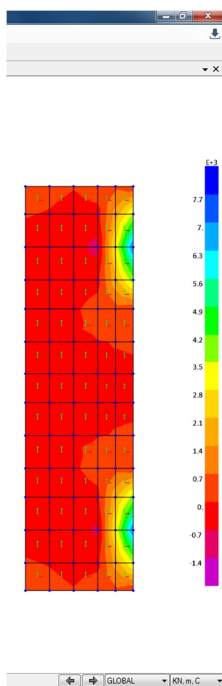
F22 (env min) kN



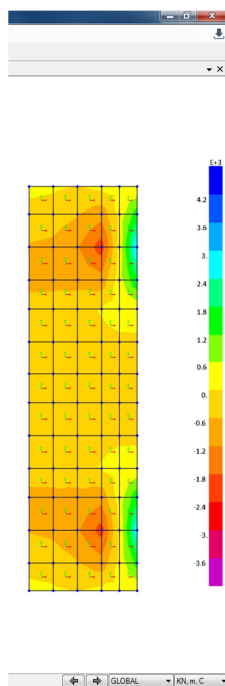
M11 (env max) kNm



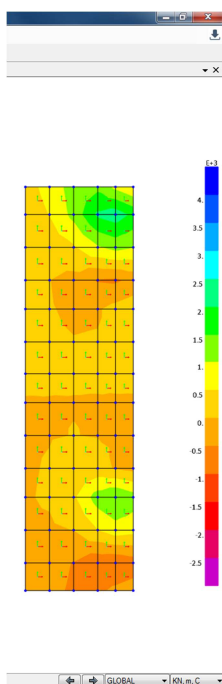
M11 (env min) kNm



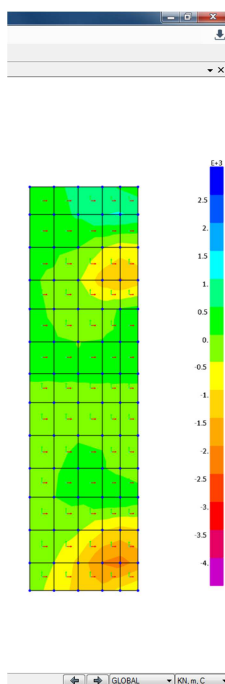
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

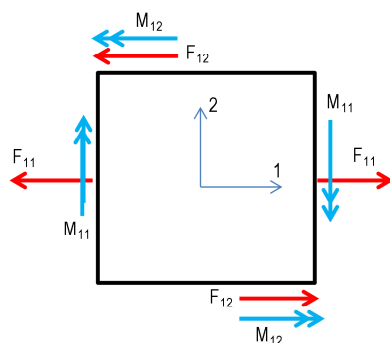
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	2349	1686	-2397	7,18E-01
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-1090	1894	-2635	-1,74E+00
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-425	2099	-2709	-4,94E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-220	-663	-797	3,01E+00
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	665	664	7222	9,98E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-675	1989	-2788	-2,94E+00
Massima eccentricità in direzione 1	-1,41	-601,48	-730,61	4,28E+02
Minima eccentricità in direzione 1	0,35	-64,51	-156,52	-1,82E+02

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

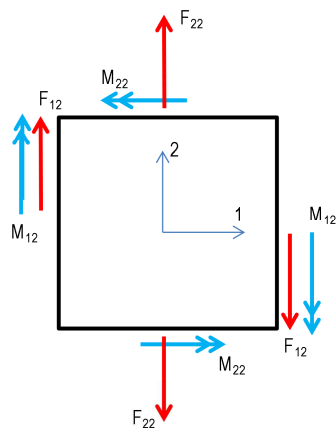


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

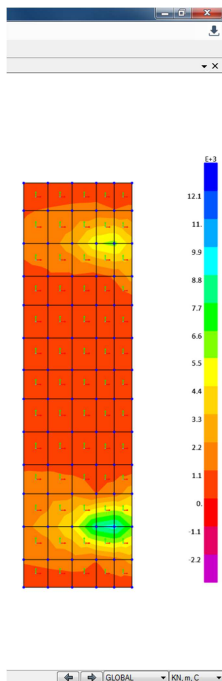
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1197	-897	438	-7,50E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-3230	1141	-2428	-3,53E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-1466	1696	-3525	-1,16E+00
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-1125	-1039	1226	9,23E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1899	1511	4148	9,23E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1216	1475	-4058	-1,21E+00
Massima eccentricità in direzione 2	4,59	951,16	2859,71	2,07E+02
Minima eccentricità in direzione 2	-190,18	1321,52	3650,16	-6,95E+00

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{21}|$$

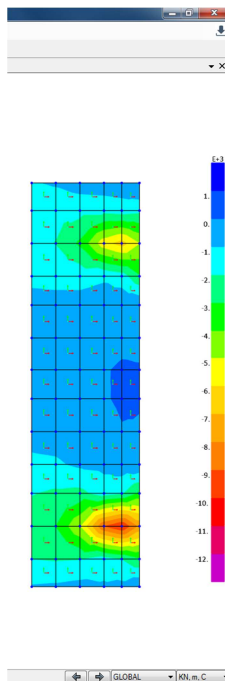
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{21}|$$



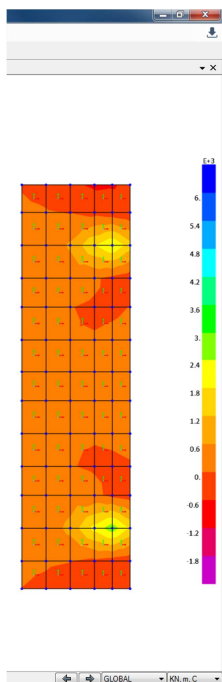
Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV



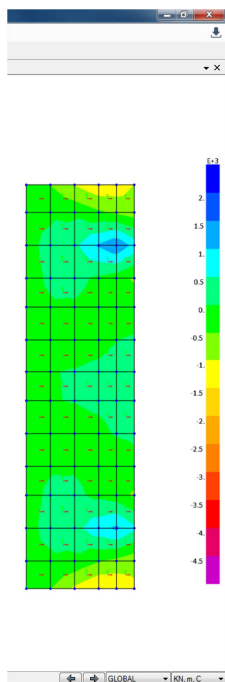
F11 (env max) kN



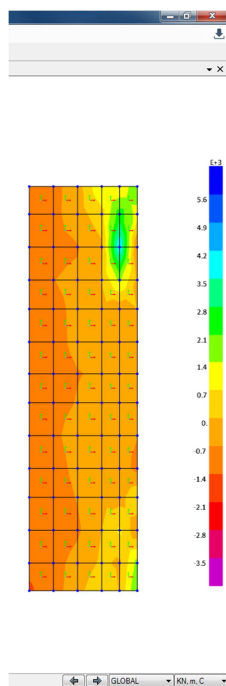
F11 (env min) kN



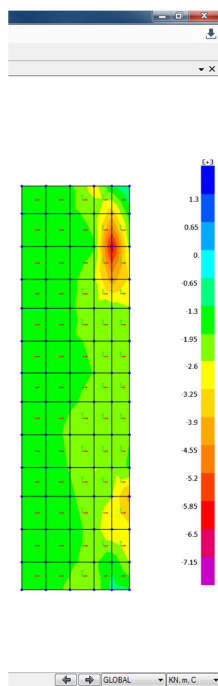
M22 (env max) kNm



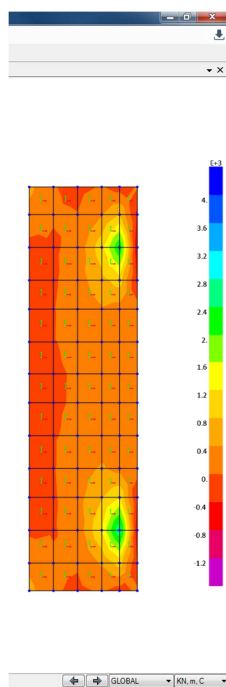
M22 (env min) kNm



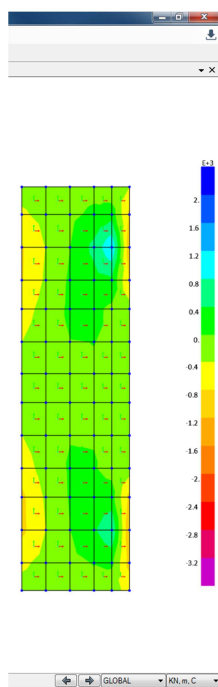
F22 (env max) kN



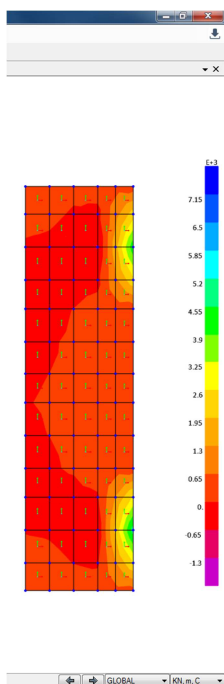
F22 (env min) kN



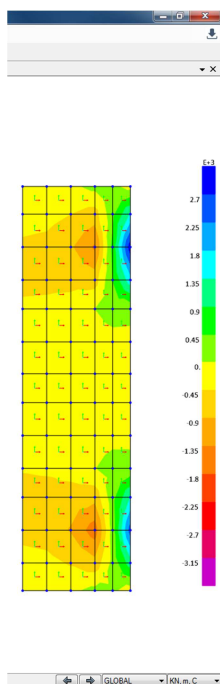
M11 (env max) kNm



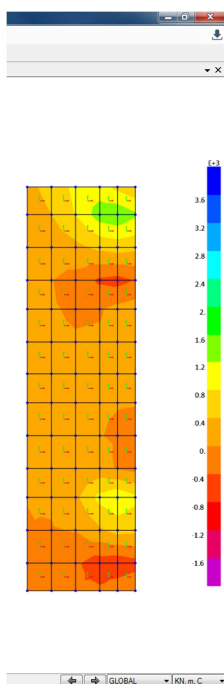
M11 (env min) kNm



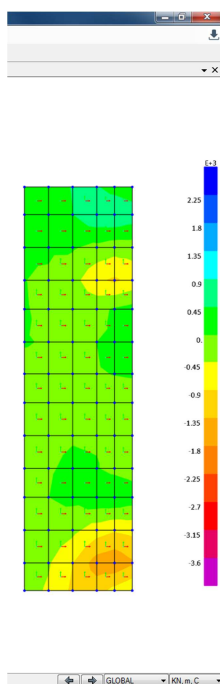
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN

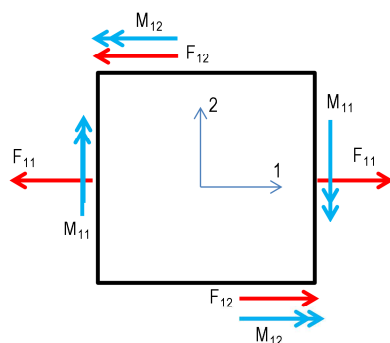


V23 (env min) kN

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	8528	445	-720	5,22E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-3060	1551	-2064	-5,07E-01
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-2705	1675	-2025	-6,19E-01
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-1619	-546	-677	3,37E-01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	5155	771	5019	1,50E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-2239	1589	-2112	-7,10E-01
Massima eccentricità in direzione 1	1,86	535,21	-195,80	2,88E+02
Minima eccentricità in direzione 1	-4,32	526,70	-204,29	-1,22E+02

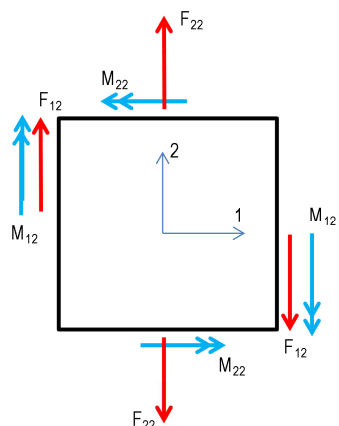


$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

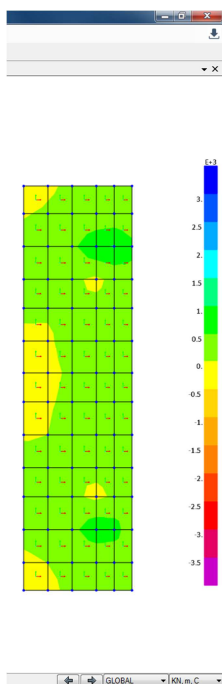
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	5613	627	1787	1,12E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-2693	886	-1775	-3,29E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	851	1287	2505	1,51E+00
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-512	-836	-1008	1,63E+00
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1481	955	2638	1,63E+00
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	527	1128	-2981	2,14E+00
Massima eccentricità in direzione 2	0,65	35,25	40,83	5,39E+01
Minima eccentricità in direzione 2	-0,50	94,64	60,77	-1,90E+02



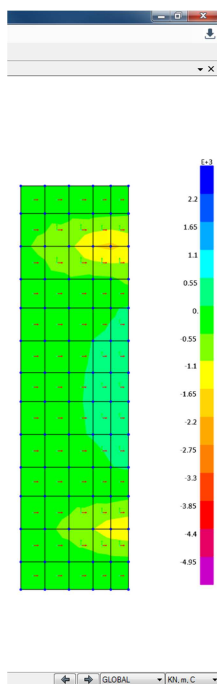
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$

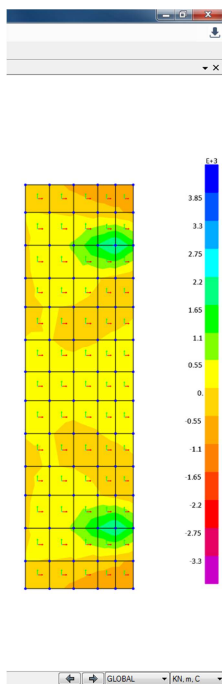
Sollecitazioni in condizioni statiche SLE rara - Fessurazione



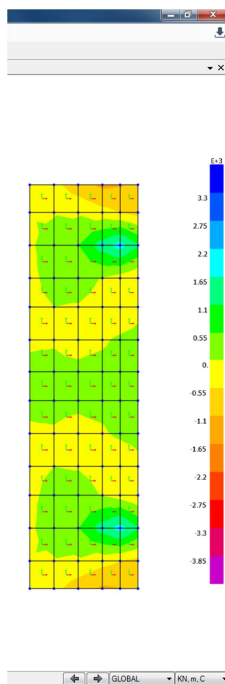
F11 (env max) kN



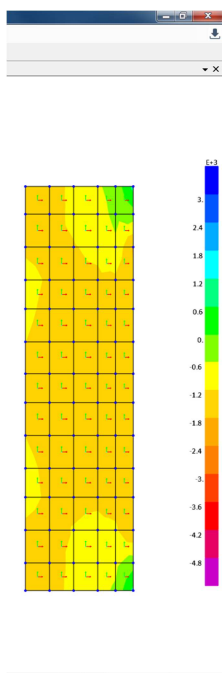
F11 (env min) kN



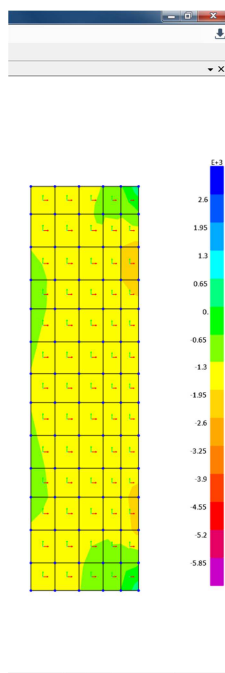
M22 (env max) kNm



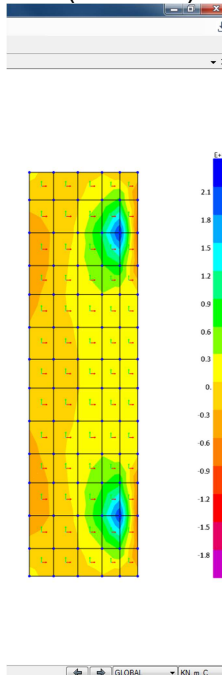
M22 (env min) kNm



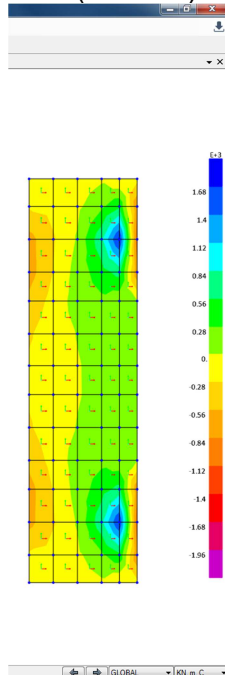
F22 (env max) kN



F22 (env min) kN



M11 (env max) kNm



M11 (env min) kNm

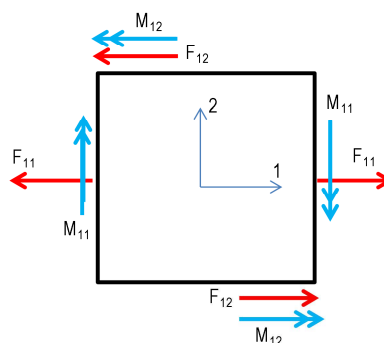
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	1302	1059	-1504	8,14E-01
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-681	1205	-1679	-1,77E+00
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-291	1311	-1688	-4,51E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-163	-416	-502	2,55E+00
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	491	416	4507	8,48E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-495	1242	-1739	-2,51E+00
Massima eccentricità in direzione 1	-0,57	-312,93	-330,79	5,46E+02
Minima eccentricità in direzione 1	-7,50	1145,53	-1477,88	-1,53E+02

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

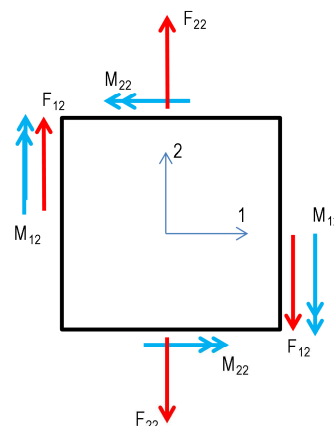


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	693	-562	281	-8,11E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-2054	715	-1517	-3,48E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-954	1063	-2194	-1,11E+00
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-755	-654	776	8,66E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1260	945	2594	8,66E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1120	921	-2524	-8,23E-01
Massima eccentricità in direzione 2	63,01	822,48	2290,21	1,31E+01
Minima eccentricità in direzione 2	-66,08	772,85	2146,75	-1,17E+01

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

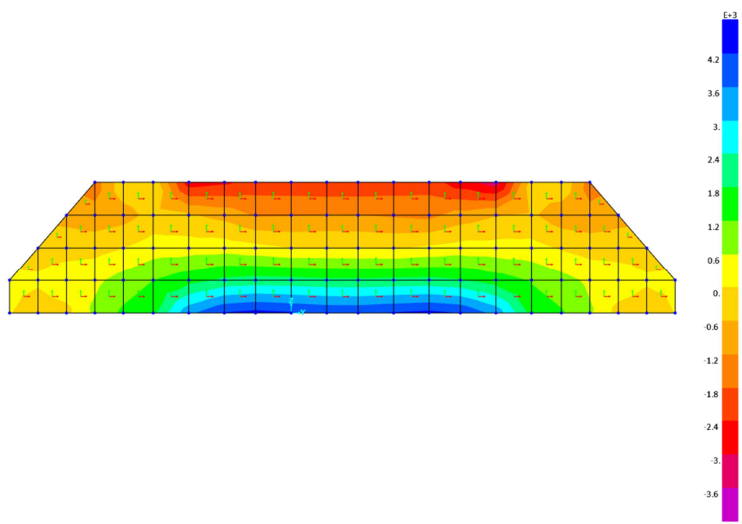
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$



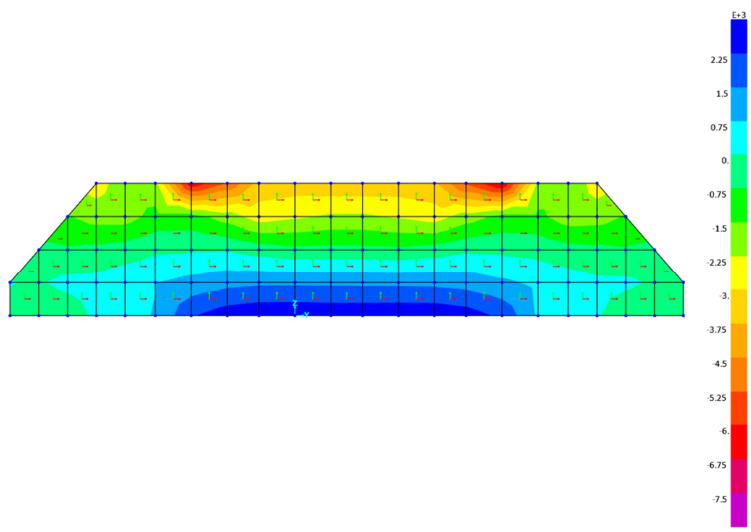
8.2.4 Muro frontale

Sollecitazioni in forma grafica.

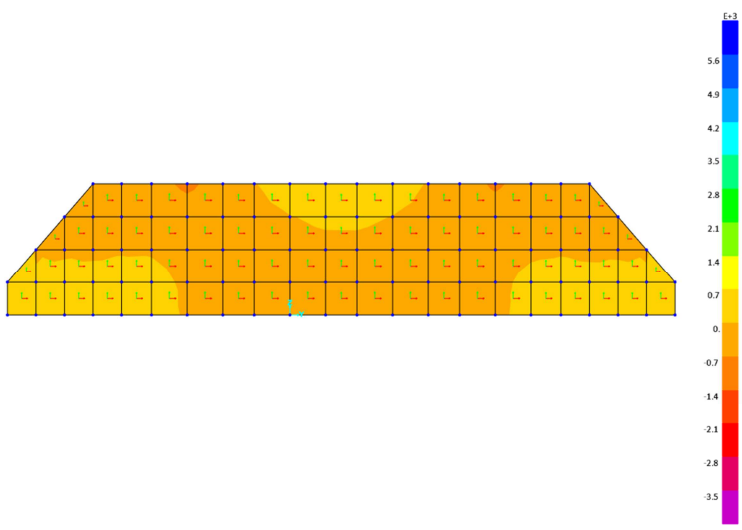
Sollecitazioni in condizioni statiche STR



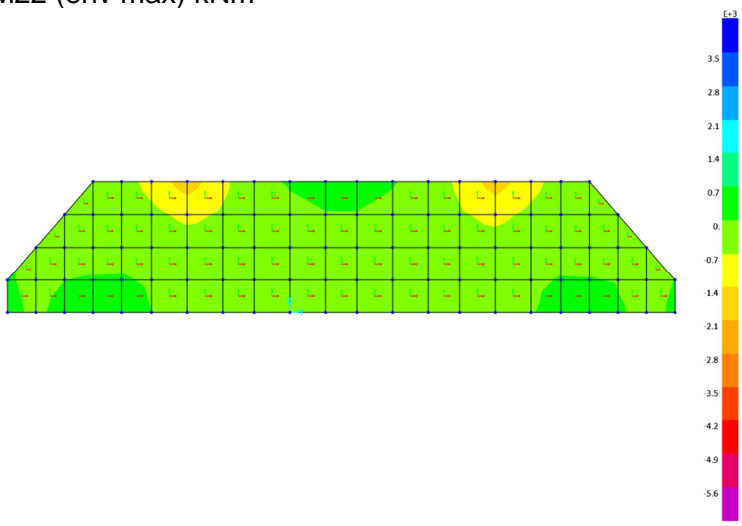
F_{11} (env max) kN



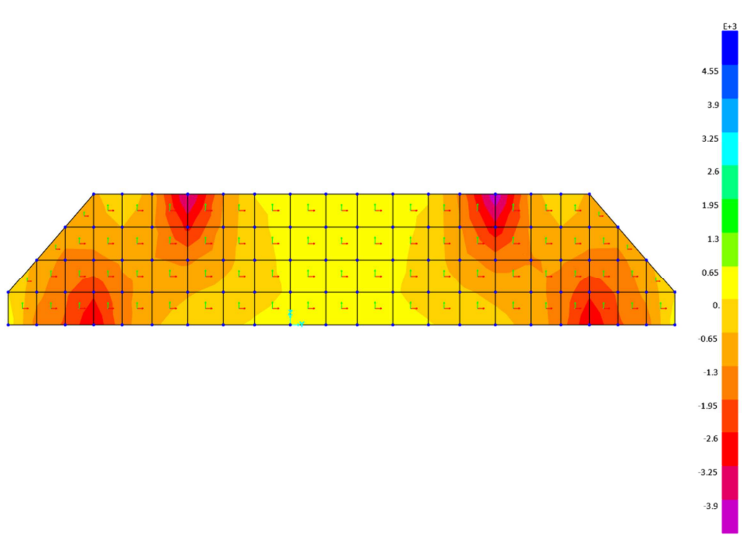
F_{11} (env min) kN



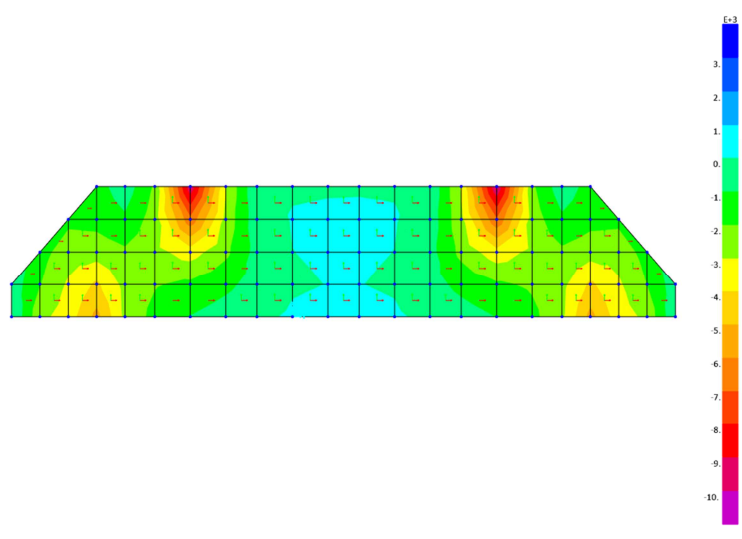
M_{22} (env max) kNm



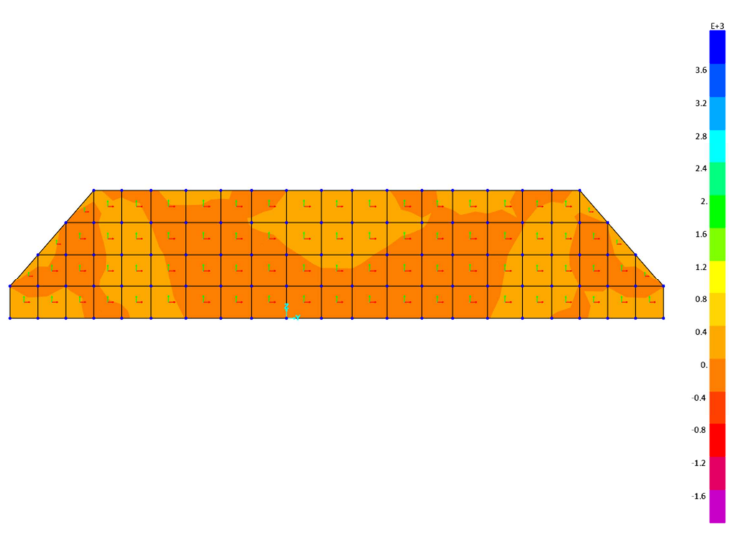
M_{22} (env min) kNm



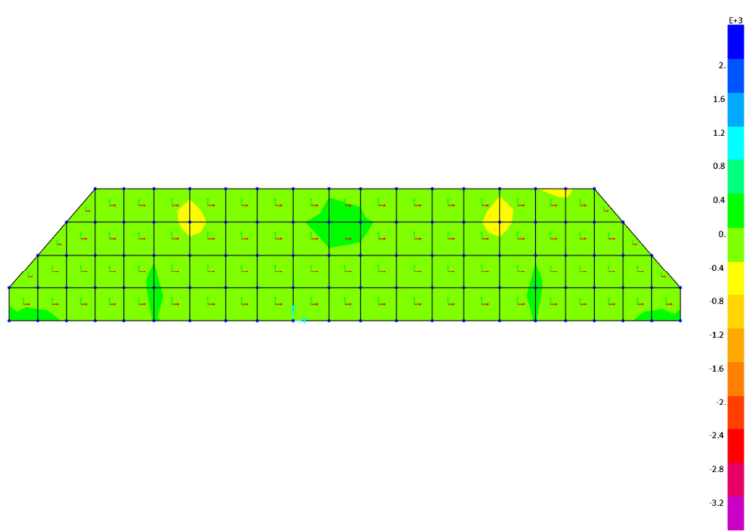
F22 (env max) kN



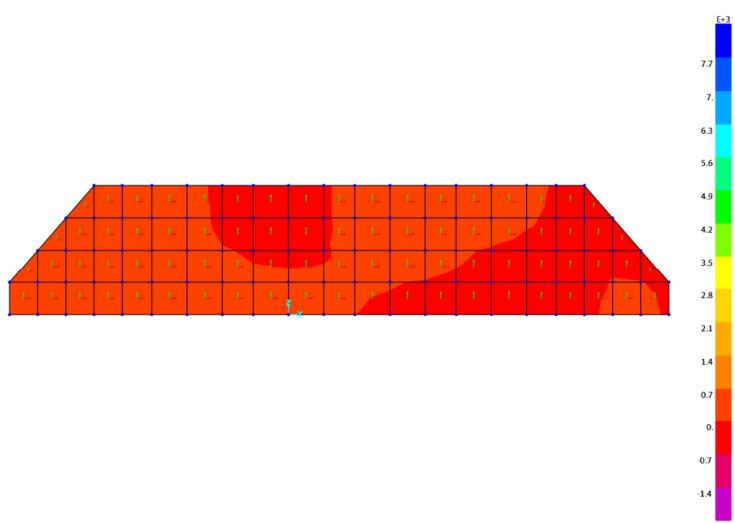
F22 (env min) kN



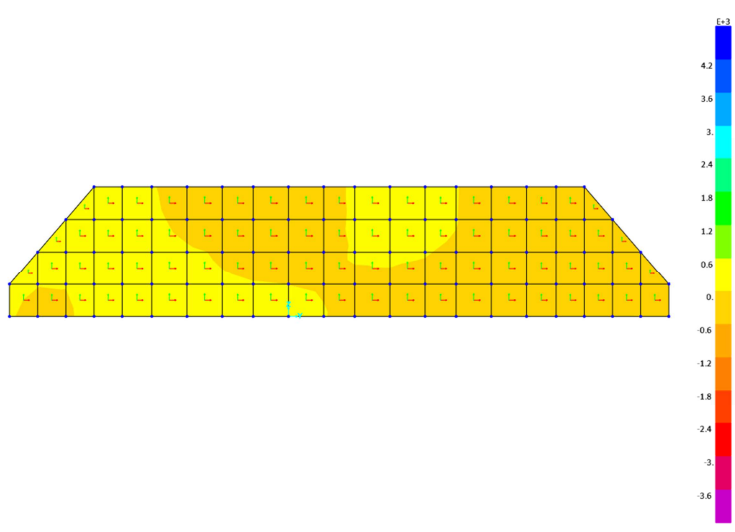
M11 (env max) kNm



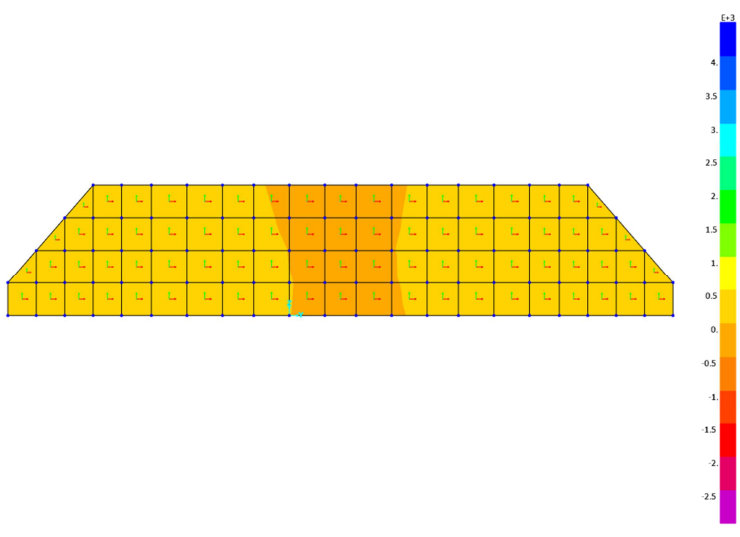
M11 (env min) kNm



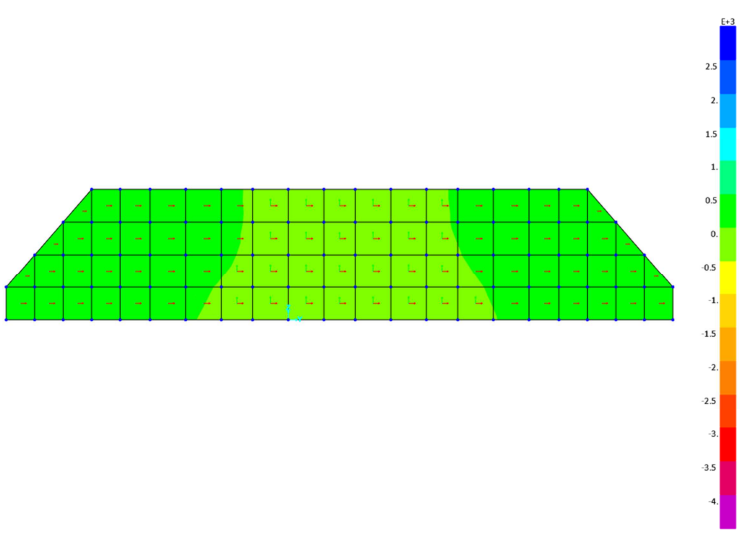
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

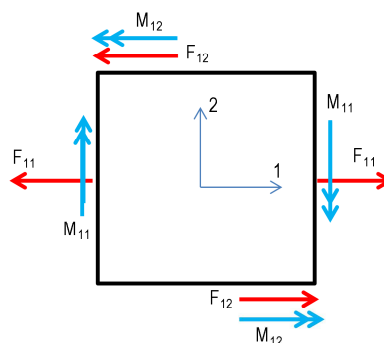
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	4151	-84	371	-2,02E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-3328	446	-50	-1,34E-01
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	348	472	160	1,36E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	2665	-217	-151	-8,16E-02
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	2617	295	451	1,13E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	2609	294	-436	1,13E-01
Massima eccentricità in direzione 1	347,54	472,34	160,23	1,36E+00
Minima eccentricità in direzione 1	550,63	-160,46	11,91	-2,91E-01

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

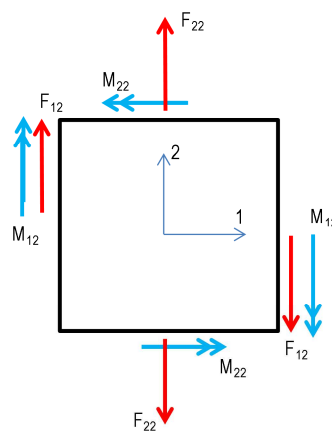


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

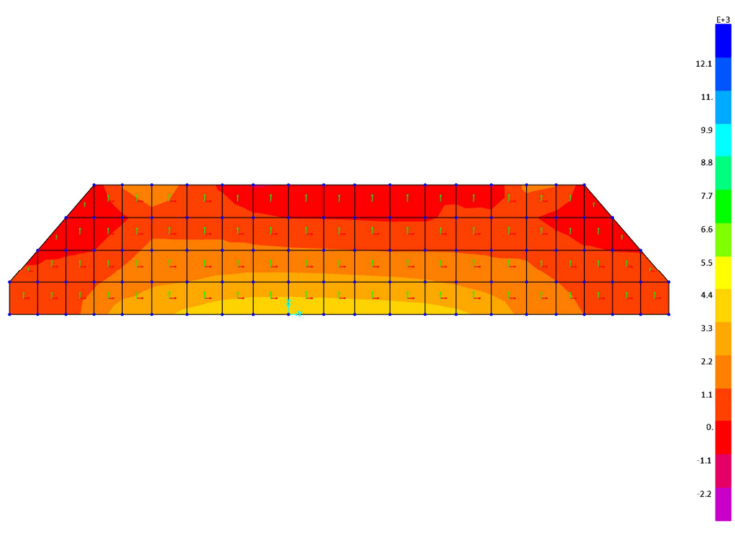
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	2305	-18	366	-7,87E-03
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-5216	-770	172	1,48E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-3082	571	285	-1,85E-01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-4538	-829	444	1,83E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1796	-713	536	1,83E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	337	224	-160	6,66E-01
Massima eccentricità in direzione 2	-1,82	-254,44	-62,40	1,39E+02
Minima eccentricità in direzione 2	1,79	-298,20	-75,56	-1,67E+02

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

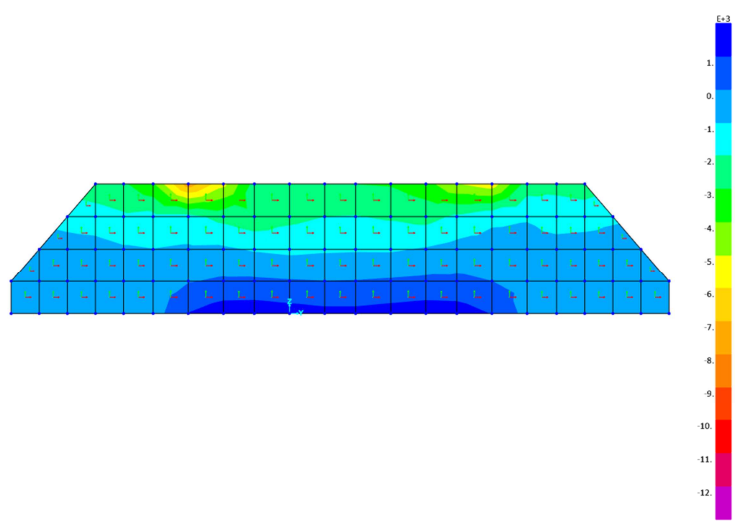
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$



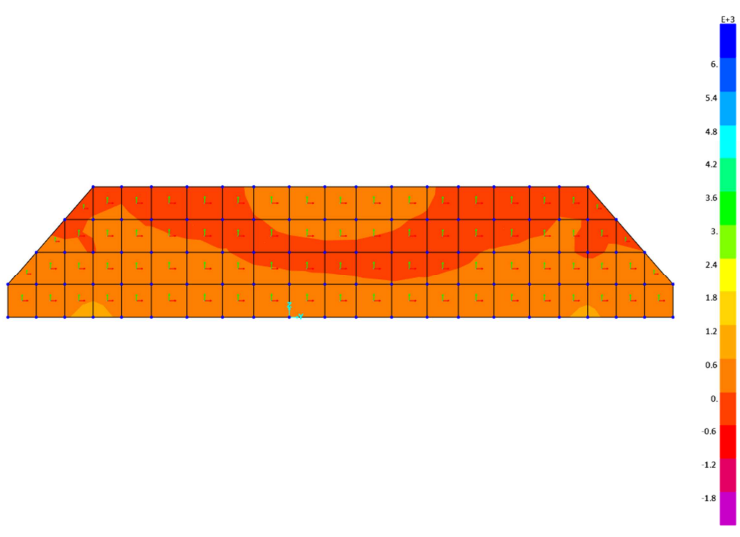
Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV



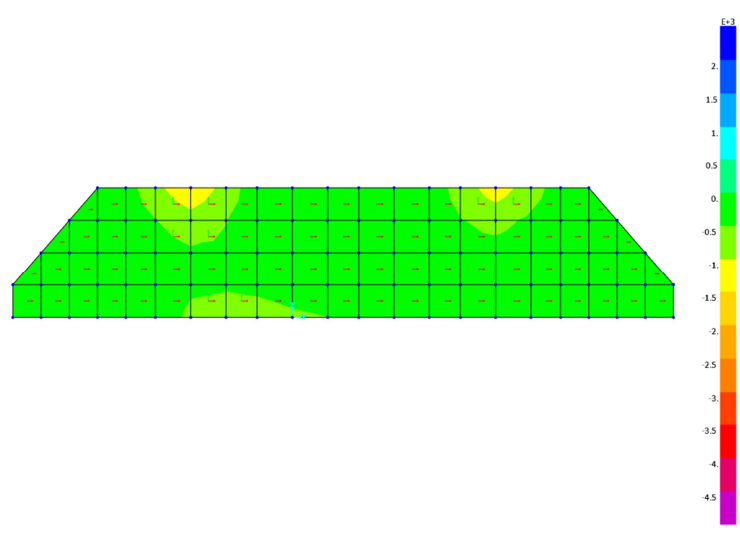
F11 (env max) kN



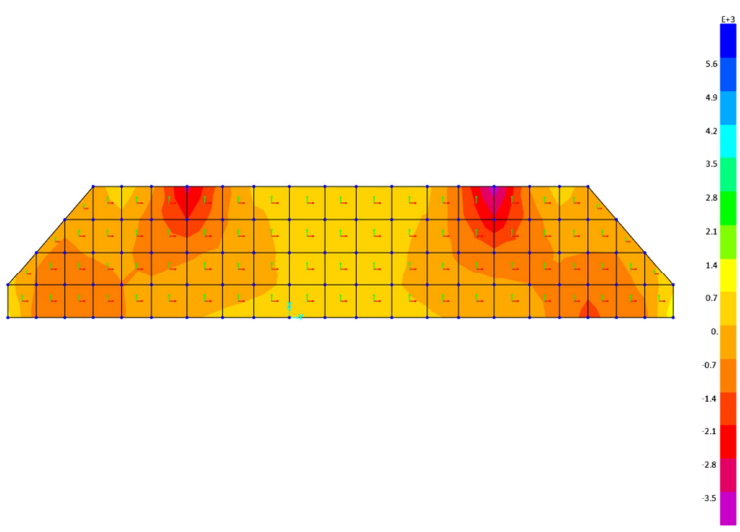
F11 (env min) kN



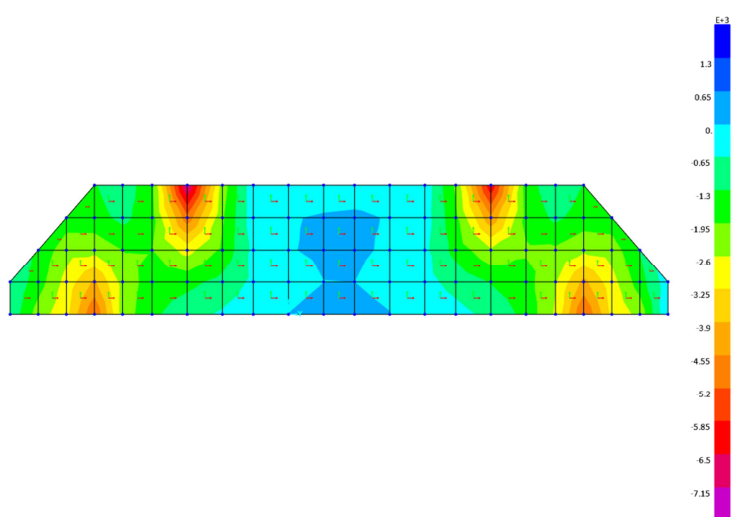
M22 (env max) kNm



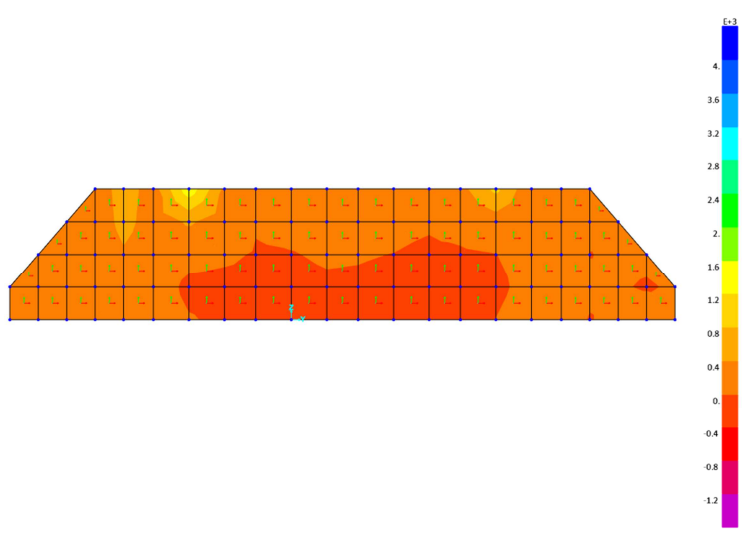
M22 (env min) kNm



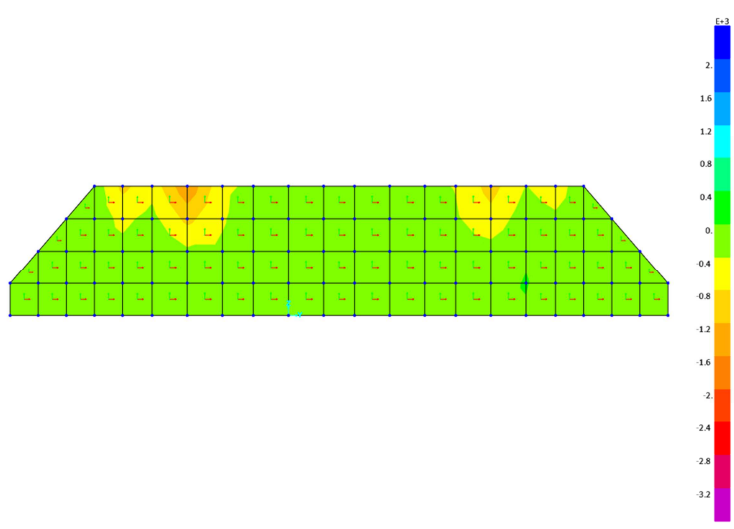
F22 (env max) kN



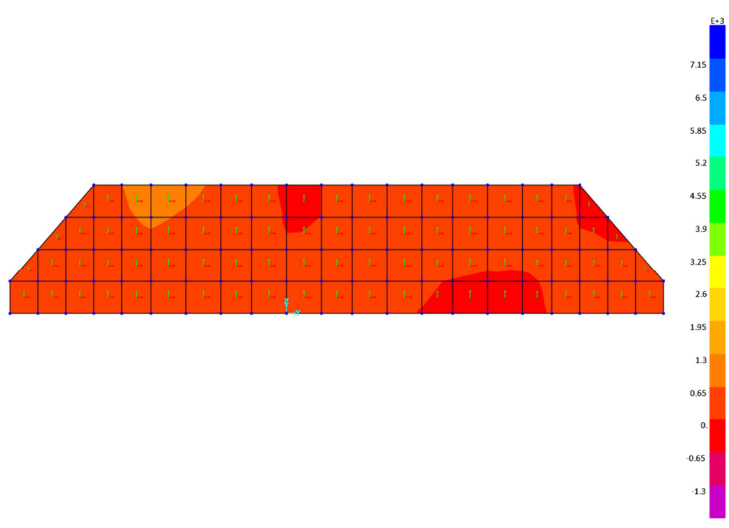
F22 (env min) kN



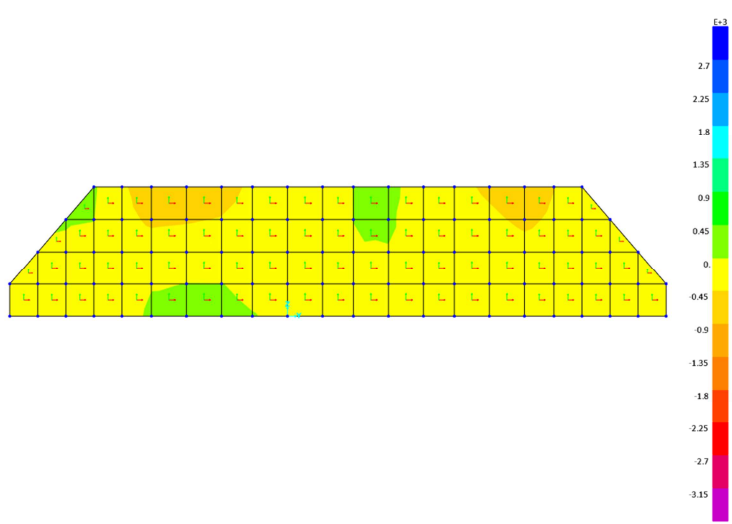
M11 (env max) kNm



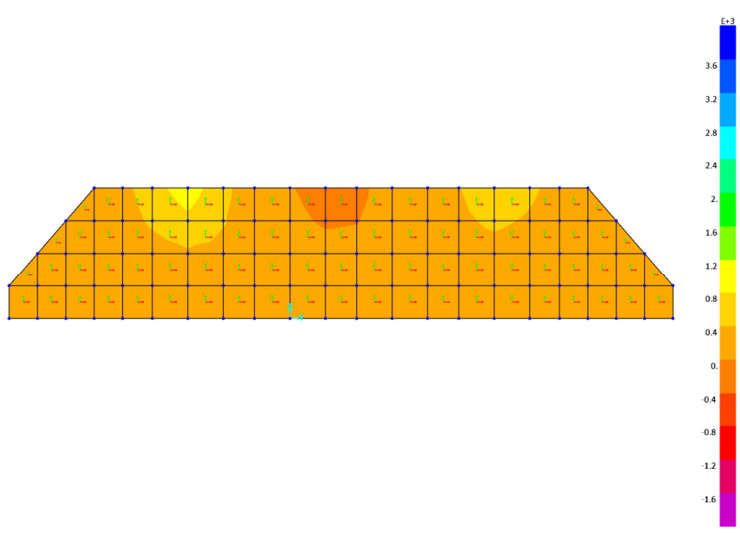
M11 (env min) kNm



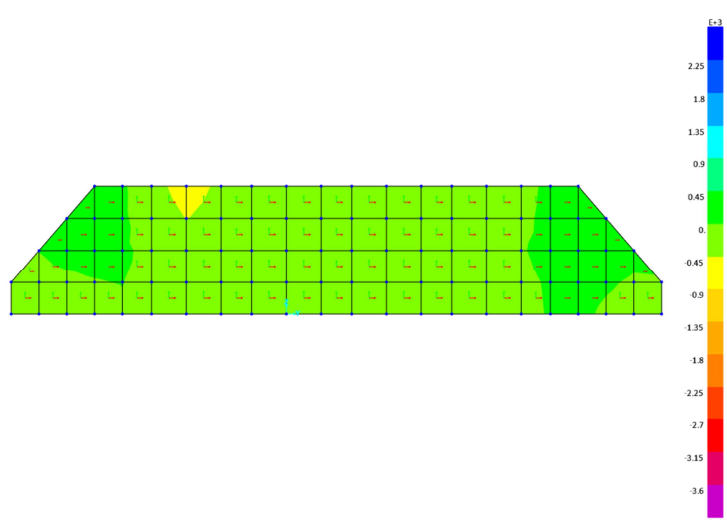
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

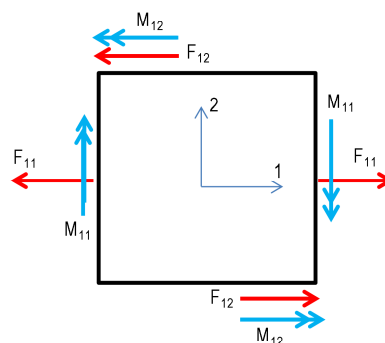
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	4427	-251	694	-5,66E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-4348	993	620	-2,28E-01
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-4237	1049	663	-2,48E-01
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	1553	-656	-851	-4,22E-01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	1012	697	1097	6,89E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-1457	882	-880	-6,05E-01
Massima eccentricità in direzione 1	2,50	100,82	23,22	4,04E+01
Minima eccentricità in direzione 1	-2,72	101,35	23,05	-3,73E+01

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

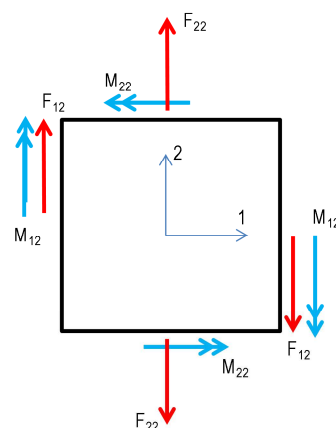


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

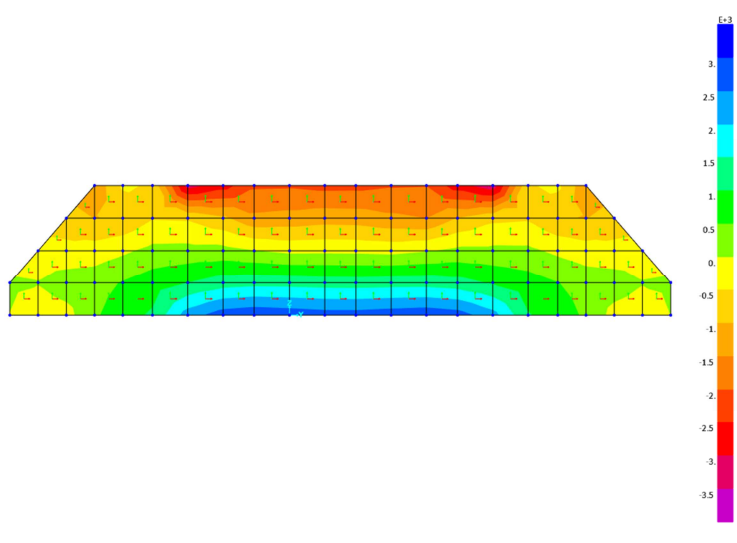
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1991	36	273	1,82E-02
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-3979	-220	-606	5,52E-02
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-3400	709	432	-2,09E-01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-2026	-589	578	2,91E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-689	-528	1052	2,91E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-3967	-162	-674	4,09E-02
Massima eccentricità in direzione 2	0,85	205,40	58,49	2,42E+02
Minima eccentricità in direzione 2	0,24	-251,21	-218,17	-1,06E+03

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{21}|$$

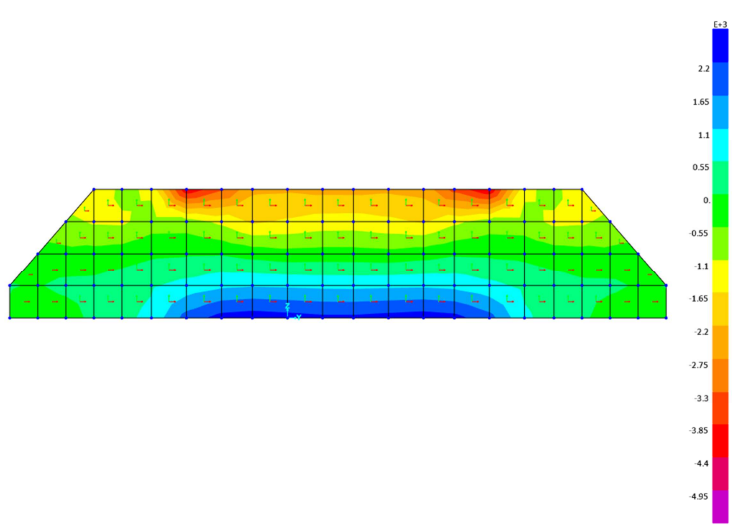
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{21}|$$



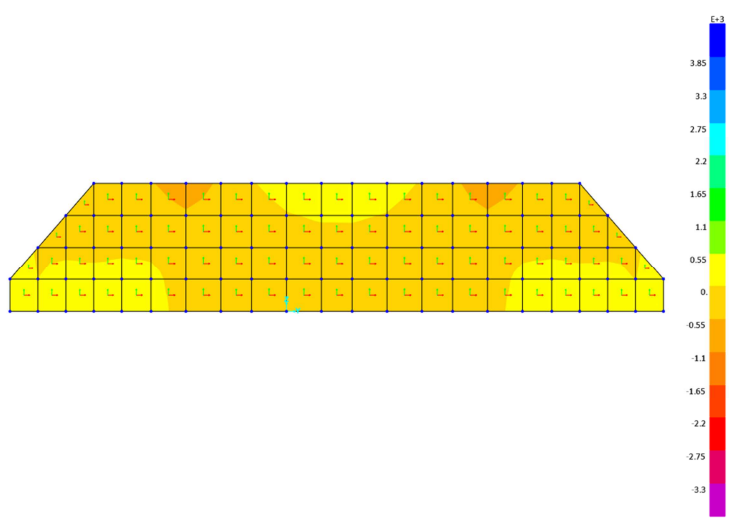
Sollecitazioni in condizioni statiche SLE Rara - Fessurazione



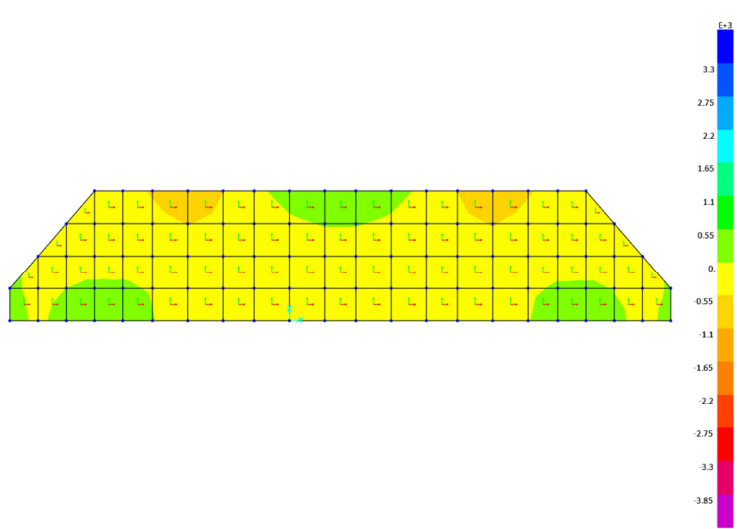
F11 (env max) kN



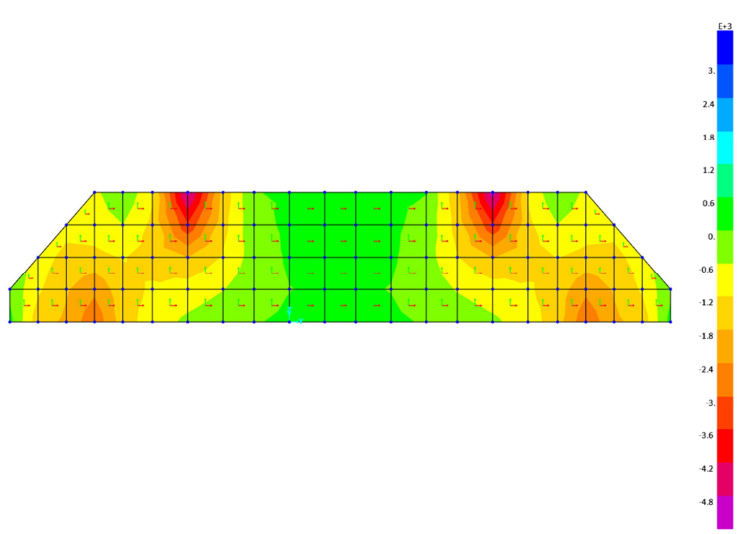
F11 (env min) kN



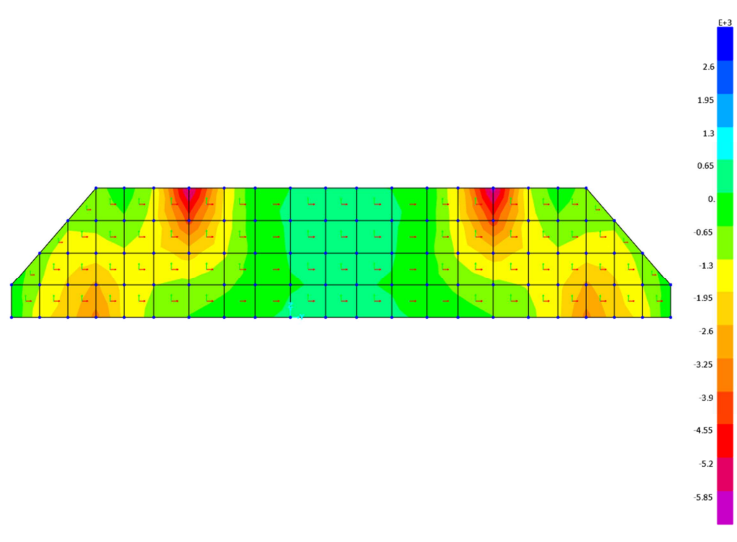
M22 (env max) kNm



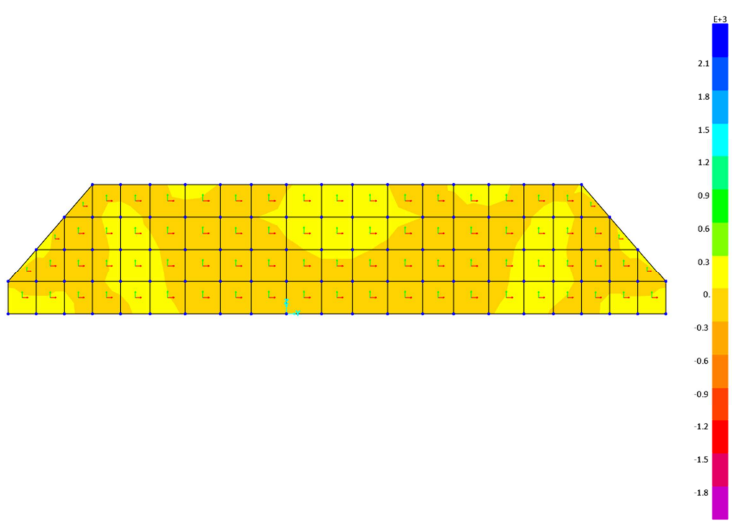
M22 (env min) kNm



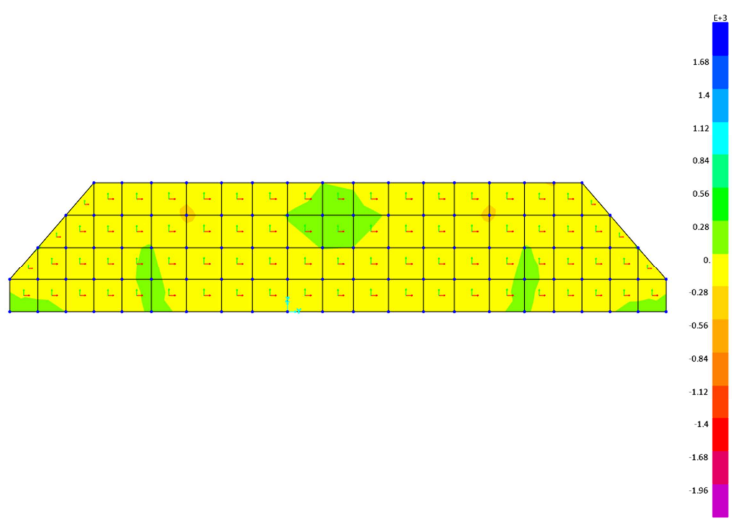
F22 (env max) kN



F22 (env min) kN



M11 (env max) kNm



M11 (env min) kNm

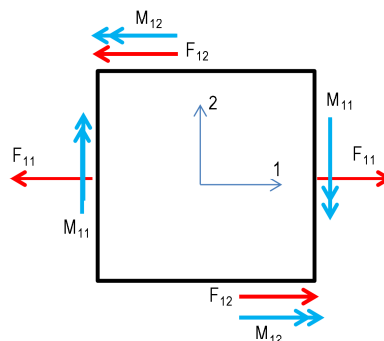
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	2680	-53	233	-1,98E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-2153	269	-19	-1,25E-01
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	258	289	84	1,12E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	1749	-130	92	-7,42E-02
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	1683	177	272	1,05E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	1621	169	-253	1,04E-01
Massima eccentricità in direzione 1	258,41	288,90	84,07	1,12E+00
Minima eccentricità in direzione 1	357,53	-104,64	8,02	-2,93E-01

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

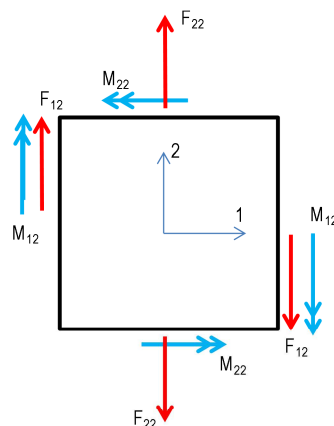


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1473	-11	229	-7,59E-03
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-3262	-479	98	1,47E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-2003	361	181	-1,80E-01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-2904	-525	269	1,81E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-1119	-450	327	1,81E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	203	137	-98	6,71E-01
Massima eccentricità in direzione 2	-2,69	-154,51	-7,70	5,74E+01
Minima eccentricità in direzione 2	5,04	-202,10	-51,70	-4,01E+01

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

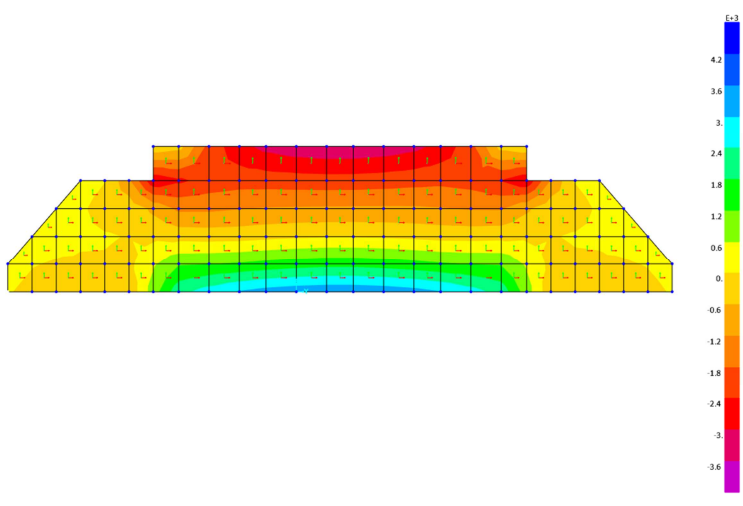
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$



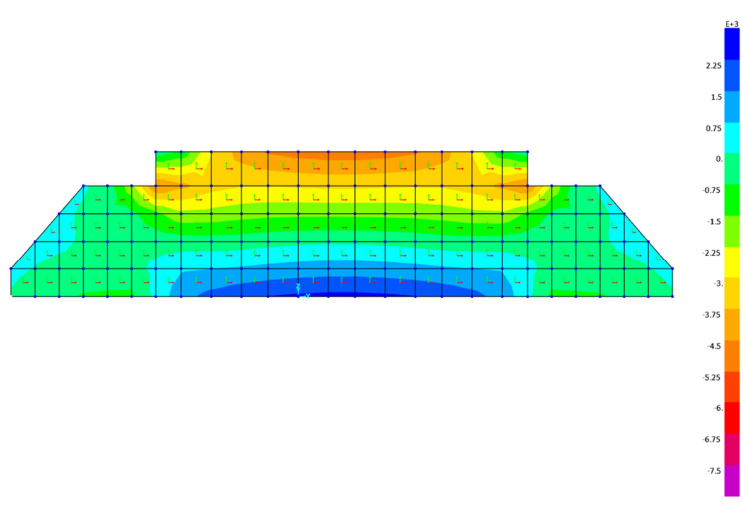
8.2.5 Muro centrale

Sollecitazioni in forma grafica.

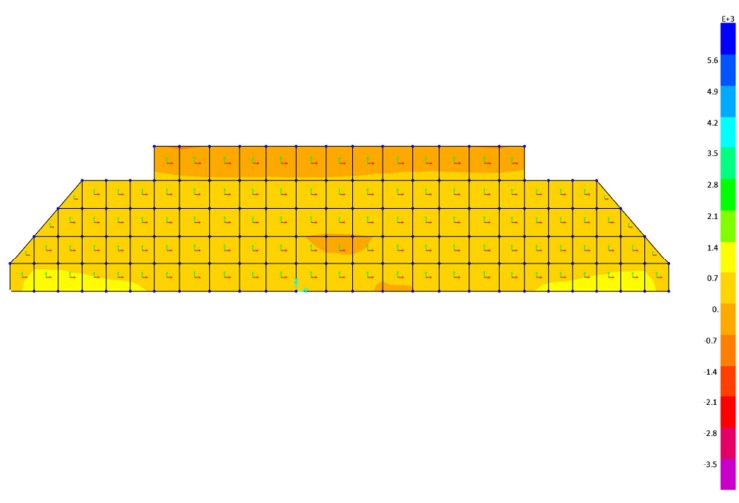
Sollecitazioni in condizioni statiche STR



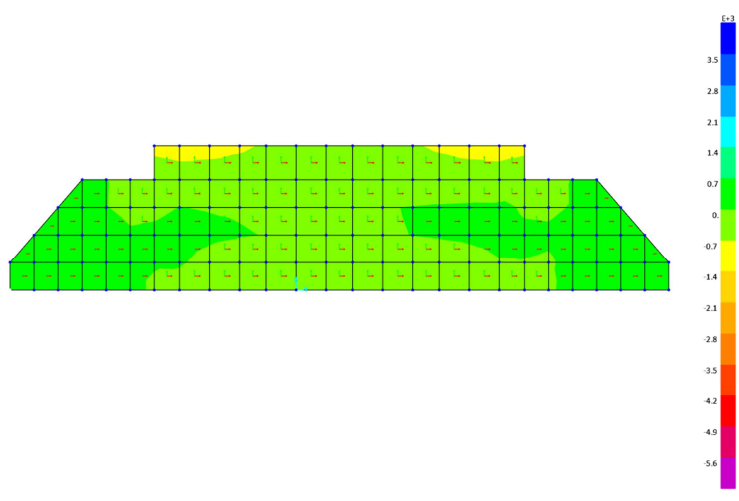
F11 (env max) kN



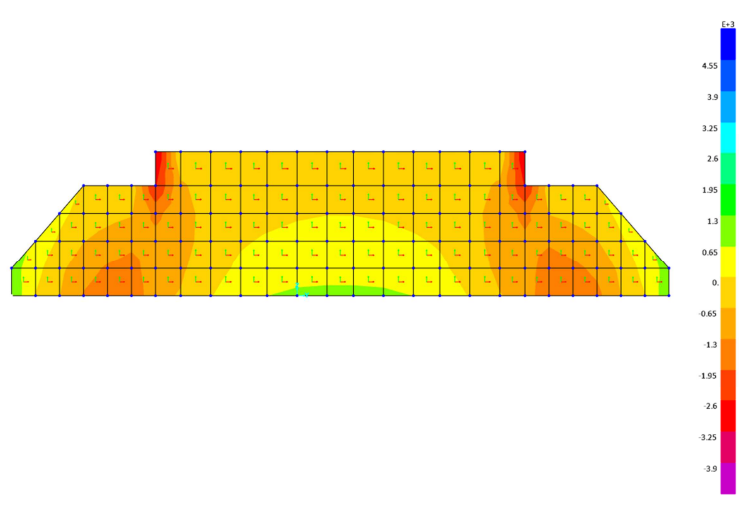
F11 (env min) kN



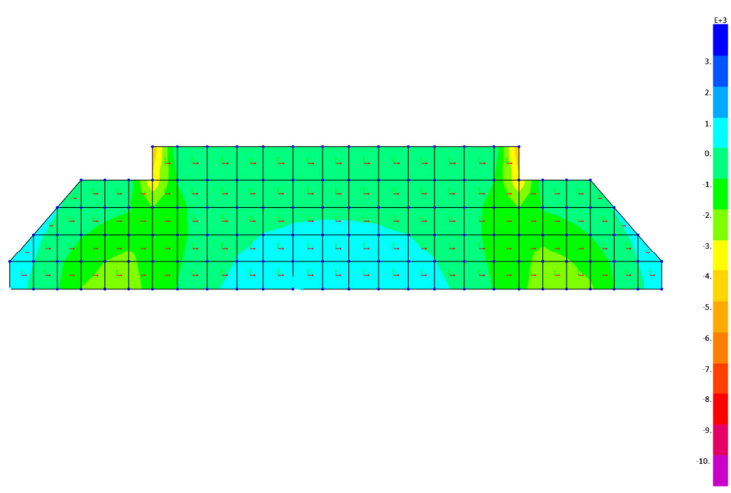
M22 (env max) kNm



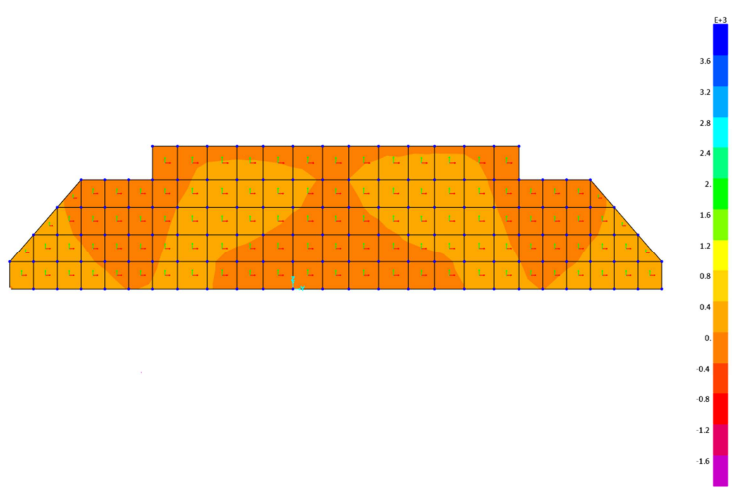
M22 (env min) kNm



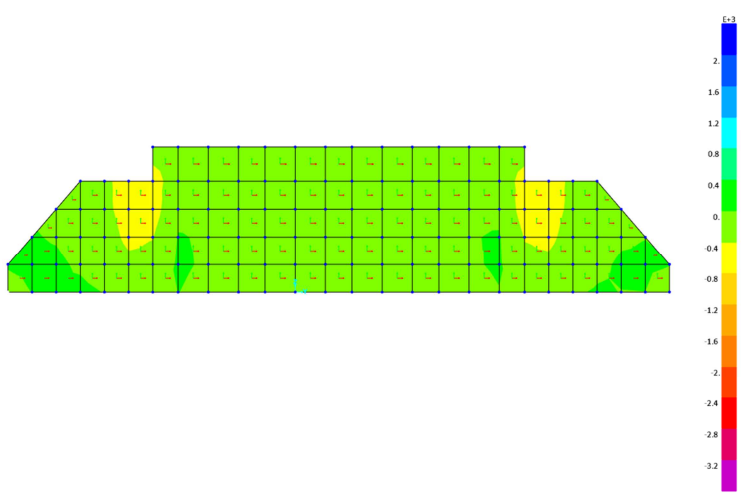
F22 (env max) kN



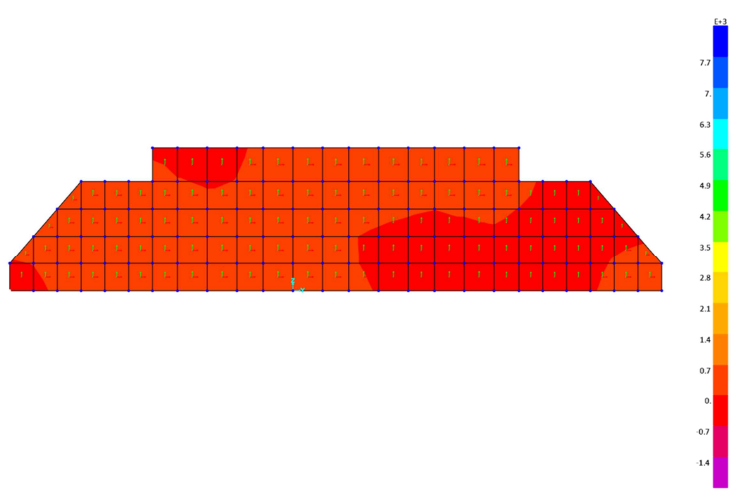
F22 (env min) kN



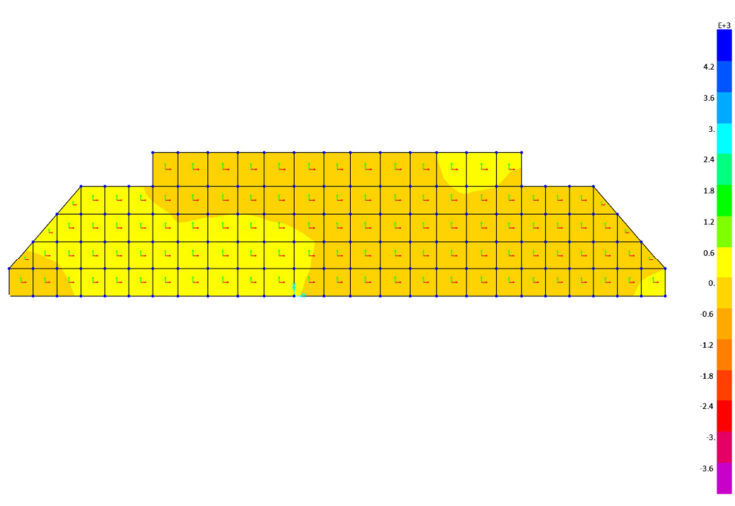
M_{11} (env max) kNm



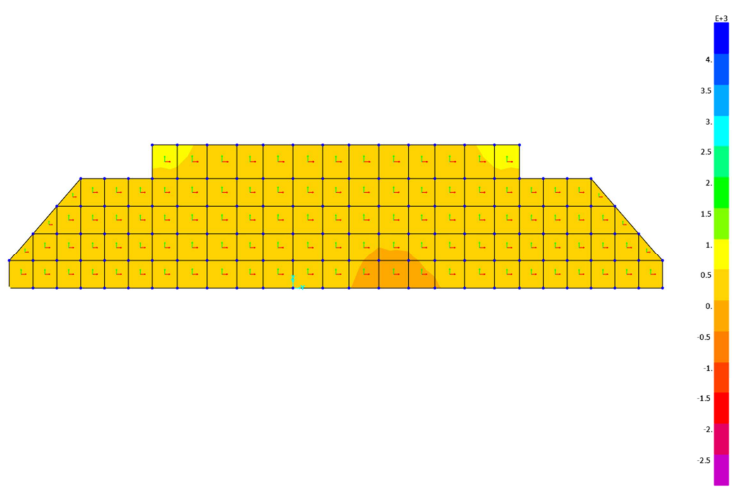
M_{11} (env min) kNm



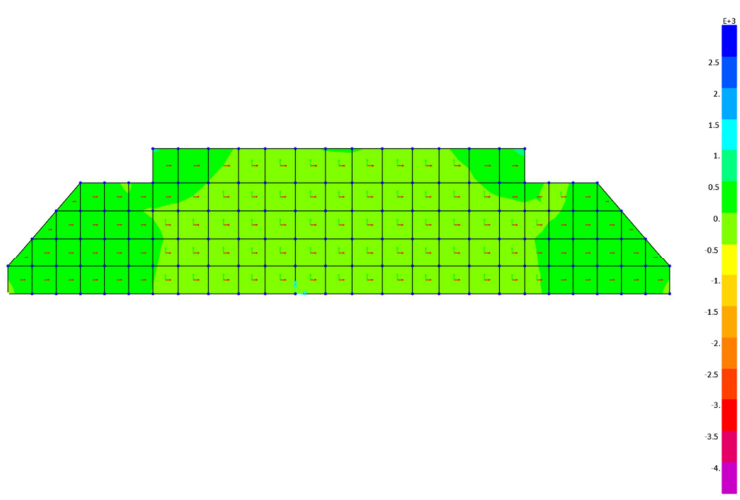
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

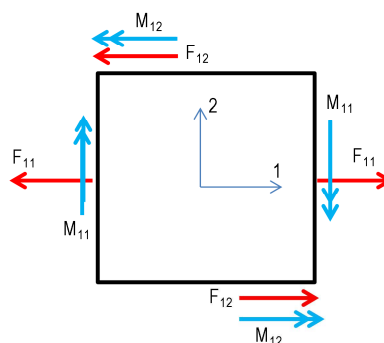
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	3294	209	328	6,34E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-3952	-34	14	8,62E-03
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-142	403	-17	-2,83E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	27	-808	367	-2,96E+01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	929	-239	509	-2,57E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	909	-256	-510	-2,82E-01
Massima eccentricità in direzione 1	-3,30	-204,08	128,79	6,18E+01
Minima eccentricità in direzione 1	0,14	-282,58	177,67	-1,98E+03

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

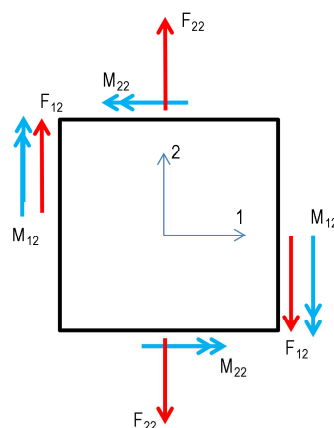


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

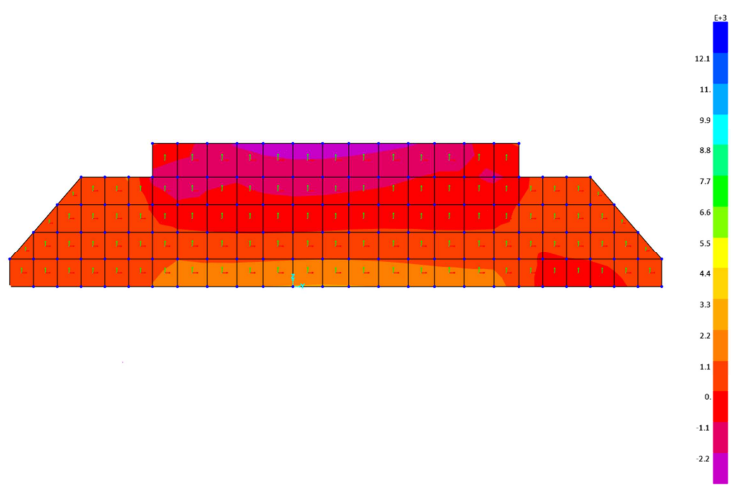
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1981	-552	283	-2,79E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-1313	589	222	-4,49E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-4	1044	194	-2,70E+02
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	1478	-681	-27	-4,61E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-404	-193	871	-4,61E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	1036	-355	-248	-3,42E-01
Massima eccentricità in direzione 2	-4,95	-278,63	135,08	5,63E+01
Minima eccentricità in direzione 2	-3,86	1044,44	194,40	-2,70E+02

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

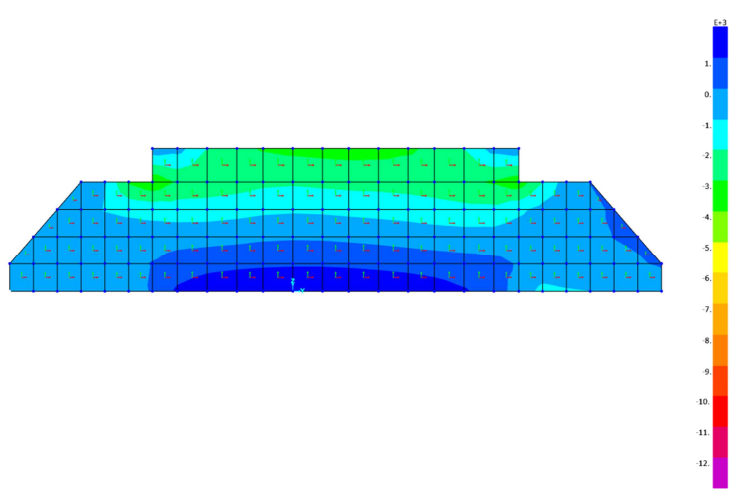
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$



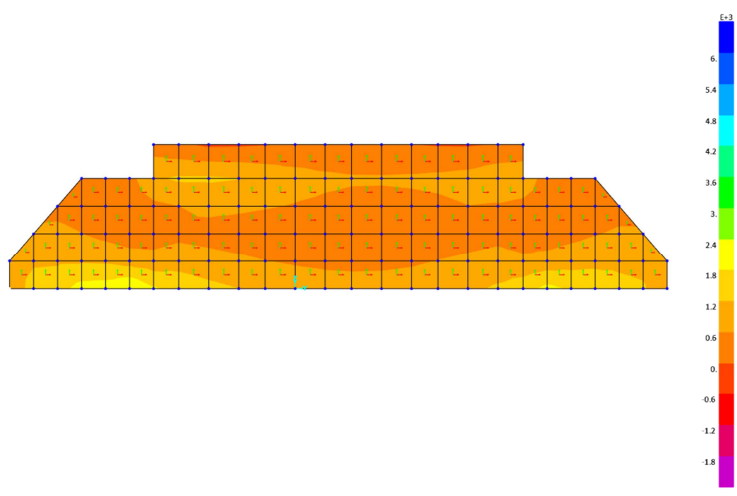
Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV



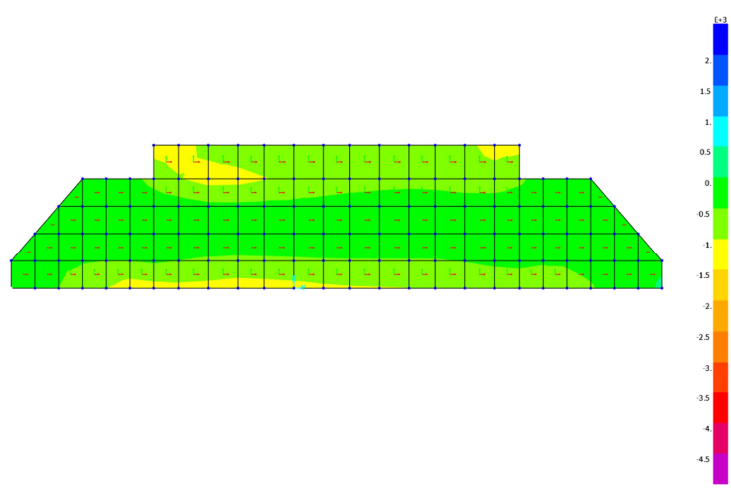
F11 (env max) kN



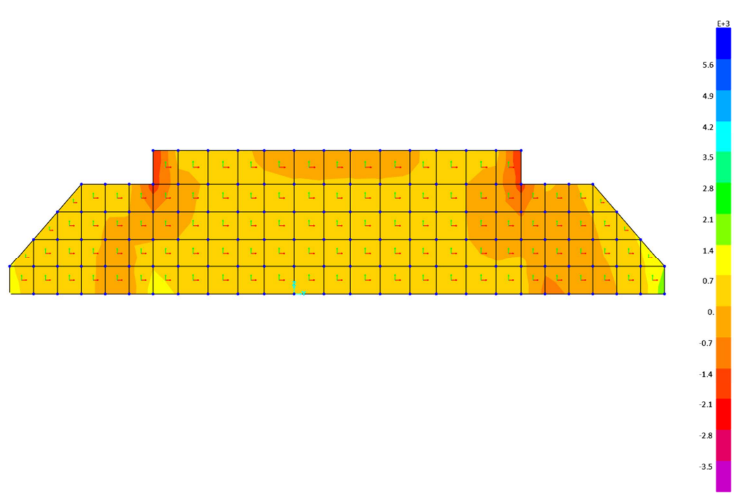
F11 (env min) kN



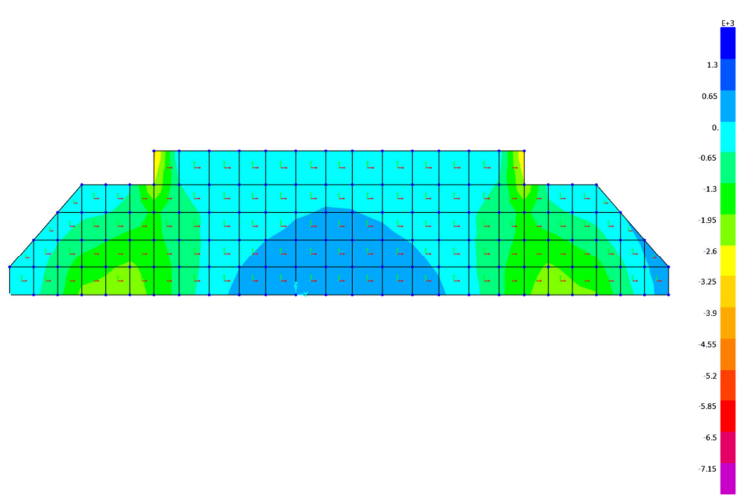
M_{22} (env max) kNm



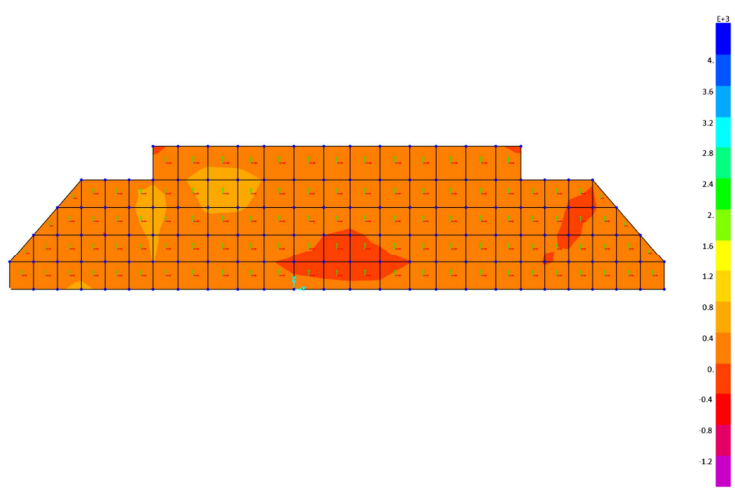
M_{22} (env min) kNm



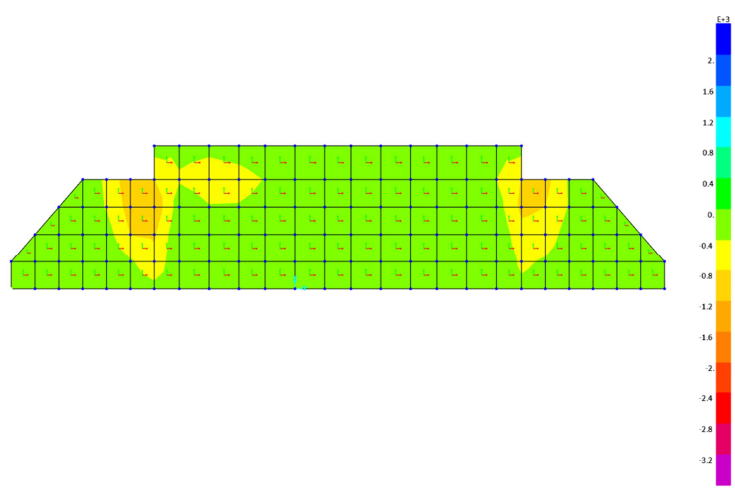
F22 (env max) kN



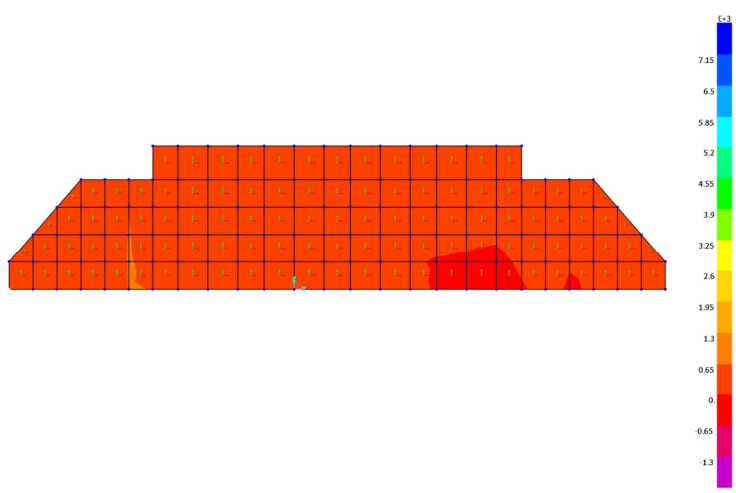
F22 (env min) kN



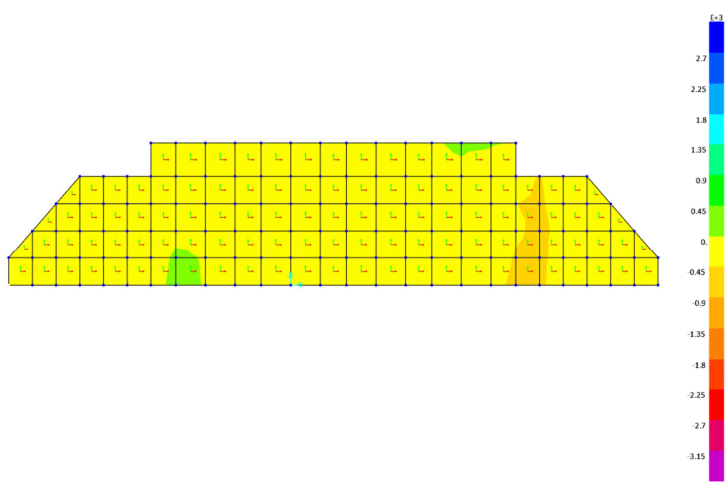
M11 (env max) kNm



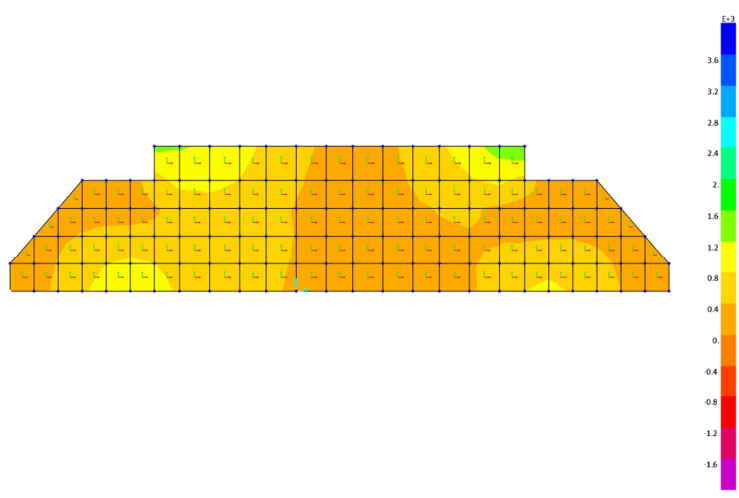
M11 (env min) kNm



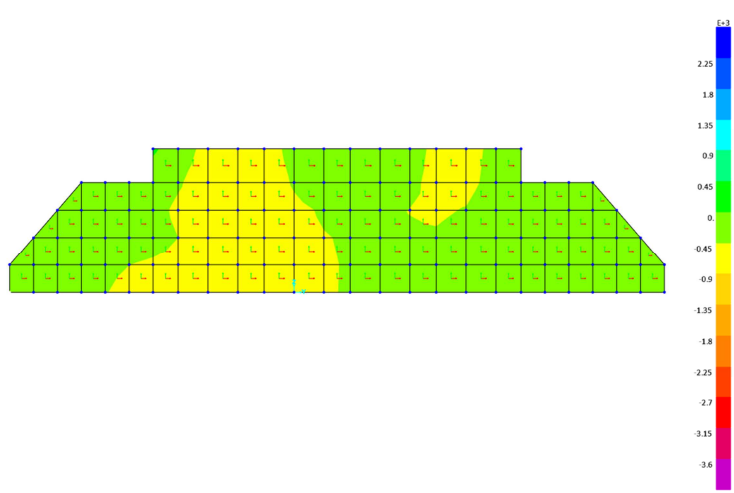
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

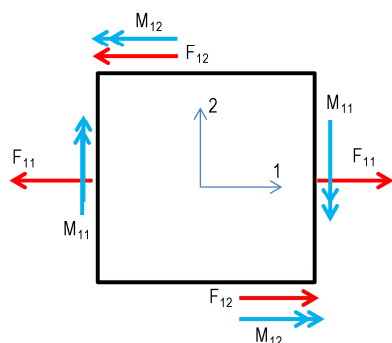
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	2268	80	147	3,51E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-2690	-54	95	2,01E-02
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	407	702	-154	1,73E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	1337	-1418	754	-1,06E+00
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-102	-226	973	2,21E+00
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-109	-137	-778	1,25E+00
Massima eccentricità in direzione 1	0,84	349,22	86,64	4,17E+02
Minima eccentricità in direzione 1	-3,07	282,06	44,91	-9,19E+01

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

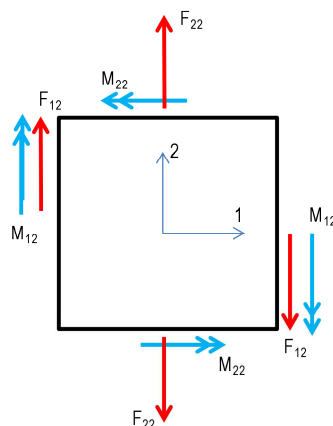


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

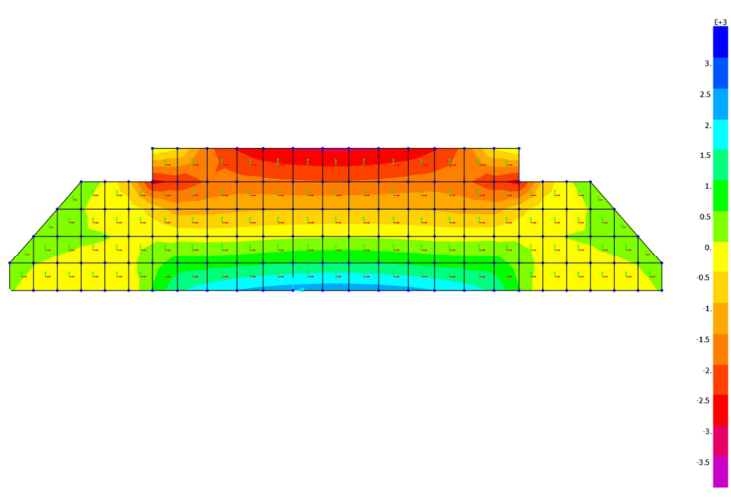
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1939	1428	870	7,36E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-1049	-417	-233	3,97E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	97	1933	1081	2,00E+01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	487	-868	-552	-1,78E+00
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-228	573	1586	-1,78E+00
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	171	1126	-762	6,58E+00
Massima eccentricità in direzione 2	0,69	334,82	274,39	4,83E+02
Minima eccentricità in direzione 2	0,15	-625,66	-176,82	-4,10E+03

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{21}|$$

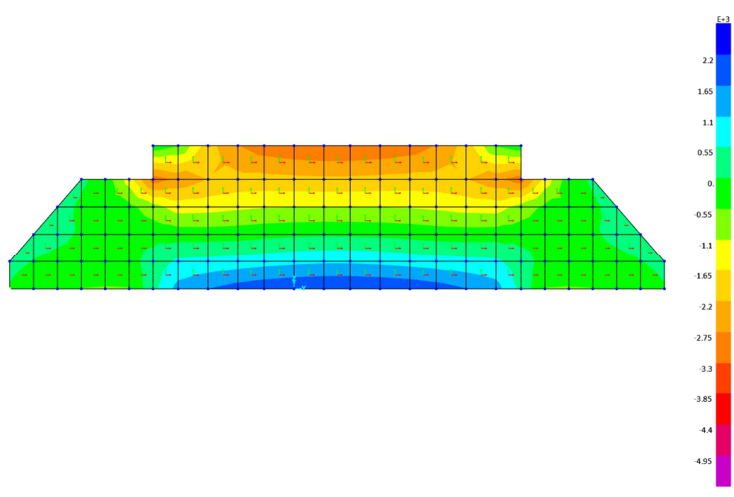
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{21}|$$



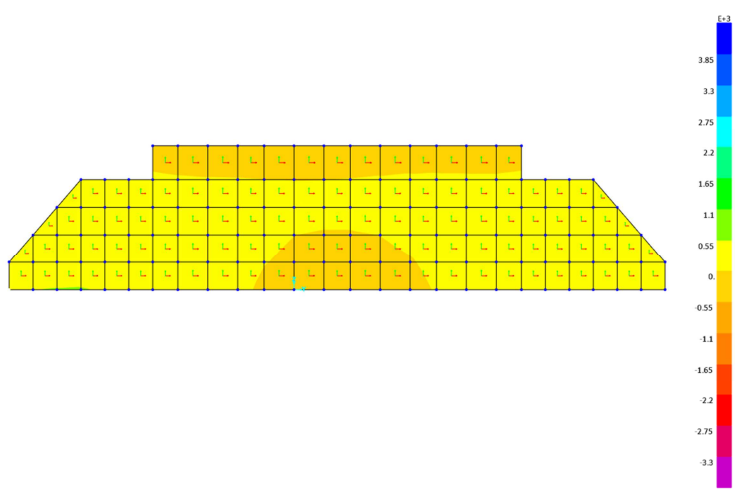
Sollecitazioni in condizioni statiche SLE Rara - Fessurazione



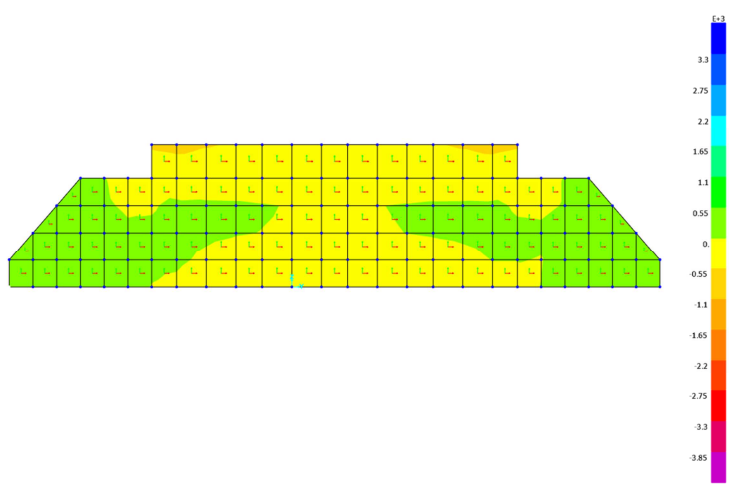
F11 (env max) kN



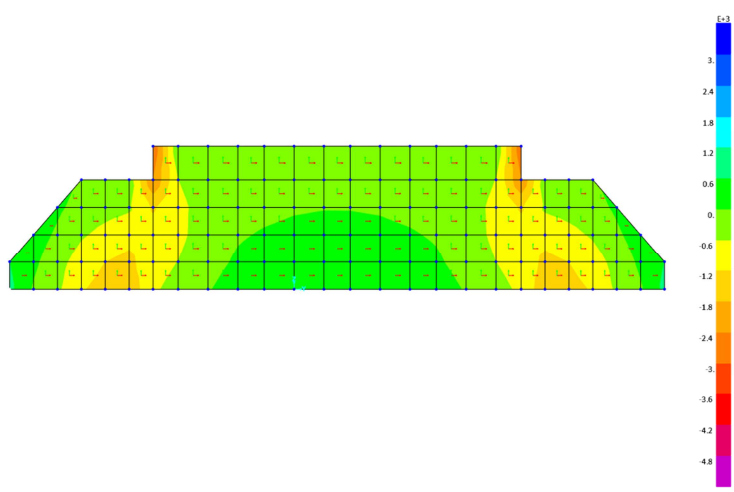
F11 (env min) kN



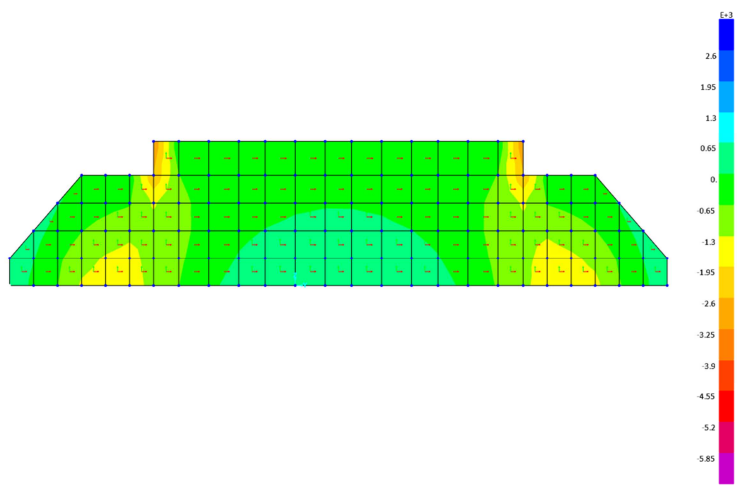
M22 (env max) kNm



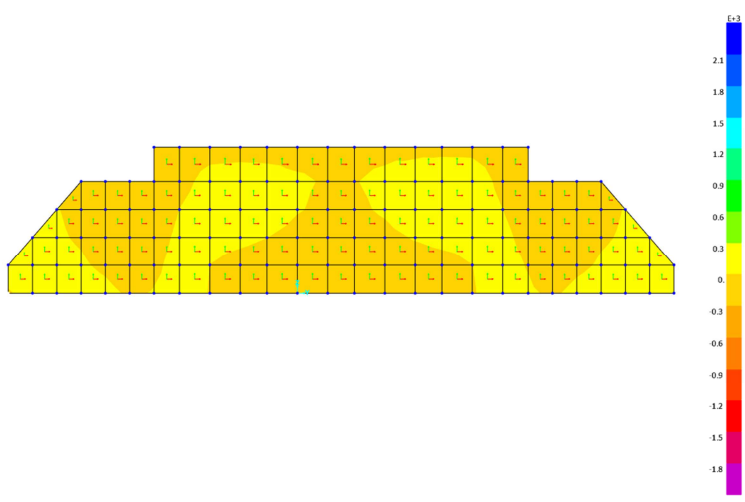
M22 (env min) kNm



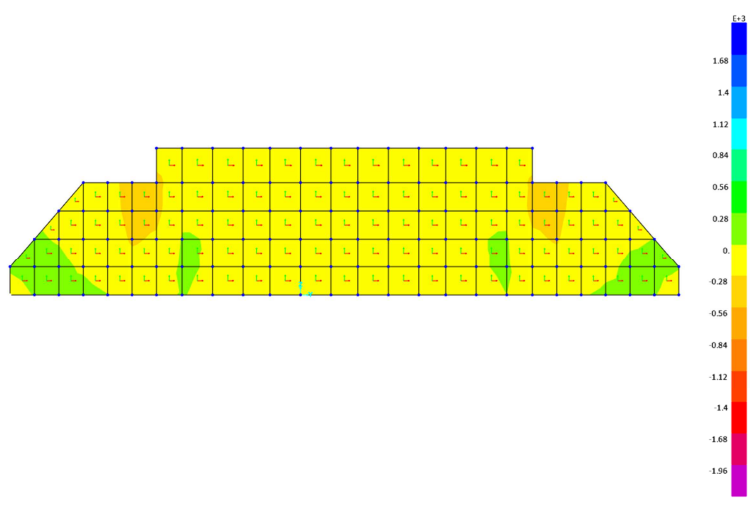
F22 (env max) kN



F22 (env min) kN



M_{11} (env max) kNm

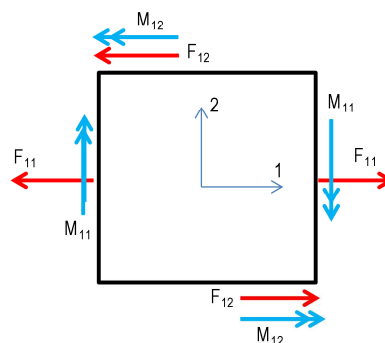


M_{11} (env min) kNm

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	2183	37	111	1,70E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-2629	-17	-5	6,60E-03
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-93	248	-6	-2,67E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-43	-495	223	1,16E+01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	693	-164	315	-2,36E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	693	-174	-302	-2,51E-01
Massima eccentricità in direzione 1	-4,06	-187,87	117,79	4,63E+01
Minima eccentricità in direzione 1	6,28	-195,91	125,11	-3,12E+01

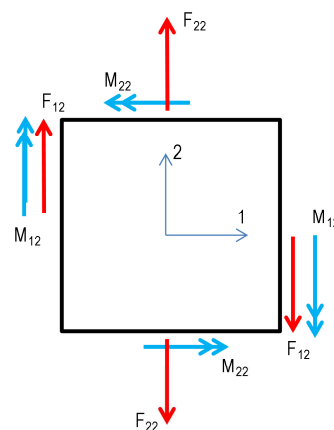


$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1302	-411	179	-3,15E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-898	174	64	-1,94E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-46	644	121	-1,41E+01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	986	-444	19	-4,50E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-282	-119	575	-4,50E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	728	-204	-146	-2,81E-01
Massima eccentricità in direzione 2	8,14	288,22	46,93	3,54E+01
Minima eccentricità in direzione 2	-45,75	644,45	120,71	-1,41E+01



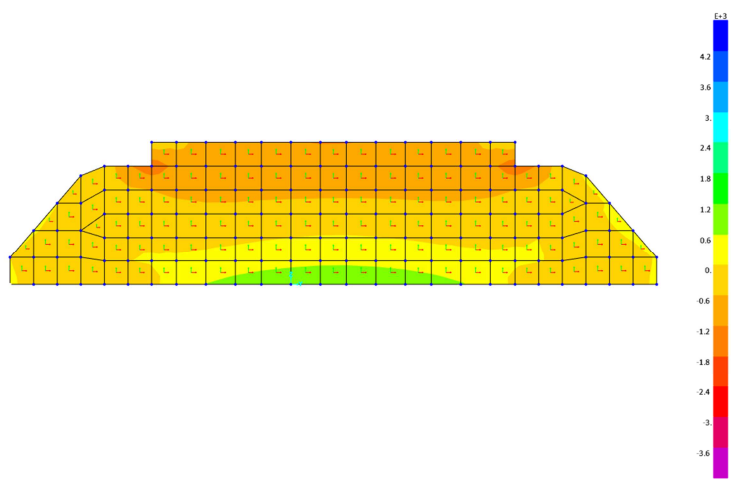
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$

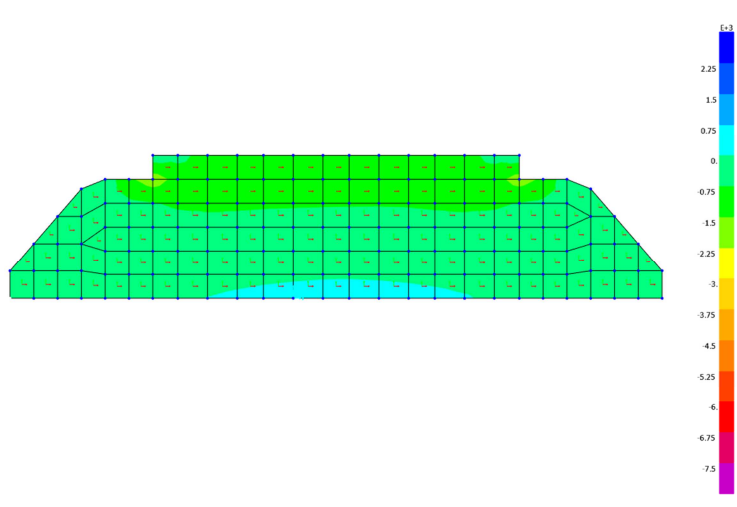
8.2.6 Muro esterno

Sollecitazioni in forma grafica.

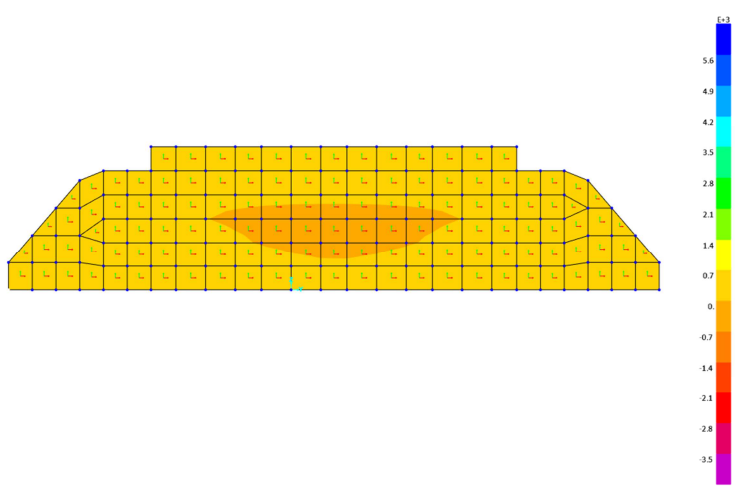
Sollecitazioni in condizioni statiche STR



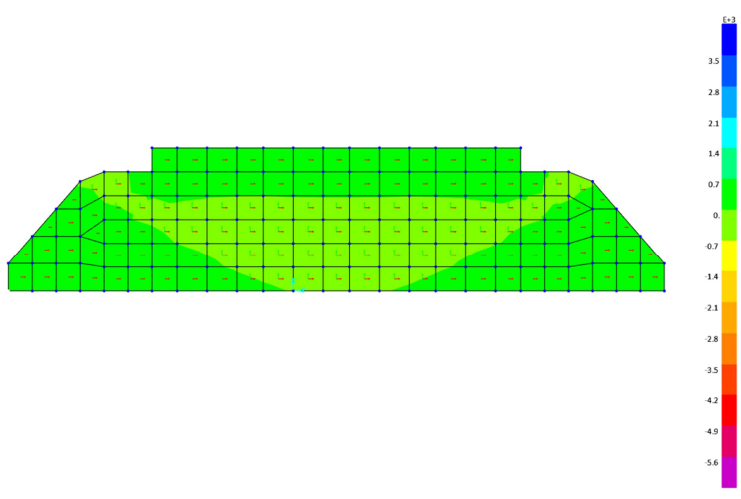
F11 (env max) kN



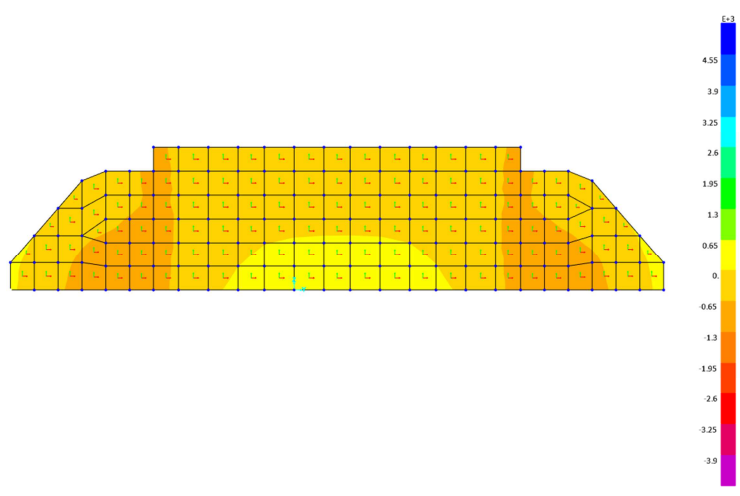
F11 (env min) kN



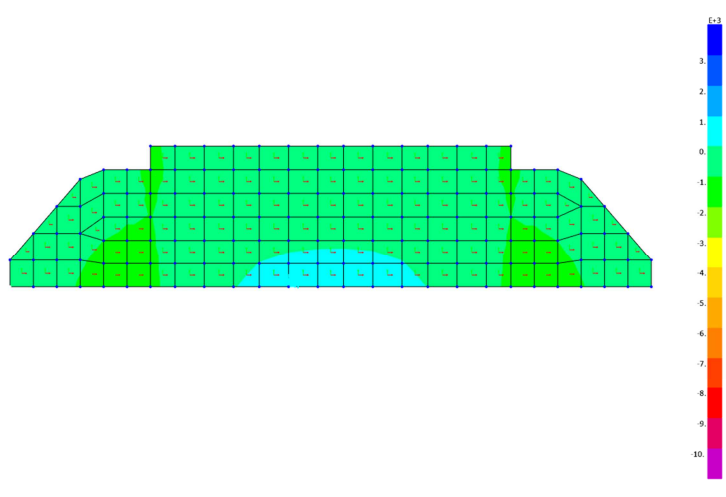
M_{22} (env max) kNm



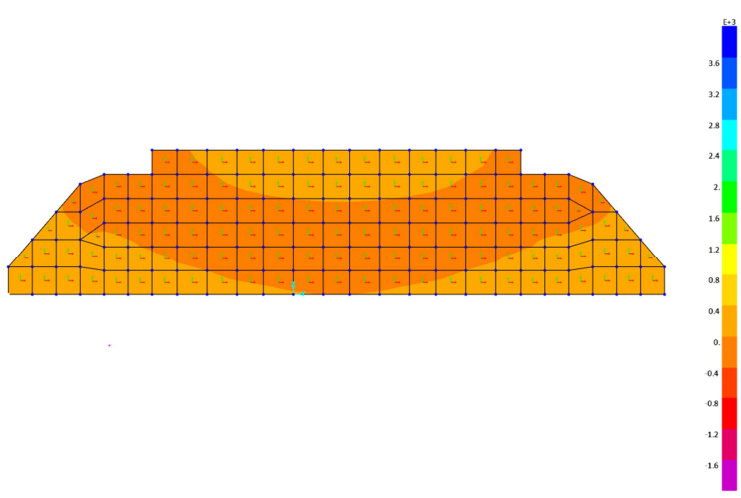
M_{22} (env min) kNm



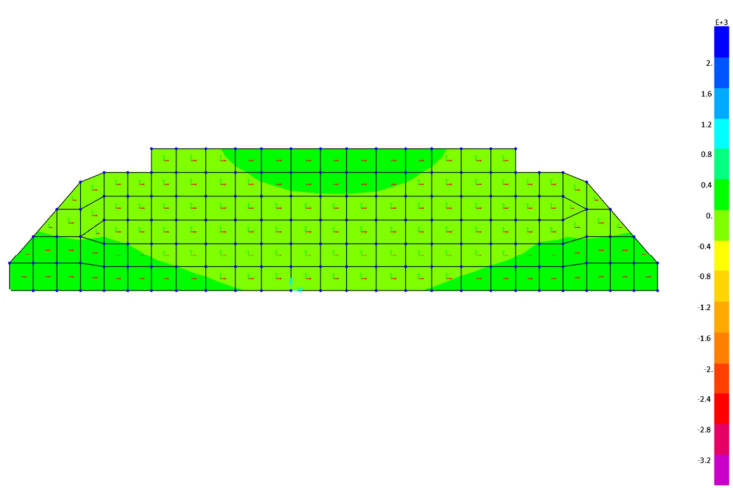
F22 (env max) kN



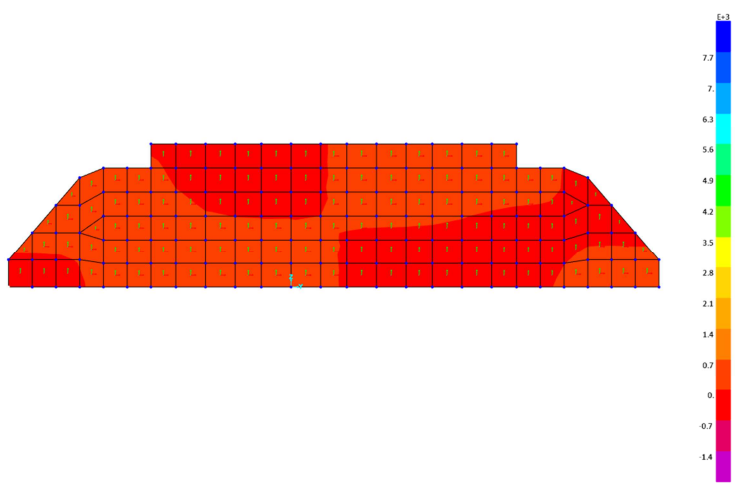
F22 (env min) kN



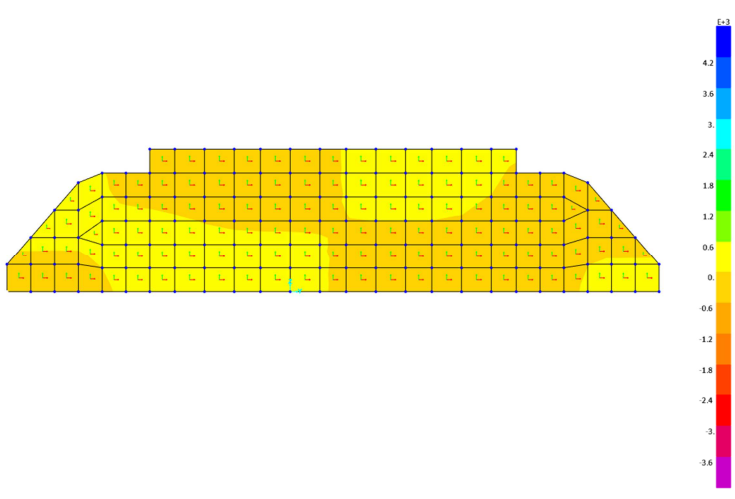
M11 (env max) kNm



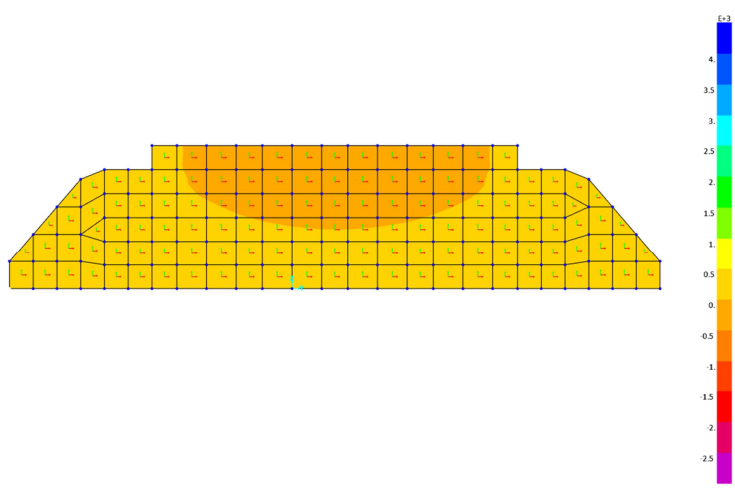
M11 (env min) kNm



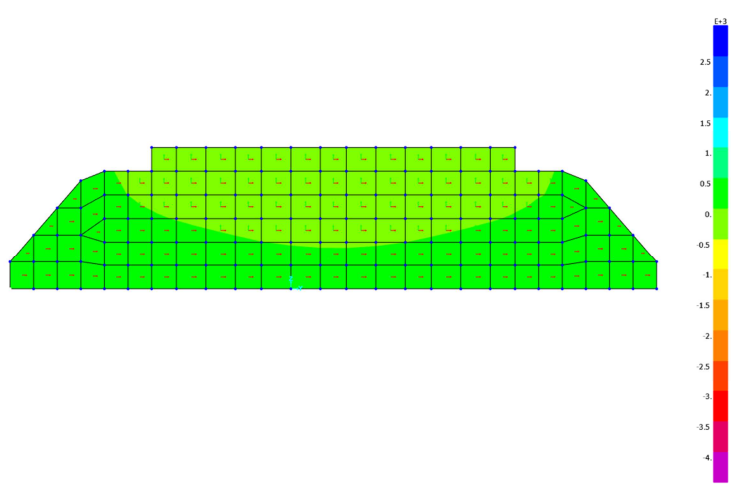
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN

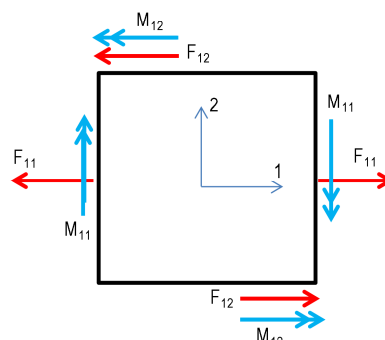


V23 (env min) kN

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	1066	49	-52	4,57E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-1226	99	-2	-8,08E-02
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	180	155	-42	8,61E-01
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-574	-115	63	2,00E-01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-190	-27	120	1,45E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-195	-34	-124	1,75E-01
Massima eccentricità in direzione 1	3,69	70,79	29,26	1,92E+01
Minima eccentricità in direzione 1	0,54	-40,26	-80,06	-7,42E+01

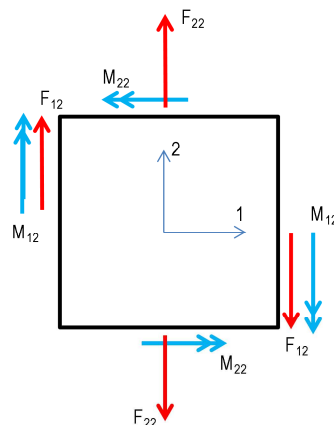


$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

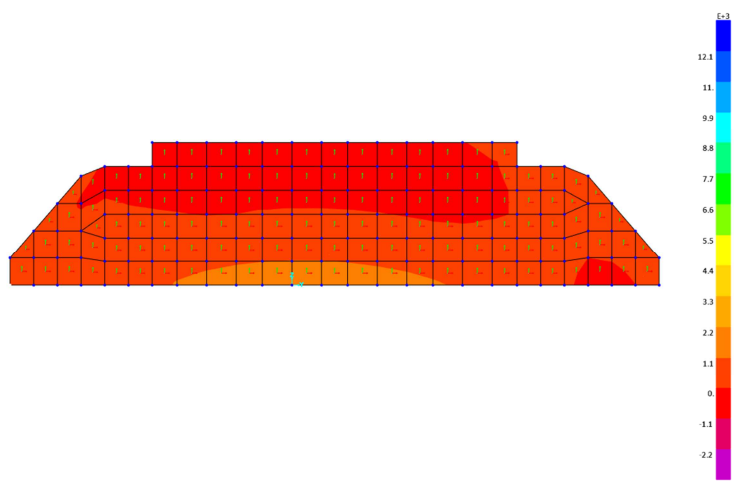
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	569	-14	81	-2,55E-02
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-1044	357	217	-3,42E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-221	529	302	-2,39E+00
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	149	-155	21	-1,04E+00
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-221	529	302	-1,04E+00
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-362	388	-291	-1,07E+00
Massima eccentricità in direzione 2	3,19	316,39	-241,86	9,90E+01
Minima eccentricità in direzione 2	-0,27	300,57	88,87	-1,09E+03



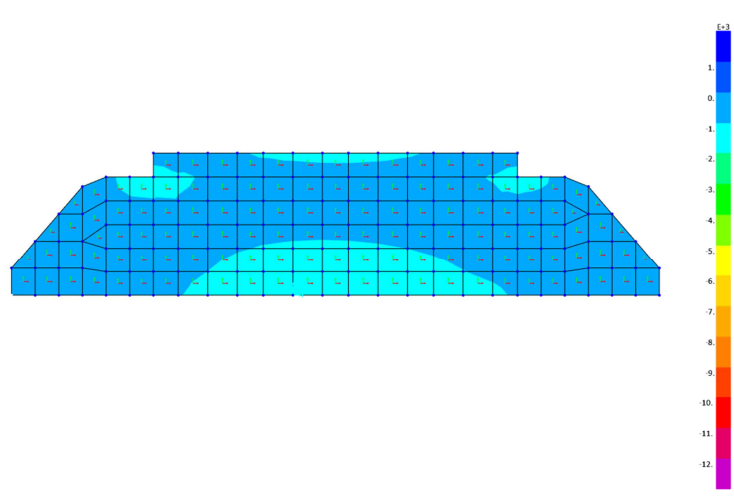
$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$

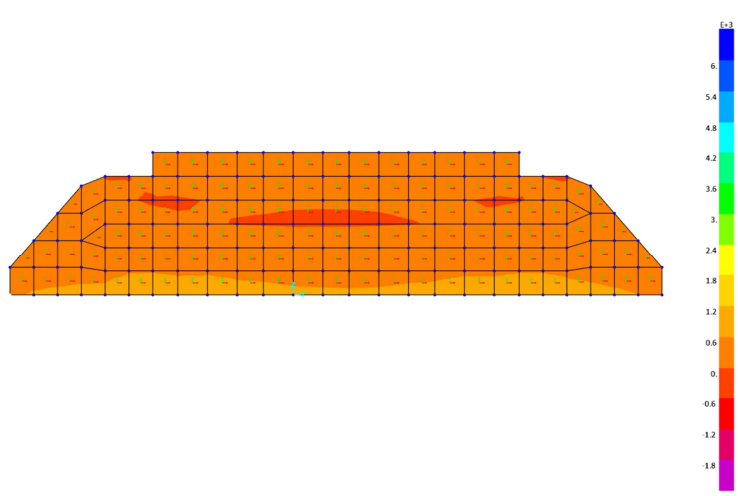
Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV



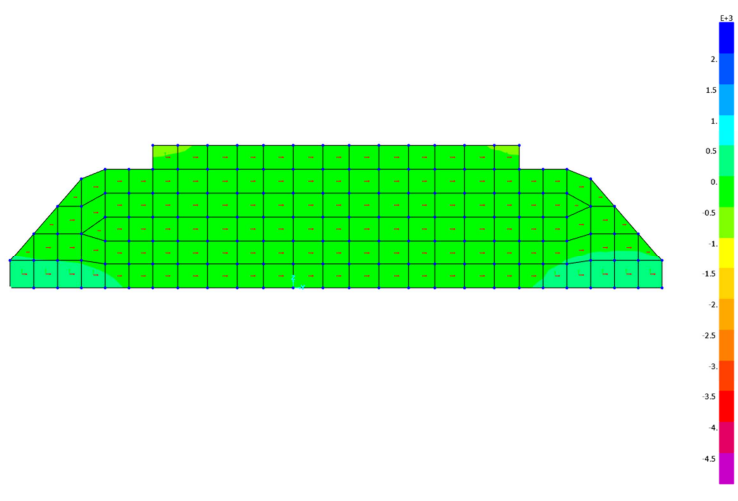
F11 (env max) kN



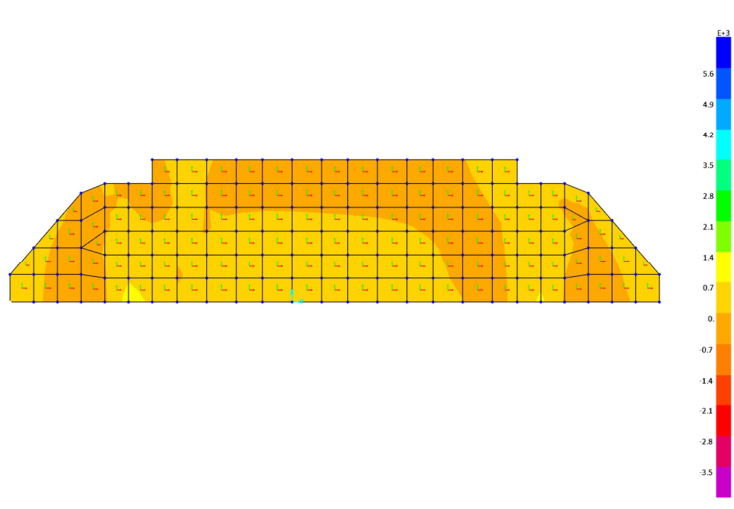
F11 (env min) kN



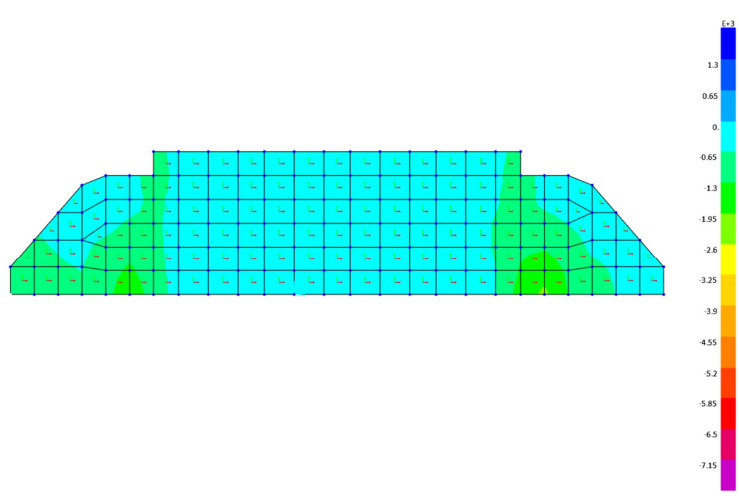
M_{22} (env max) kNm



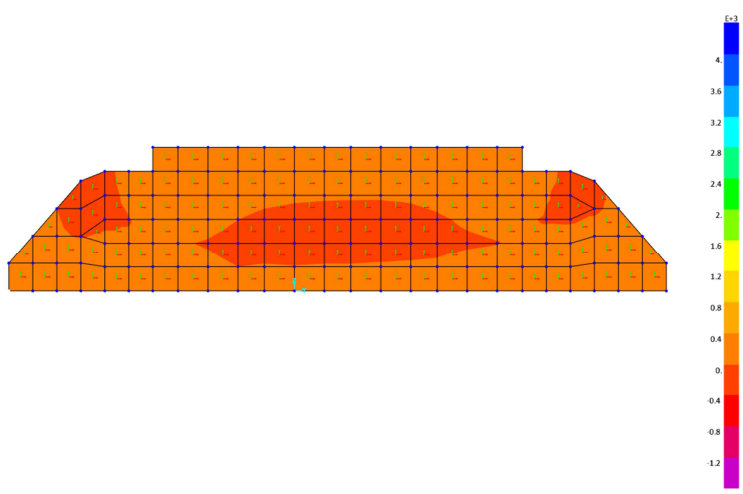
M_{22} (env min) kNm



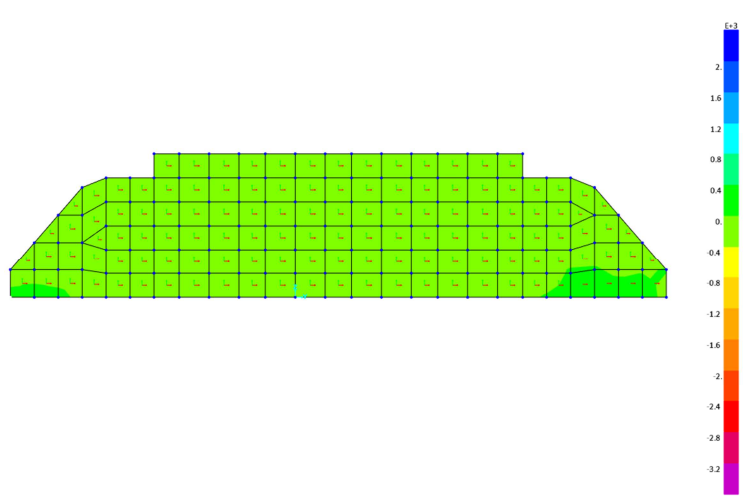
F22 (env max) kN



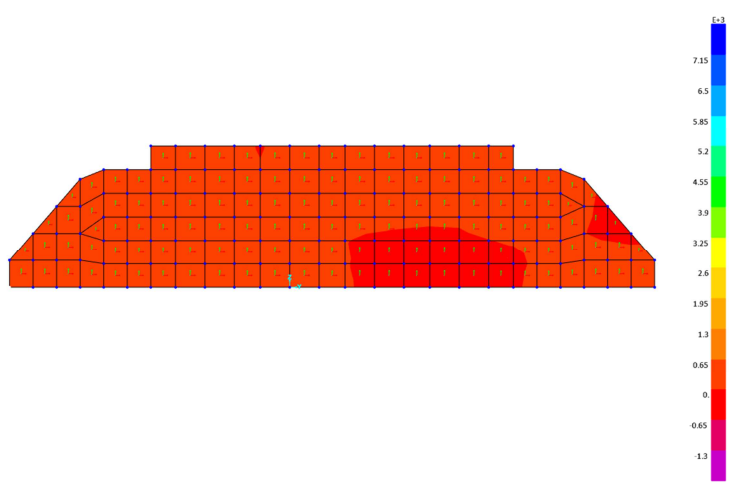
F22 (env min) kN



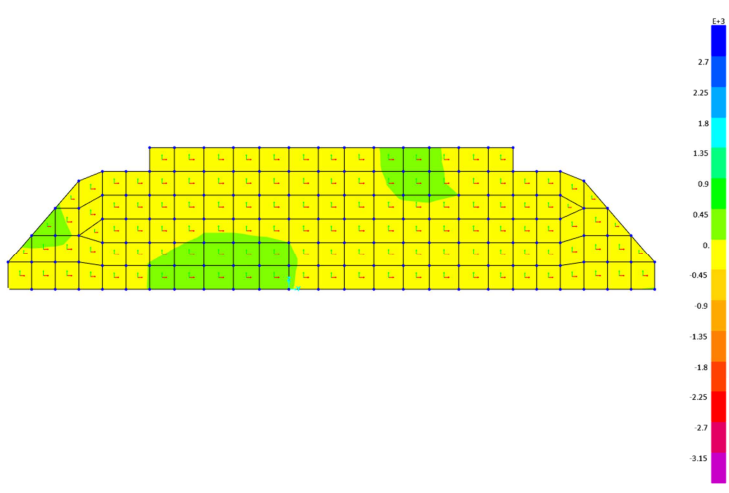
M11 (env max) kNm



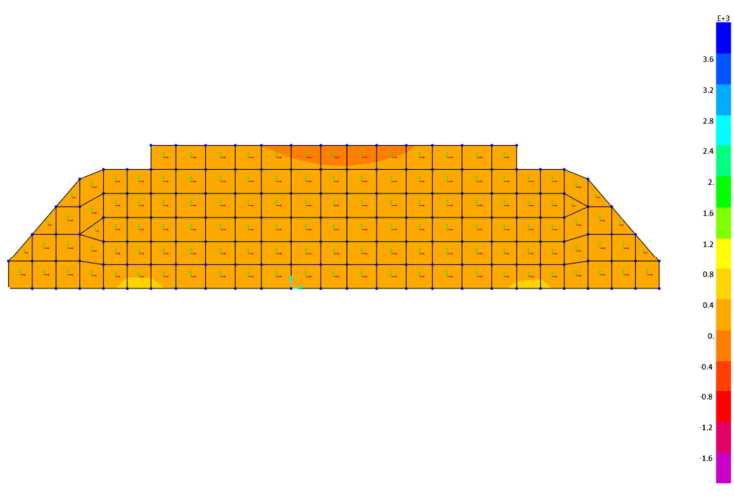
M11 (env min) kNm



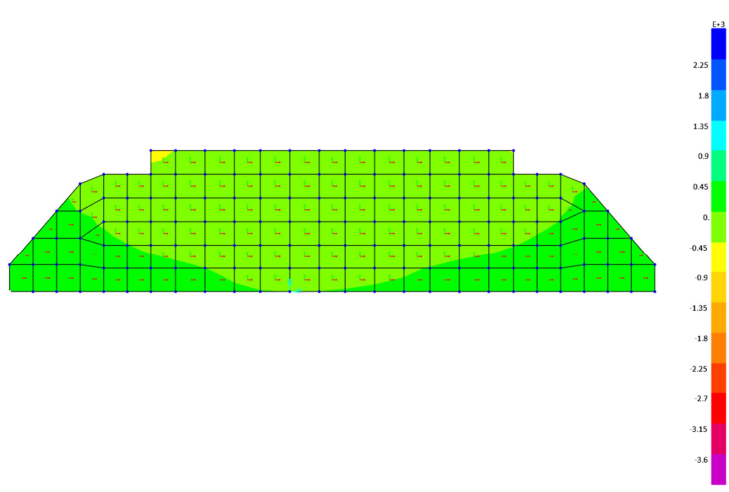
V13 (env max) kN



V13 (env min) kN



V23 (env max) kN



V23 (env min) kN

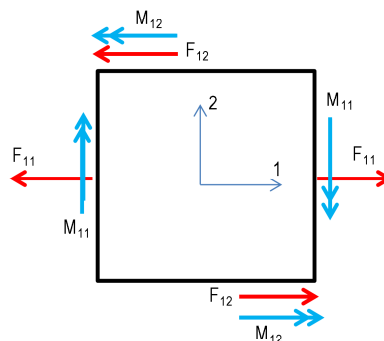
Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	1566	-55	-14	-3,52E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-1512	51	2	-3,37E-02
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	157	248	75	1,59E+00
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-753	-199	181	2,64E-01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-103	159	187	-1,55E+00
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-312	208	-232	-6,67E-01
Massima eccentricità in direzione 1	8,27	121,10	4,30	1,46E+01
Minima eccentricità in direzione 1	-0,46	76,74	10,20	-1,69E+02

$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

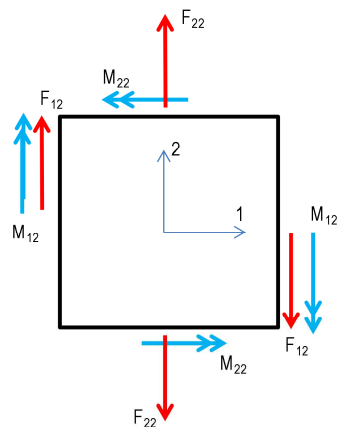


Sollecitazioni di design secondo direzione 2

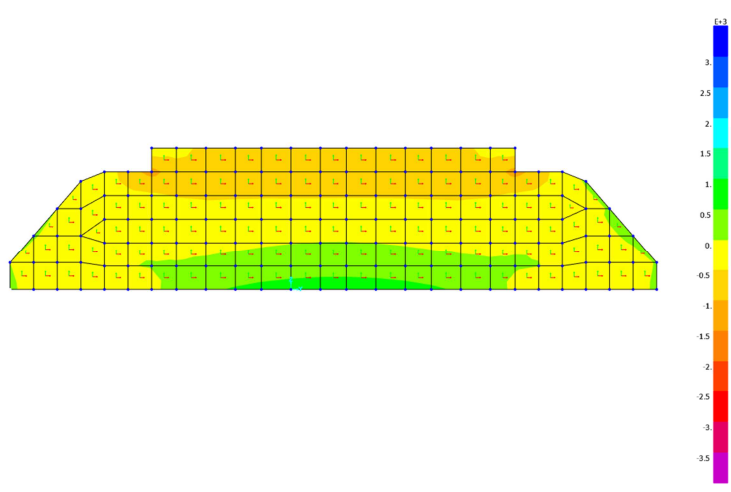
	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	1343	828	454	6,17E-01
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-1335	159	153	-1,19E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	1343	828	454	6,17E-01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	371	-391	-1	-1,06E+00
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	1343	828	454	-1,06E+00
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	6	460	-575	7,65E+01
Massima eccentricità in direzione 2	0,28	249,91	194,98	8,93E+02
Minima eccentricità in direzione 2	-0,08	95,84	125,34	-1,24E+03

$$F_{d2} = F_{22} + |F_{21}|$$

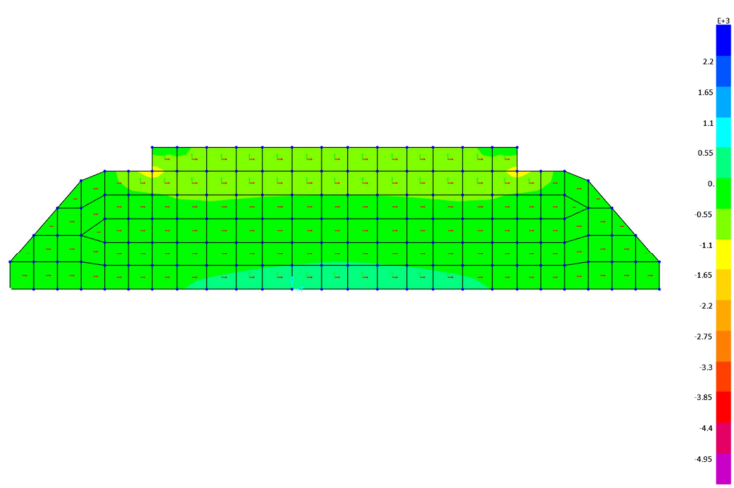
$$M_{d2} = M_{22} + |M_{21}|$$



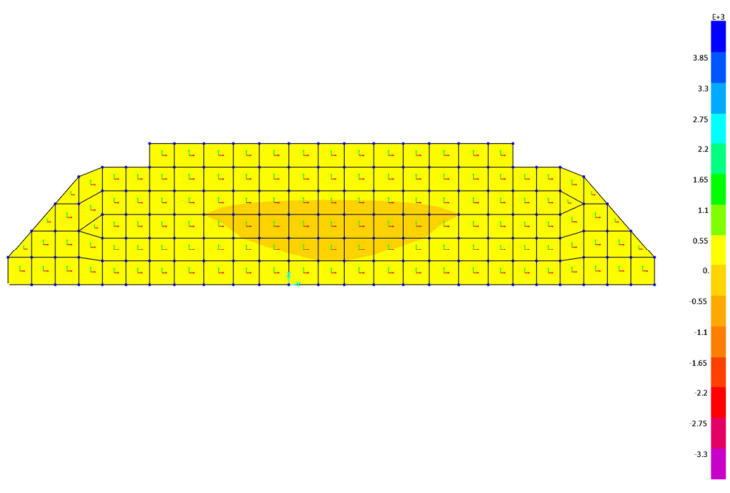
Sollecitazioni in condizioni statiche SLE Rara - Fessurazione



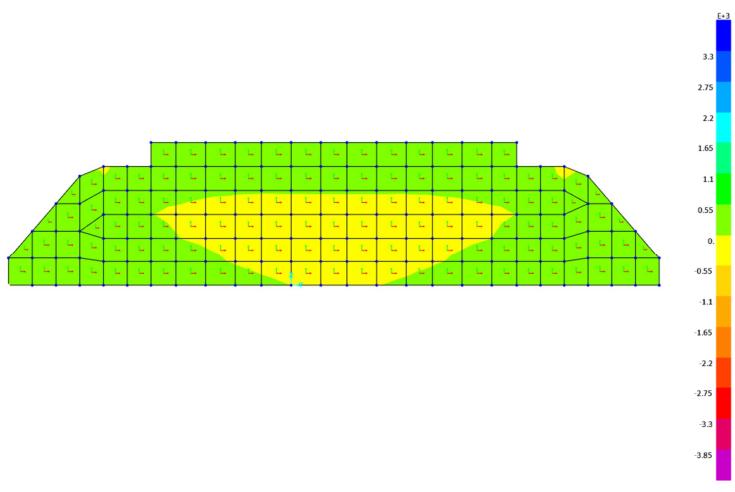
F11 (env max) kN



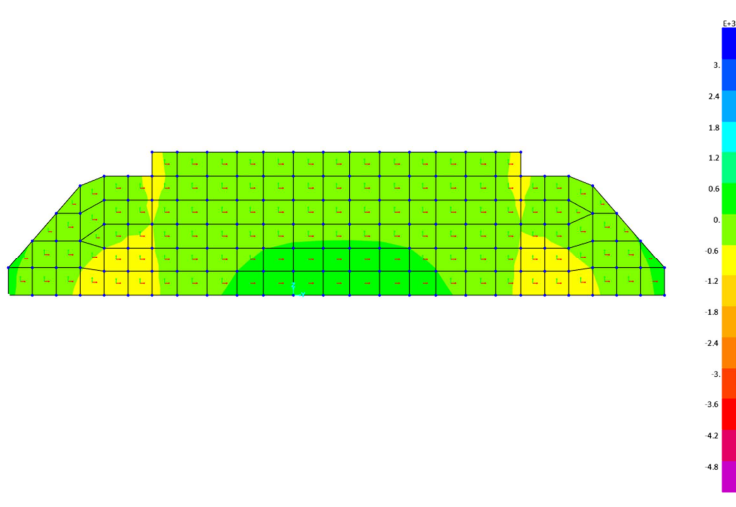
F11 (env min) kN



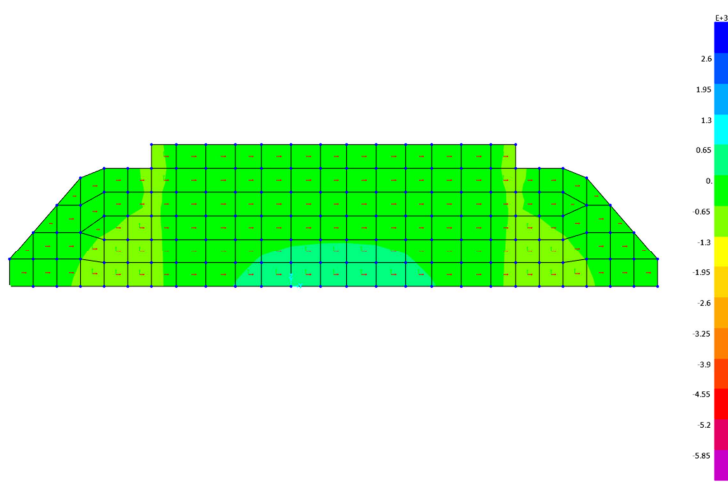
M22 (env max) kNm



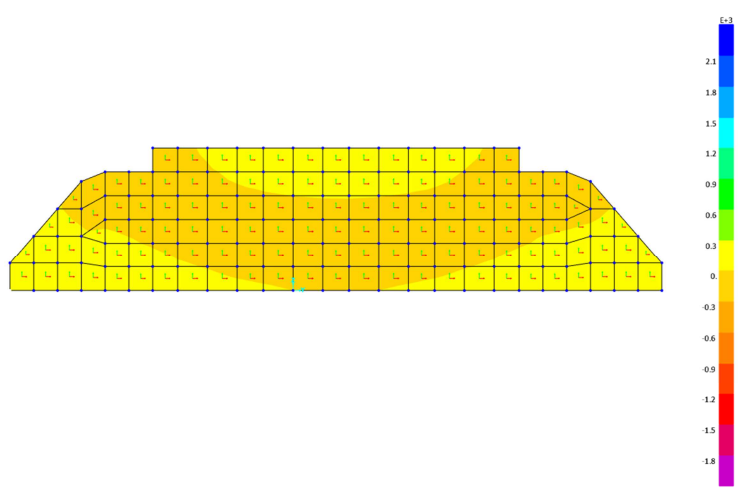
M22 (env min) kNm



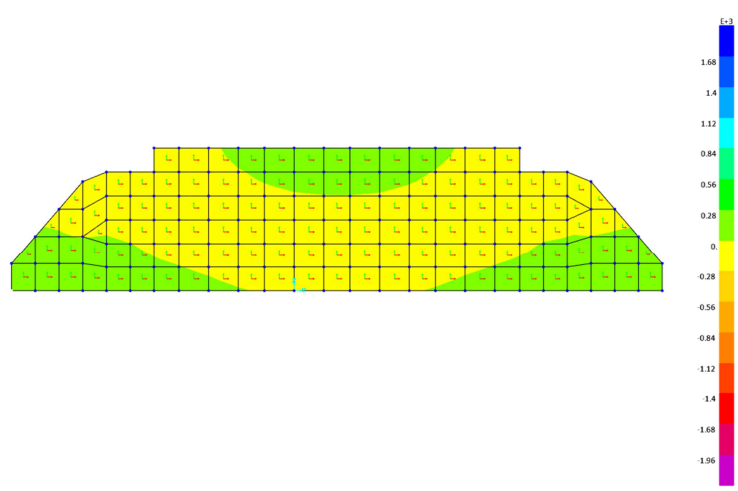
F22 (env max) kN



F22 (env min) kN



M_{11} (env max) kNm

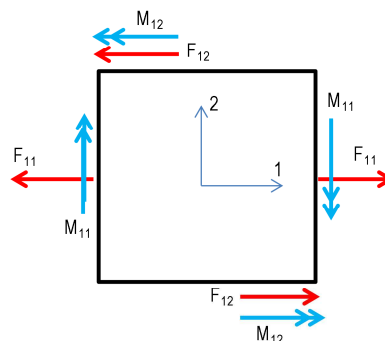


M_{11} (env min) kNm

Si riportano le sollecitazioni massime agenti nelle due direzioni principali 1 e 2

Sollecitazioni di design secondo direzione 1

	F_{d1} [kN]	M_{d1} [kNm]	V_{d1} [kN]	e_1 [m]
Massima forza assiale in direzione 1 e momento associato	738	34	-35	4,58E-02
Minima forza assiale in direzione 1 e momento associato	-879	66	-1	-7,54E-02
Massimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	214	99	-1	4,65E-01
Minimo momento in direzione 1 e forza assiale associata	-397	-69	31	1,74E-01
Massimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-130	-14	74	1,07E-01
Minimo taglio in direzione 1 associato ai relativi valori di F_{d1} e M_{d1}	-134	-18	-76	1,37E-01
Massima eccentricità in direzione 1	2,09	50,31	20,81	2,41E+01
Minima eccentricità in direzione 1	0,82	-28,46	-1,52	-3,47E+01

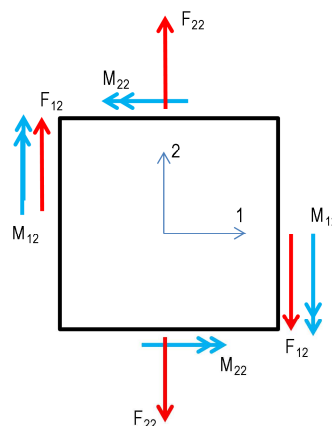


$$F_{d1} = F_{11} + |F_{12}|$$

$$M_{d1} = M_{11} + |M_{12}|$$

Sollecitazioni di design secondo direzione 2

	F_{d2} [kN]	M_{d2} [kNm]	V_{d2} [kN]	e_2 [m]
Massima forza assiale in direzione 2 e momento associato	406	-3	56	-8,55E-03
Minima forza assiale in direzione 2 e momento associato	-735	244	146	-3,32E-01
Massimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	-435	334	180	-7,68E-01
Minimo momento in direzione 2 e forza assiale associata	106	-98	15	-9,33E-01
Massimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-220	329	193	-9,33E-01
Minimo taglio in direzione 2 associato ai relativi valori di F_{d2} e M_{d2}	-249	262	-195	-1,05E+00
Massima eccentricità in direzione 2	0,57	197,16	59,06	3,49E+02
Minima eccentricità in direzione 2	-0,17	200,85	59,00	-1,16E+03



$$F_{d2} = F_{22} + |F_{12}|$$

$$M_{d2} = M_{22} + |M_{12}|$$

9 VERIFICHE STRUTTURALI E FESSURATIVE

Di seguito si riportano le verifiche dimensionanti per ognuno dei muri che costituiscono la spalla.

9.1.1 Soletta superiore livello ballast – fase provvisoria

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN	
Unita' di misura delle lunghezze:	m	
Tensioni espresse in:	N/mm ²	
Normativa:	NTC-2018	
Versione:	14 Gennaio 2018	
Tipologia:	Altro	
Rck:	40.0	
fyk:	450.0	
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:		-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:		391.3

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	1.000
Altezza:	1.000

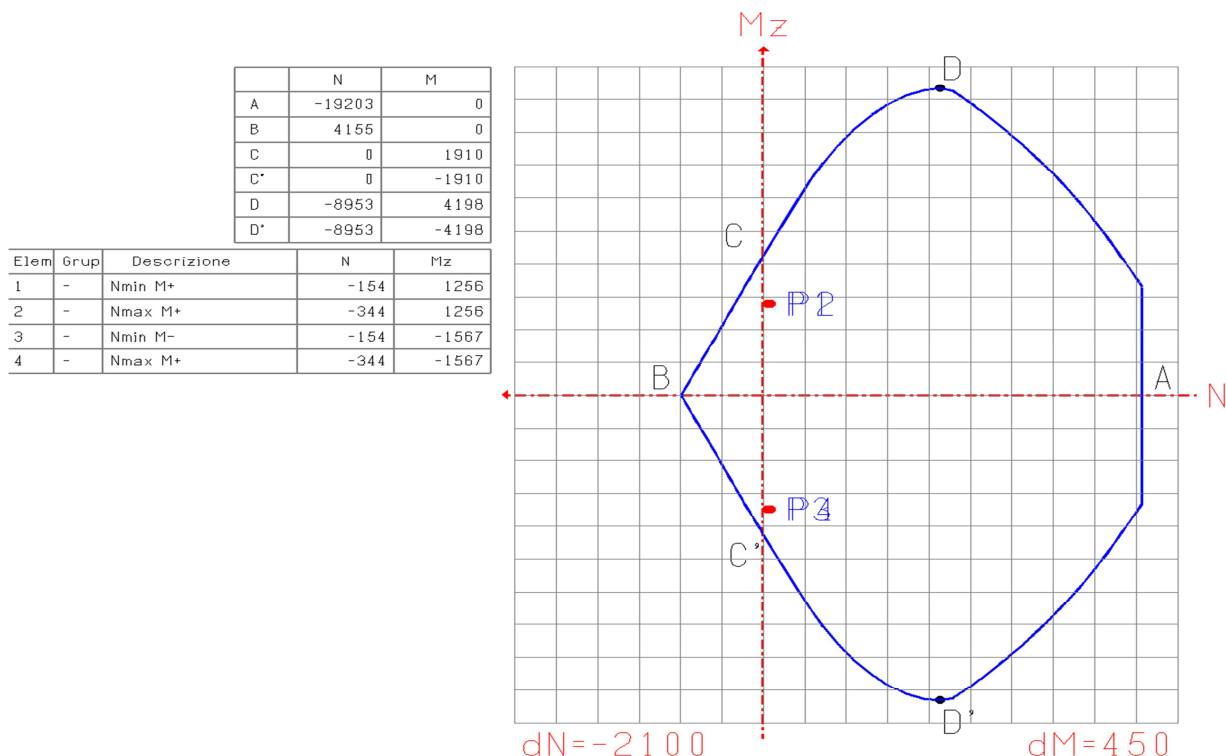
Armature superiori

num. barre	φ (mm)	copriferro (cm)
10	26.0	4.0

Armature inferiori

num. barre	φ (mm)	copriferro (cm)
10	26.0	4.0

VERIFICA A FLESSIONE



RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Taglio sollecitante: 915.000

Verifica senza armatura trasversale

Taglio res. ultimo (VRd): 472.423

Indice di resistenza: **1.94**

Verifica delle bielle compresse

Taglio resistente ultimo (VRcd): 2824.982

ctg(ϑ): 2.50

Indice di resistenza: 0.32

Verifica con armatura trasversale

Taglio attribuito all'armatura (VRsd): 955.908

Armatura trasversale per unita' di lunghezza ($A_{sw}, \text{cm}^2/\text{m}$): 11.31

Staffe a 3 braccia: $\phi 12/30.0\text{cm}$

VERIFICA S.L.E. RARA

Unita' di misura delle forze: kN

Unita' di misura delle lunghezze: m

Tensioni espresse in: N/mm^2

Normativa: NTC-2018

Versione: 17 Gennaio 2018

Tipologia: Altro

Rck: 40.0

fyk: 450.0

Condizione ambientale: Aggressiva

Tipologia combinazione: Rara
 Tensione massima
 ammissibile calcestruzzo: 19.6
 Tensione massima del
 calcestruzzo in trazione: 2.6
 Tensione massima
 ammissibile acciaio: 360.0

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo: Rettangolare piena
 Base: 1.000
 Altezza: 1.000

Armature superiori

num. barre	ϕ (mm)	copriferro (cm)
10	26.0	4.0

Armature inferiori

num. barre	ϕ (mm)	copriferro (cm)
10	26.0	4.0

Momento flettente: 990.000

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-5.50	-70.28
bordo inferiore:	Allungamento	210.31
Fessura (mm):		0.12
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.270
Area totale acciaio superiore (cm ²):		53.09
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		53.09

VERIFICA S.L.E.CONDIZIONE FREQUENTE

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2018
Versione:	17 Gennaio 2018
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo: Rettangolare piena

Base: 1.000
 Altezza: 1.000

Armature superiori

num. barre	ϕ (mm)	copriferro (cm)
10	26.0	4.0

Armature inferiori

num. barre	ϕ (mm)	copriferro (cm)
10	26.0	4.0

Momento flettente: 870.000

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-4.83	-61.76
bordo inferiore:	Allungamento	184.82
Fessura (mm):		0.10
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.270
Area totale acciaio superiore (cm ²):		53.09
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		53.09

VERIFICA S.L.E. QUASI PERMANENTE

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2018
Versione:	17 Gennaio 2018
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	1.000
Altezza:	1.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
10	26.0	4.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
10	26.0	4.0

Momento flettente: 511.000

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-2.51	-13.30
bordo inferiore:	2.59	14.81
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.492
Area totale acciaio superiore(cm ²):		53.09
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		53.09

9.1.2 Platea di fondazione

La sezione presa in esame è la seguente:

$$h = 150 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Le armature in direzione 1:

$$A_{s,\text{sup}} = 90.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 90.42 \text{ cm}^2$$

Le armature in direzione 2:

$$A_{s,\text{sup}} = 141.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 141.3 \text{ cm}^2$$

Verifiche statiche in condizione STR

Direzione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione_long_A1STR

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	45.24	9.7
			2	45.24	18.8
			3	45.24	131.2
			4	45.24	140.3

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1345 0 kN
M_{xEd} 310 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

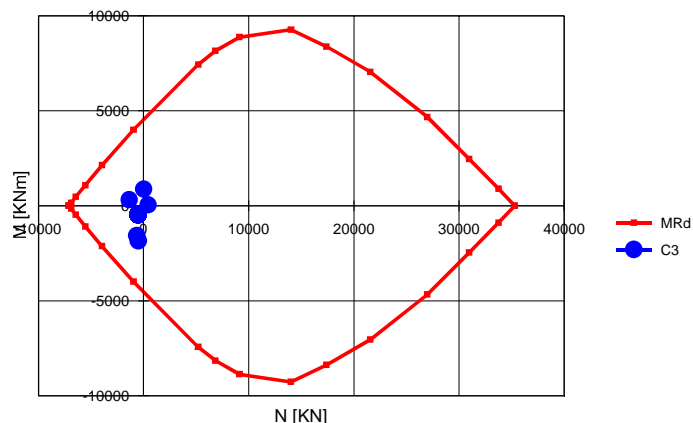
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

M_{xEd} 3757 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 30.87 ‰
d 140.3 cm
x 14.29 x/d 0.1018
 δ 0.7



Direzione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione_trasv_A1STR

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	7
2	70.69	16.1
3	70.69	133.9
4	70.69	143

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -4856 0 kN
M_{xEd} -748 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 4'248 kN m

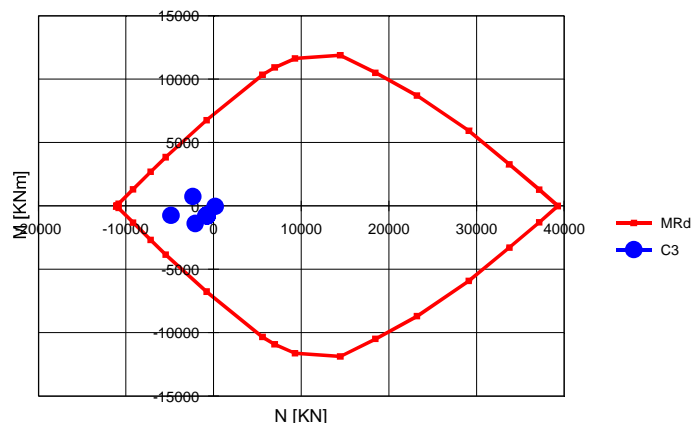
σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 43.93 ‰
d 143 cm
x 10.55 x/d 0.07379
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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



Verifiche sismiche in condizione SLV

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	9.7
2	45.24	18.8
3	45.24	131.2
4	45.24	140.3

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} -3276 0 kN
 M_{xEd} 432 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

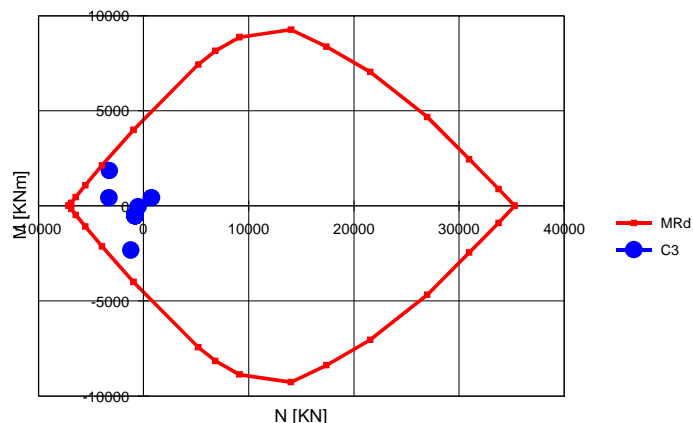
Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 2570 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 41.34 ‰
 d 140.3 cm
 x 10.95 x/d 0.07805
 δ 0.7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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



Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	7
2	70.69	16.1
3	70.69	133.9
4	70.69	143

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N N_{Ed} -4383 kN
M M_{xEd} -269 kNm
M M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M M_{xEd} 4'543 kNm

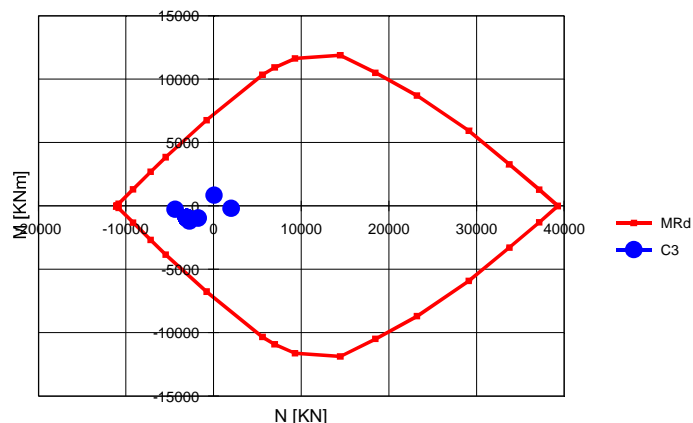
σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 42.14 ‰
 d 143 cm
 x 10.97 x/d 0.07669
 δ 0.7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso



Verifiche a fessurazione

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	9.7
2	45.24	18.8
3	45.24	131.2
4	45.24	140.3

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

	S.L.U.	Metodo n
N _{Ed}	-309	-309 kN
M _{xEd}	-1178	-1178 kNm
M _{yEd}	0	0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

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

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

σ_c -3.018 N/mm²
 σ_s 128.4 N/mm²
 ϵ_s 0.642 ‰
 d 140.3 cm
 x 36.57 x/d 0.2607
 δ 0.7658

Verifica
 N° iterazioni:

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h =$	150 cm
Cover from bars in tension	$c =$	9.3 cm
Effective height	$d =$	140.7 cm
Width	$b =$	100 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	4 cm
Bars in tension		10 $\Phi 24$
		10 $\Phi 24$
		0 $\Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s =$	90.48 cm ²
Bars in compression		10 $\Phi 24$
		10 $\Phi 24$
		0 $\Phi 0$
Section of bars in compression	$A's =$	90.48 cm ²

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 36.57 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s =$	128.40 N/mm ²
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e =$	6.36
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} =$	23.25 cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} =$	2325 cm ²
Factor dependent on the duration of the load	$k_1 =$	0.4
	$\rho_{p,eff} =$	0.03892
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.00043 > 0.00037
	\rightarrow	0.00043

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

Bar diameter	$\Phi_{eq} =$	24 mm
	$K_1 =$	0.8
	$K_2 =$	0.5
	$K_3 =$	3.400
	$K_4 =$	0.425
	$s_{r,max} =$	421.04 mm

Crack width

$w_k =$	0.18 mm	
$w_{k,lim} =$	0.20 mm	OK!

Direzione 2

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	7
2	70.69	16.1
3	70.69	133.9
4	70.69	143

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo Sezione
☒ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="18.81"/> N/mm²
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	I_{cc}/I_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> [?]
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/> N/mm²
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/> N/mm²

σ_{sMax} N/mm²
 σ_{sMin} N/mm²
 ϵ_s ‰

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 150 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 7 \text{ cm}$
Effective height	$d = 143 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 7 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 30$ $10 \quad \Phi 30$ $0 \quad \Phi 24$
Section of bars in tension	$A_s = 141.37 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 30$ $10 \quad \Phi 30$ $0 \quad \Phi 24$
Section of bars in compression	$A's = 141.37 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing, calculated from expression 7.12, taking into account the combination of loads, including effect of imposed loading. Only the additional tensile strain beyond the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 140.50 \text{ N/mm}^2$
Ratio E_s/E_{cm} $\alpha_e = 6.36$
Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 17.50 \text{ cm}$
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 1750 \text{ cm}^2$
Factor dependent on the duration of the load $k_t = 0.4$
 $\rho_{p,eff} = 0.08078$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00057 > 0.00040$
 $\rightarrow 0.00057$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 30 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 301.13 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.17 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

9.1.3 Soletta superiore livello ballast – fase definitiva

La sezione presa in esame è la seguente:

$$h = 100 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Le armature in direzione 1:

$$A_{s,\text{sup}} = 53.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 53.07 \text{ cm}^2$$

Le armature in direzione 2:

$$A_{s,\text{sup}} = 53.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 53.07 \text{ cm}^2$$

Verifiche statiche in condizione STR

Direzione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol_ballast_long_A1STR

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	93.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1149 0 kN
M_{xEd} 580 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 1'339 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 45.59 ‰
d 93.2 cm
x 6.645 x/d 0.07129
 δ 0.7

Tipo Sezione

☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione

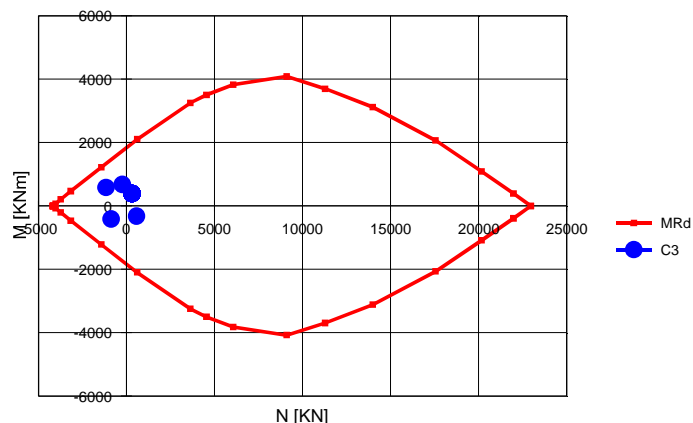
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Direzione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol_ballast_trasv_A1STR

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.3
2	53.09	90.7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -707 kN
M_{xEd} 122 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 1'480 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 30.96 ‰
d 90.7 cm
x 9.213 x/d 0.1016
ξ 0.7

Tipo Sezione

☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione

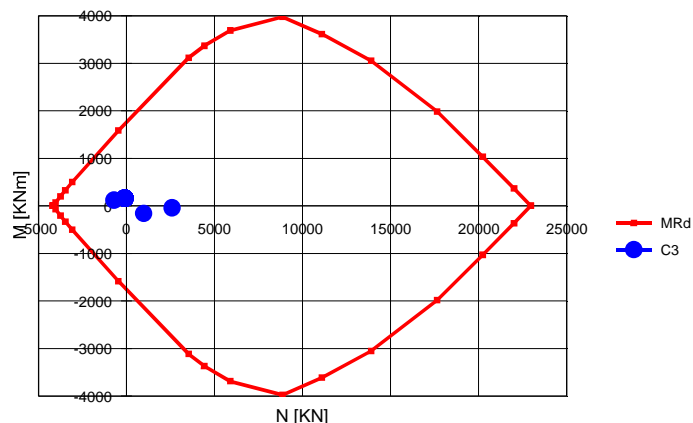
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifiche sismiche in condizione SLV

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	93.2

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

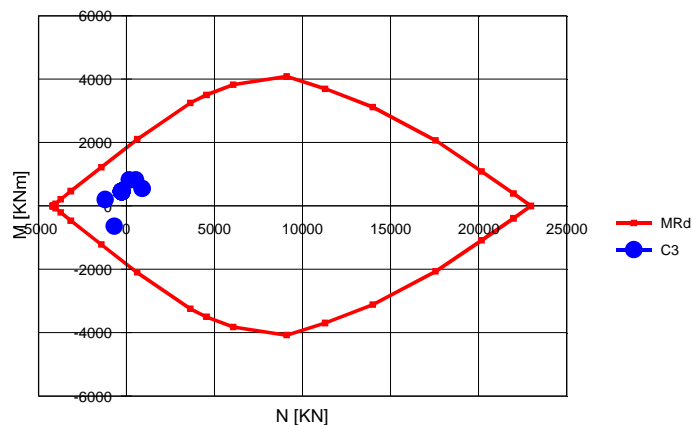
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso



Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.3
2	53.09	90.7

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -472 kN
M_{xEd} 98 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

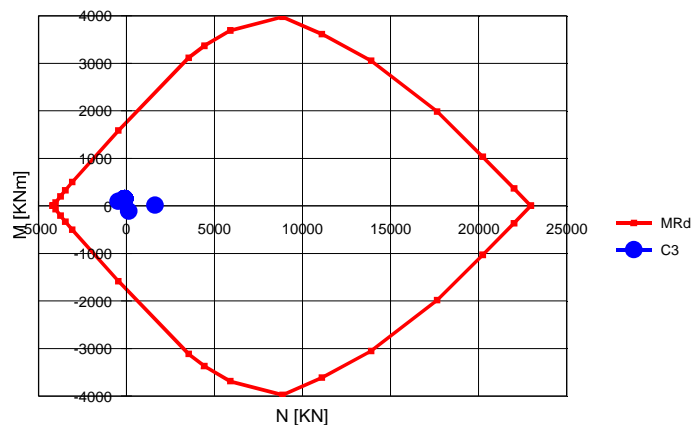
Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Calcoli

M_{xEd} 1'576 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 29.41 ‰
d 90.7 cm
x 9.647 x/d 0.1064
 δ 0.7



Verifiche a fessurazione

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	93.2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} -752 kN
 M_{xEd} 371 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -0.9629 N/mm²
 σ_s 151.4 N/mm²
 ϵ_s 0.7568 ‰
 d 93.2 cm
 x 8.119 x/d 0.08711
 δ 0.7

Verifica
 N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 6.8 \text{ cm}$
Effective height	$d = 93.2 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = \text{cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 53.09 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 53.09 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 8.119 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the stress in the tension reinforcements assuming a cracked section
 ϵ_{sm} is the mean strain in the concrete between cracks
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

combination of loads, including effect of imposed
 bending. Only the additional tensile strain beyond the
 yield

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 151.40 \text{ N/mm}^2$
 Ratio E_s/E_{cm} $\alpha_e = 6.36$
 Effective height c $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 17.00 \text{ cm}$
 Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 1700 \text{ cm}^2$
 Factor dependent on the duration of the load $k_t = 0.4$
 $\rho_{p,eff} = 0.03123$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00051 > 0.00043$
 $\rightarrow 0.00051$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 372.73 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.19 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.3
2	53.09	90.7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -471 -471 kN
M_{xEd} 84 84 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15	I_{cc}/I_{cd} 0.8 [?]
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 63.8 N/mm²
 σ_{sMin} 24.92 N/mm²

ϵ_s 0.319 ‰

Verifica N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 9.3 \text{ cm}$
Effective height	$d = 90.7 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 9.3 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 53.09 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 53.09 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing

ϵ_{sm}

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ant combination of loads, including effect of imposed
 sion stiffening. Only the additional tensile strain beyond the
 considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section

Ratio E_s/E_{cm}

Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$

Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements

Factor dependent on the duration of the load

$\sigma_s = 63.80 \text{ N/mm}^2$
$\alpha_e = 6.36$
$h_{c,eff} = 23.25 \text{ cm}$
$A_{c,eff} = 2325 \text{ cm}^2$
$k_t = 0.4$
$\rho_{p,eff} = 0.02284$
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00003 < 0.00018$
$\rightarrow 0.00018$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
$K_1 = 0.8$
$K_2 = 0.5$
$K_3 = 3.400$
$K_4 = 0.425$
$s_{r,max} = 509.76 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.09 \text{ mm}$
$w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

9.1.4 Soletta superiore livello appoggi

La sezione presa in esame è la seguente:

$$h = 100 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Le armature in direzione 1:

$$A_{s,\text{sup}} = 141.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 141.3 \text{ cm}^2$$

Le armature in direzione 2:

$$A_{s,\text{sup}} = 106.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 106.1 \text{ cm}^2$$

Verifiche statiche in condizione STR

Direzione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol_appoggi_long_A1STR

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	7
2	70.69	16.7
3	70.69	83.3
4	70.69	93

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed -2349 0 kN
 M xEd -1686 0 kNm
 M yEd 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

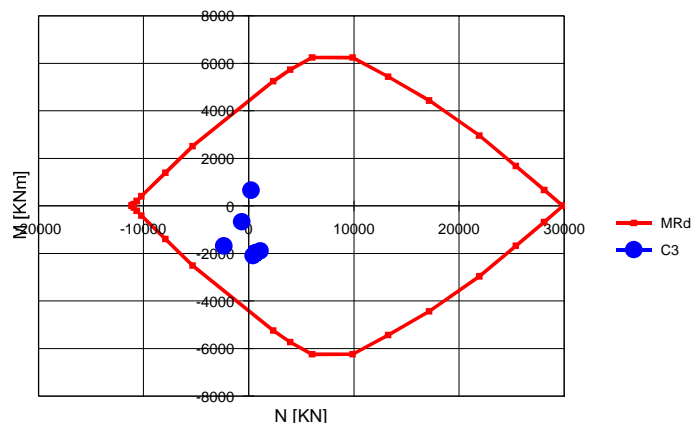
Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M xEd 3'627 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 20.8 ‰
 d 93 cm
 x 13.4 x/d 0.144
 δ 0.7



Direzione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol_appoggi_trasv_A1STR

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	19.7
3	53.09	80.3
4	53.09	90

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1197 kN
M_{xEd} 897 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 2'809 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 16.22 ‰
d 90 cm
x 15.98 x/d 0.1775
δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

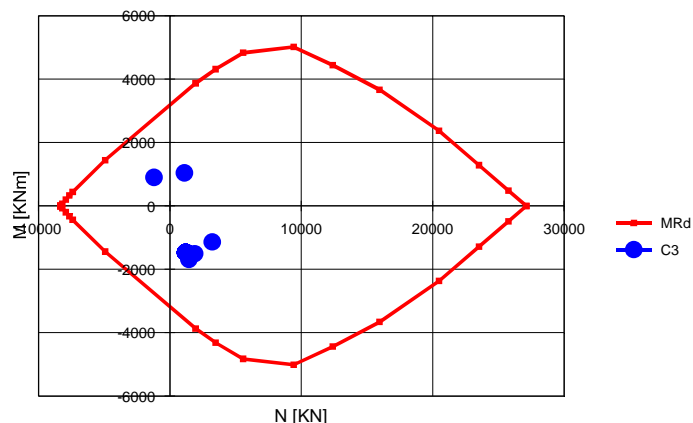
Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

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



Verifiche sismiche in condizione SLV

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	7
2	70.69	16.7
3	70.69	83.3
4	70.69	93

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -8528 0 kN
M_{xEd} -445 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1131 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 53.39 ‰
d 93 cm
x 5.722 x/d 0.06153
δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

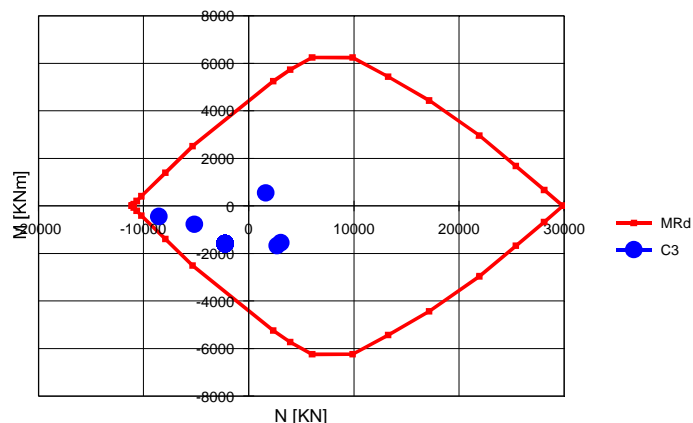
Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Direzione 2

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	19.7
3	53.09	80.3
4	53.09	90

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: -5613 kN
M xEd: -627 kNm
M yEd: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M xEd: 1'162 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 33.7 ‰
d 90 cm
x 8.467 x/d 0.09408
 δ 0.7

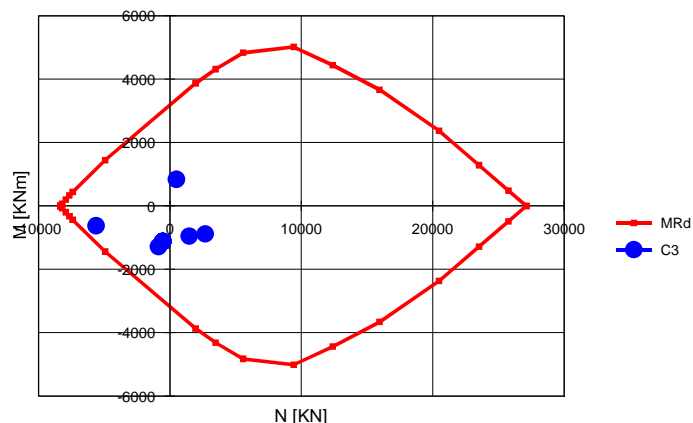
Tipo Sezione: Rettang. re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso



Verifiche a fessurazione

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	7
2	70.69	16.7
3	70.69	83.3
4	70.69	93

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} -1302 kN
 M_{xEd} -1059 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -3.256 N/mm²
 σ_s 151.9 N/mm²
 ε_s 0.7594 ‰
 d 93 cm
 x 22.63 x/d 0.2433
 δ 0.7442

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h =$	100 cm
Cover from bars in tension	$c =$	7 cm
Effective height	$d =$	93 cm
Width	$b =$	100 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	7 cm
Bars in tension		10 Φ 30
		10 Φ 30
		0 Φ 0
Section of bars in tension	$A_s =$	141.37 cm ²
Bars in compression		10 Φ 30
		10 Φ 30
		0 Φ 0
Section of bars in compression	$A's =$	141.37 cm ²

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 22.63 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation is based on the expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$e_{sm} - e_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s =$	151.90 N/mm ²
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e =$	6.36
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} =$	17.50 cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} =$	1750 cm ²
Factor dependent on the duration of the load	$k_t =$	0.4
	$\rho_{p,eff} =$	0.08078
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.00062 > 0.00043
	\rightarrow	0.00062

where:

Bar diameter	$\Phi_{eq} =$	30 mm
	$K_1 =$	0.8
	$K_2 =$	0.5
	$K_3 =$	3.400
	$K_4 =$	0.425
	$s_{r,max} =$	301.13 mm

Crack width

$w_k =$	0.19 mm	
$w_{k,lim} =$	0.20 mm	OK!

Direzione 2

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	19.7
3	53.09	80.3
4	53.09	90

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -693 -693 kN
M_{xEd} 562 562 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 I_{cc}/I_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

σ_c -2.482 N/mm²
 σ_s 112.1 N/mm²
 ϵ_s 0.5606 ‰
d 90 cm
x 22.43 x/d 0.2493
 δ 0.7516

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 9.8 \text{ cm}$
Effective height	$d = 90.2 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 9.8 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 26$ $10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 106.19 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 26$ $10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 106.19 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 22.43 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the distance between the most stressed reinforcement bars in the combination of loads, including effect of imposed stiffening. Only the additional tensile strain beyond the considered

ϵ_{sm} is the mean strain in the concrete between cracks

ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 112.10 \text{ N/mm}^2$

Ratio E_s/E_{cm} $\alpha_e = 6.36$

Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 24.50 \text{ cm}$

Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 2450 \text{ cm}^2$

Factor dependent on the duration of the load $k_t = 0.4$

$\rho_{p,eff} = 0.04334$

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00037 > 0.00032$
 $\rightarrow 0.00037$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 435.18 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.16 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

9.1.5 Muro frontale sp 140

La sezione presa in esame è la seguente:

$h = 140$ cm (valore cautelativo) $b = 100$ cm

Le armature in direzione 1:

$$A_{s,sup} = 106.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,inf} = 106.1 \text{ cm}^2$$

Le armature in direzione 2:

$$A_{s,sup} = 53.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,inf} = 53.07 \text{ cm}^2$$

Verifiche statiche in condizione STR

Direzione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_frontale_trasv_A1STR

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	12.5
3	53.09	127.5
4	53.09	130.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -4151 kN
M_{xEd}: -84 kNm
M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 18.81 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

M_{xEd}: 2'575 kN m
 σ_c : -18.81 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 46.13 ‰
d: 130.6 cm
x: 9.211 x/d: 0.07052
 δ : 0.7

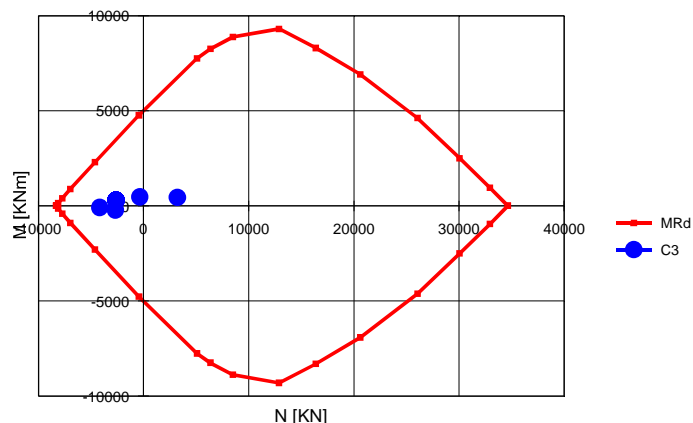
Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso



Direzione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_frontale_vert_A1STR

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

Titolo :

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	133.2

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N Ed -2305 0 kN
M xEd -18 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M xFd 1'203 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.684 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 133.2 cm
x 5.094 x/d 0.03824
 δ 0.7

Tipo Sezione

☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

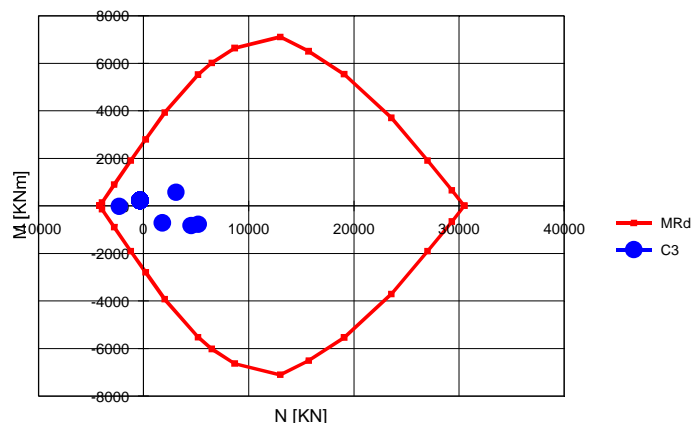
Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifiche sismiche in condizione SLV

Direzione 1

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	12.5
3	53.09	127.5
4	53.09	130.6

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -4427 **0** kN
M_{xEd} -251 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 2'411 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 47.47 ‰
 d 130.6 cm
 x 8.968 x/d 0.06867
 δ 0.7

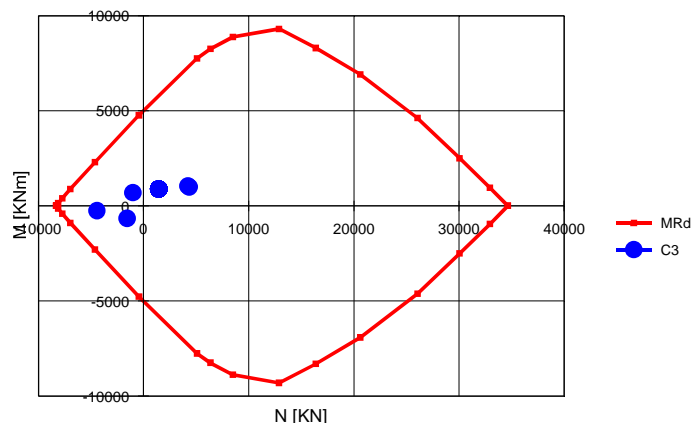
Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso



Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	233.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1991 kN
M_{xEd} 36 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 2'477 kNm

σ_c -17.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.552 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 233.2 cm
x 5.241 x/d 0.02247
 δ 0.7

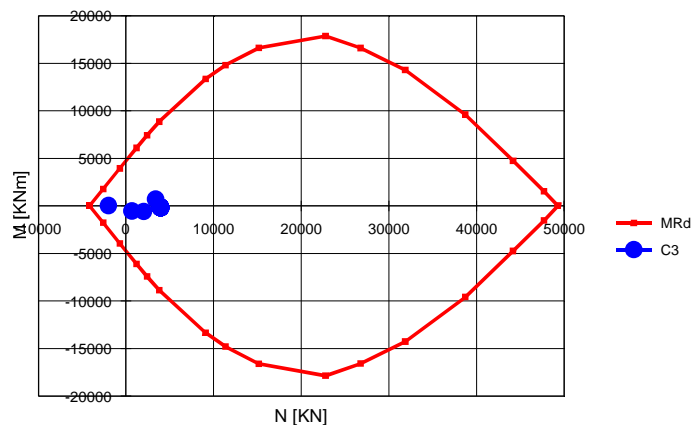
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Precompresso



Verifiche a fessurazione

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	12.5
3	53.09	127.5
4	53.09	130.6

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N_{Ed} -2680 kN
 M_{xEd} -53 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 130.5 N/mm²
 σ_{sMin} 121.9 N/mm²
 ε_s 0.6527 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0
☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 140 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 9.4 \text{ cm}$
Effective height	$d = 130.6 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 9.4 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 26$ $10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 106.19 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 26$ $10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 106.19 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum average crack spacing, mm
 ϵ_{sm} is the mean strain in the steel reinforcement, mm/mm
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks, mm/mm

$\sigma_s = k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)$ combination of loads, including effect of imposed
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ and stiffening. Only the additional tensile strain beyond the
considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 130.50 \text{ N/mm}^2$
Ratio E_s/E_{cm} $\alpha_e = 6.36$
Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 23.50 \text{ cm}$
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 2350 \text{ cm}^2$
Factor dependent on the duration of the load $k_t = 0.4$
 $\rho_{p,eff} = 0.04519$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00046 > 0.00037$
 $\rightarrow 0.00046$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 417.42 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.19 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	133.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1473 -1473 kN
M_{xEd} -11 -11 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo Sezione
☒ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 I_{cc}/I_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 140.4 N/mm²
 σ_{sMin} 137.1 N/mm²
 ϵ_s 0.7018 ‰

Verifica N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

E_{cm}= 33000 N/mm² Concrete Young modulus
 E_s= 210000 N/mm² Steel Young modulus
 f_{ct,eff}=f_{ctm} 2.90 N/mm²

Section characteristic

Concrete slab height	h=	140	cm
Cover from bars in tension	c=	6.8	cm
Effective height	d=	133.2	cm
Width	b=	100	cm
Cover from bars in compression	c'=	6.8	cm
Bars in tension		10	Φ 26
		0	Φ 26
		0	Φ 0
Section of bars in tension	A _s =	53.09	cm ²
Bars in compression		10	Φ 26
		0	Φ 26
		0	Φ 0
Section of bars in compression	A' _s =	53.09	cm ²

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 x= 0 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$
 combination of loads, including effect of imposed
 n stiffening. Only the additional tensile strain beyond the
 nsidered
 ε_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	σ _s =	140.40	N/mm ²
Ratio E _s /E _{cr}	α _e =	6.36	
Effective height	h _{c,eff} =	17.00	cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	A _{c,eff} =	1700	cm ²
Factor dependent on the duration of the load	k _t =	0.4	
	ρ _{p,eff} =	0.03123	
	ε _{sm} -ε _{cm} =	0.00046	> 0.00040
	→	0.00046	

where:

Bar diameter

Φ _{eq} =	26	mm
K ₁ =	0.8	
K ₂ =	0.5	
K ₃ =	3.400	
K ₄ =	0.425	
s _{r,max} =	372.73	mm

Crack width

w _k =	0.17	mm
w _{k,lim} =	0.20	mm

OK!

9.1.6 Muro centrale sp 160

La sezione presa in esame è la seguente:

$$h = 160 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Le armature in direzione 1:

$$A_{s,\text{sup}} = 106.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 106.1 \text{ cm}^2$$

Le armature in direzione 2:

$$A_{s,\text{sup}} = 84.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 84.5 \text{ cm}^2$$

Verifiche statiche in condizione STR

Direzione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_centrale_trasv_A1STR

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	17.7
3	53.09	142.3
4	53.09	150.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed: -3294 0 kN
M xEd: 209 0 kNm
M yEd: 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 18.81 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

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

Tipo flessione
Retta Deviata

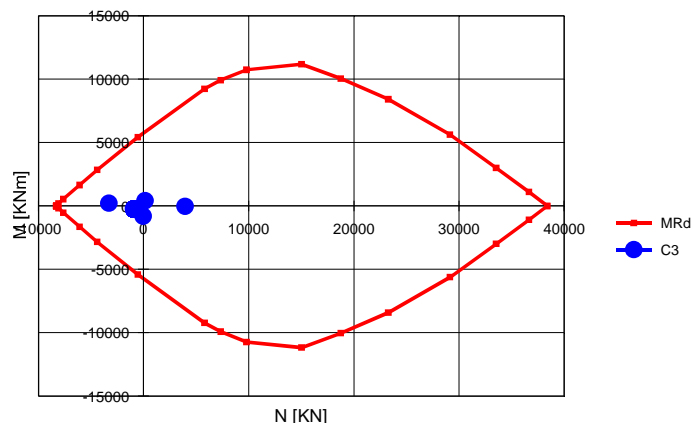
N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

M_{xEd} : 3596 kNm
 σ_c : -18.81 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 40.48 ‰
 d : 150.6 cm
 x : 11.99 x/d : 0.07959
 δ : 0.7



Direzione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_centrale_vert_A1STR

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	15.71	15.4
3	15.71	144.6
4	53.09	153.2

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -1981 kN
M_{Ed} -552 kNm
M_{Ed} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M xFd 2'533 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.356 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 153.2 cm
x 7.257 x/d 0.04737
 δ 0.7

Tipo Sezione

☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione

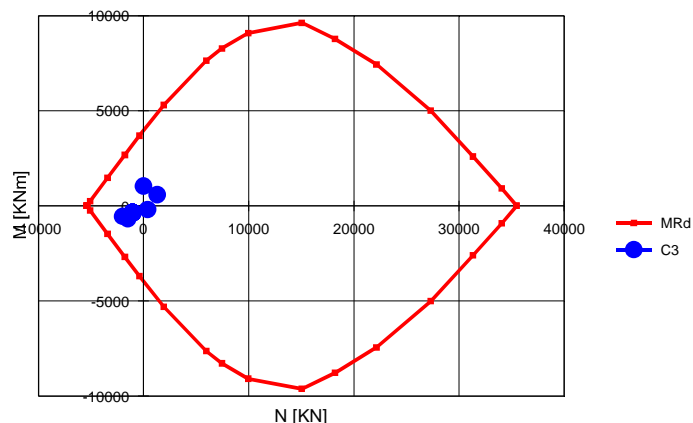
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifiche sismiche in condizione SLV

Direzione 1

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	17.7
3	53.09	142.3
4	53.09	150.6

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -2268 kN
 M_{xEd} 80 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] x_N 0 y_N 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 4'273 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 36.15 ‰
 d 150.6 cm
 x 13.3 x/d 0.08828
 δ 0.7

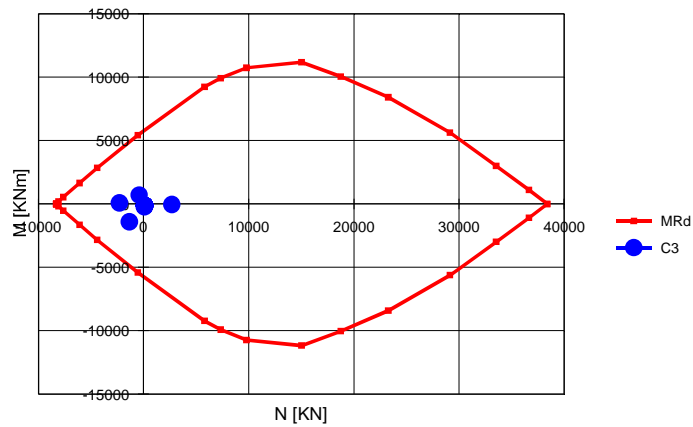
Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso



Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	15.71	15.4
3	15.71	144.6
4	53.09	153.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

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

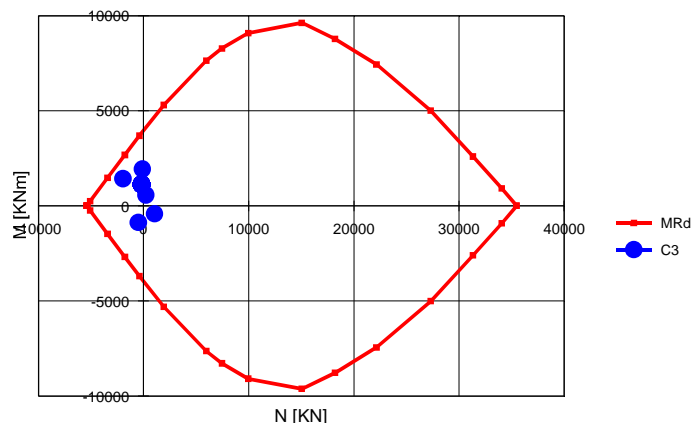
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Calcoli

M xFd kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Parametri

N° rett.
L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso



Verifiche a fessurazione

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	17.7
3	53.09	142.3
4	53.09	150.6

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N
 N_{Ed} -2183 kN
 M_{xEd} 37 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] x_N 0 y_N 0

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

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

σ_{sMax} 105.6 N/mm²
 σ_{sMin} 100 N/mm²
 ϵ_s 0.5279 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 160 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 9.4 \text{ cm}$
Effective height	$d = 150.6 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 9.4 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 26$ $10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 106.19 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 26$ $10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 106.19 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the stress in the tension reinforcements assuming a cracked section
 ϵ_{sm} is the mean strain in the concrete between cracks
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

combination of loads, including effect of imposed
 stiffening. Only the additional tensile strain beyond the
 allowed

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 105.60 \text{ N/mm}^2$
 Ratio E_s/E_c $\alpha_e = 6.36$
 Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 23.50 \text{ cm}$
 Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 2350 \text{ cm}^2$
 Factor dependent on the duration of the load $k_t = 0.4$
 $\rho_{p,eff} = 0.04519$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00035 > 0.00030$
 $\rightarrow 0.00035$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 417.42 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.14 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	15.71	15.4
3	15.71	144.6
4	53.09	153.2

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1302 -1302 kN
 M_{xEd} -411 -411 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 I_{cc}/I_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_{sMax} 137.6 N/mm²
 σ_{sMin} 51.65 N/mm²
 ε_s 0.688 ‰

Verifica N° iterazioni: 1

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h =$	160 cm
Cover from bars in tension	$c =$	6.8 cm
Effective height	$d =$	153.2 cm
Width	$b =$	100 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	6.8 cm
Bars in tension		10 $\Phi 26$ 5 $\Phi 20$ 0 $\Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s =$	68.80 cm ²
Bars in compression		10 $\Phi 26$ 5 $\Phi 20$ 0 $\Phi 0$
Section of bars in compression	$A's =$	68.80 cm ²

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the steel reinforcement in the concrete between cracks
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

combination of loads, including effect of imposed loading. Only the additional tensile strain beyond the yielded

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 137.60 \text{ N/mm}^2$
Ratio E_s/E_c $\alpha_e = 6.36$
Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 17.00 \text{ cm}$
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 1700 \text{ cm}^2$
Factor dependent on the duration of the load $k_1 = 0.4$
 $\rho_{p,eff} = 0.04047$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.00048 > 0.00039$
 $\rightarrow 0.00048$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 340.41 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.16 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

9.1.7 Muro esterno sp 120

La sezione presa in esame è la seguente:

$$h = 120 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Le armature in direzione 1:

$$A_{s,\text{sup}} = 53.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 53.09 \text{ cm}^2$$

Le armature in direzione 2:

$$A_{s,\text{sup}} = 53.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 53.09 \text{ cm}^2$$

Verifiche statiche in condizione STR

Direzione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_esterno_trasv_A1STR

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	110.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1066 0 kN
M_{xEd} 49 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 1'639 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 41.15 ‰
d 110.6 cm
x 8.67 x/d 0.07839
δ 0.7

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

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

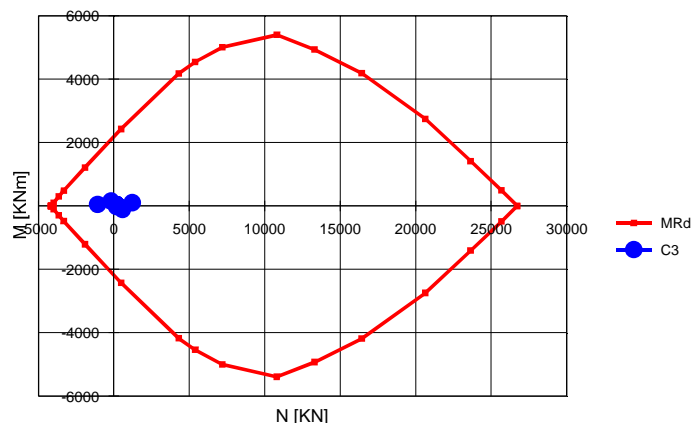
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Direzione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_esterno_vert_A1STR

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	113.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed -569 0 kN
M xEd -14 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M xFd 1'950 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 49.15 ‰
d 113.2 cm
x 7.525 x/d 0.06647
 ϕ 0.7

Tipo Sezione

☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione

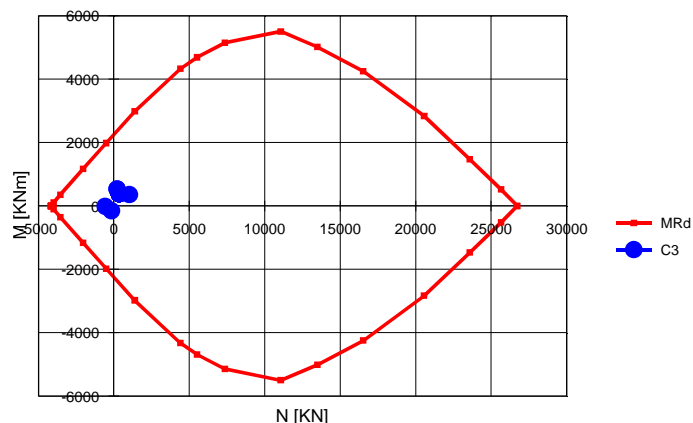
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifiche sismiche in condizione SLV

Direzione 1

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	110.6

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -1566 kN
M_{xEd} -55 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1'383 kNm
σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 45.41 ‰
d 110.6 cm
x 7.914 x/d 0.07155
δ 0.7

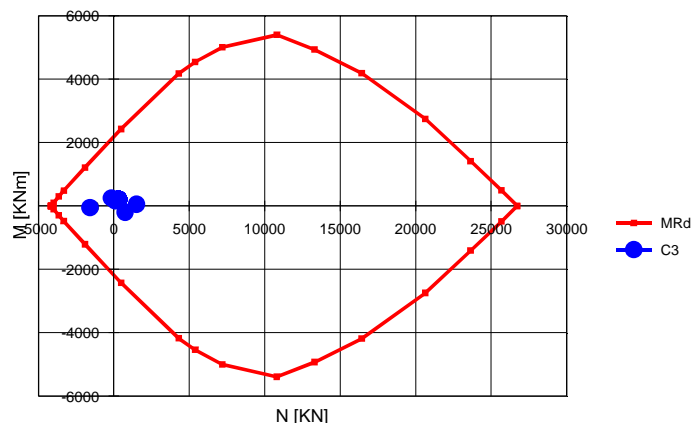
Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso



Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	113.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -1343 0 kN
M_{xEd} 828 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xEd} 1'536 kNm

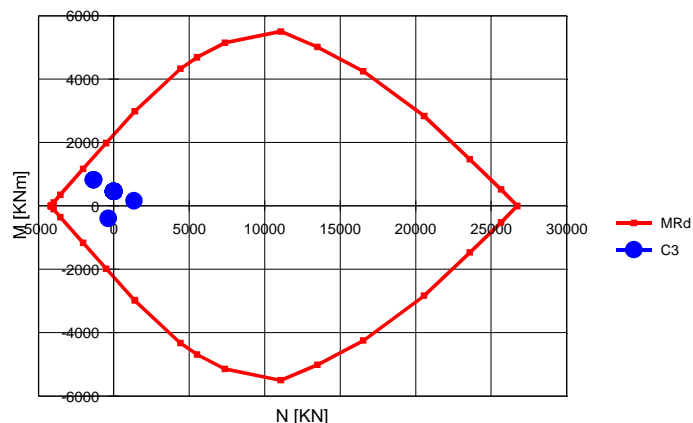
σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 58.58 ‰
d 113.2 cm
x 6.382 x/d 0.05638
 δ 0.7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso



Verifiche a fessurazione

Direzione 1

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.4
2	53.09	110.6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

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

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

σ_{sMax} 75.83 N/mm²
 σ_{sMin} 63.18 N/mm²
 ϵ_s 0.3792 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h =$	120 cm
Cover from bars in tension	$c =$	9.4 cm
Effective height	$d =$	110.6 cm
Width	$b =$	100 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	9.4 cm
Bars in tension		10 $\Phi 26$
		0 $\Phi 0$
		0 $\Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s =$	53.09 cm ²
Bars in compression		10 $\Phi 26$
		0 $\Phi 0$
		0 $\Phi 0$
Section of bars in compression	$A's =$	53.09 cm ²

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing
 ϵ_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s =$	75.83 N/mm ²
Ratio E_s/E_{cm}	$\alpha_e =$	6.36
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} =$	23.50 cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} =$	2350 cm ²
Factor dependent on the duration of the load	$k_t =$	0.4
	$\rho_{p,eff} =$	0.02259
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.00008 < 0.00022
	\rightarrow	0.00022

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} =$	26 mm
$K_1 =$	0.8
$K_2 =$	0.5
$K_3 =$	3.400
$K_4 =$	0.425
$s_{r,max} =$	515.24 mm

Crack width

$w_k =$	0.11 mm
$w_{k,lim} =$	0.20 mm

OK!

Direzione 2

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

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.8
2	53.09	113.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 220 220 kN
M_{xEd} 329 329 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo Sezione
☒ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 I_{cc}/I_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -1.61 N/mm²
 σ_s 41.69 N/mm²
 ϵ_s 0.2084 ‰
d 113.2 cm
x 41.52 x/d 0.3668
 δ 0.8984

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Concrete slab height	$h = 120 \text{ cm}$
Cover from bars in tension	$c = 6.8 \text{ cm}$
Effective height	$d = 113.2 \text{ cm}$
Width	$b = 100 \text{ cm}$
Cover from bars in compression	$c' = 6.8 \text{ cm}$
Bars in tension	$10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in tension	$A_s = 53.09 \text{ cm}^2$
Bars in compression	$10 \quad \Phi 26$ $0 \quad \Phi 0$ $0 \quad \Phi 0$
Section of bars in compression	$A's = 53.09 \text{ cm}^2$

Posizione dell'asse neutro (distanza dal bordo compresso)
 $x = 0 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the
 ϵ_{sm} is the
 ϵ_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

defc stat $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ levant combination of loads, including effect of imposed tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the l is considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section $\sigma_s = 41.69 \text{ N/mm}^2$
Ratio E_s/Γ $\alpha_e = 6.36$
Effective $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$ $h_{c,eff} = 17.00 \text{ cm}$
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements $A_{c,eff} = 1700 \text{ cm}^2$
Factor dependent on the duration of the load $k_t = 0.4$
 $\rho_{p,eff} = 0.03123$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = -0.00001 < 0.00012$
 $\rightarrow 0.00012$

where:

Bar diameter

$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$
 $K_1 = 0.8$
 $K_2 = 0.5$
 $K_3 = 3.400$
 $K_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 372.73 \text{ mm}$

Crack width

$w_k = 0.04 \text{ mm}$
 $w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$

OK!

9.2 Verifiche strutturali Pali

9.2.1 Sollecitazioni di calcolo – spalla appoggi fissi

Di seguito si riporta il riassunto delle sollecitazioni massime agenti in testa palo e lungo il fusto che sono state utilizzate per le verifiche strutturali dei pali.

Per il calcolo di tali sollecitazioni si rimanda alla relazione delle fondazioni.

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA
SPALLA fissa SLU statica

36 pali L = 50.00 m D = 1500 mm

Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	6111.0	1158.0	1248.0	1	7
S.2	-632.8	729.9	977.3	25	7
S.3	3855.5	1733.4	1001.3	19	1
S.4	6050.5	1643.8	1395.7	19	7
T.1	5919.9	1668.9	1364.2	1	12
T.2	1421.0	1446.5	84.6	12	2

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo					
spalla fissa - n777 _STR7- n789 _STR7					
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo					
spalla fissa - n777 _STR7- n789 _STR7					
S.3: cond. di carico con Momento Massimo					
spalla fissa - n777 _STR1 - n789 _STR1					
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo					
spalla fissa - n777 _STR7- n789 _STR7					
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)					
spalla fissa - n777 _STR12- n789 _STR12					
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)					
spalla fissa - n777 _STR2- n789 _STR2					

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA
 spalla fissa - SLV

36 pali L = 50.00 m D = 1500 mm

Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	6294.6	5476.7	2853.1	1	19
S.2	-3254.7	4841.6	2403.8	25	19
S.3	3855.3	7301.8	2713.7	19	29
S.4	6028.5	7064.2	3337.6	19	19
T.1	6028.5	7064.2	3337.6	19	19
T.2	2792.8	7251.0	2652.9	32	29

S.1:	cond. di carico con Sforzo Normale Massimo spalla fissa - n777 _Sis7- n789 _Sis7				
S.2:	cond. di carico con Sforzo Normale Minimo spalla fissa - n777 _Sis7- n789 _Sis7				
S.3:	cond. di carico con Momento Massimo spalla fissa - n777 _Sis17- n789 _Sis17				
S.4:	cond. di carico con Taglio Massimo spalla fissa - n777 _Sis7- n789 _Sis7				
T.1:	cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente) spalla fissa - n777 _Sis7- n789 _Sis7				
T.2:	cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente) spalla fissa - n777 _Sis17- n789 _Sis17				

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA
 SPALLA fissa - SLE FESS

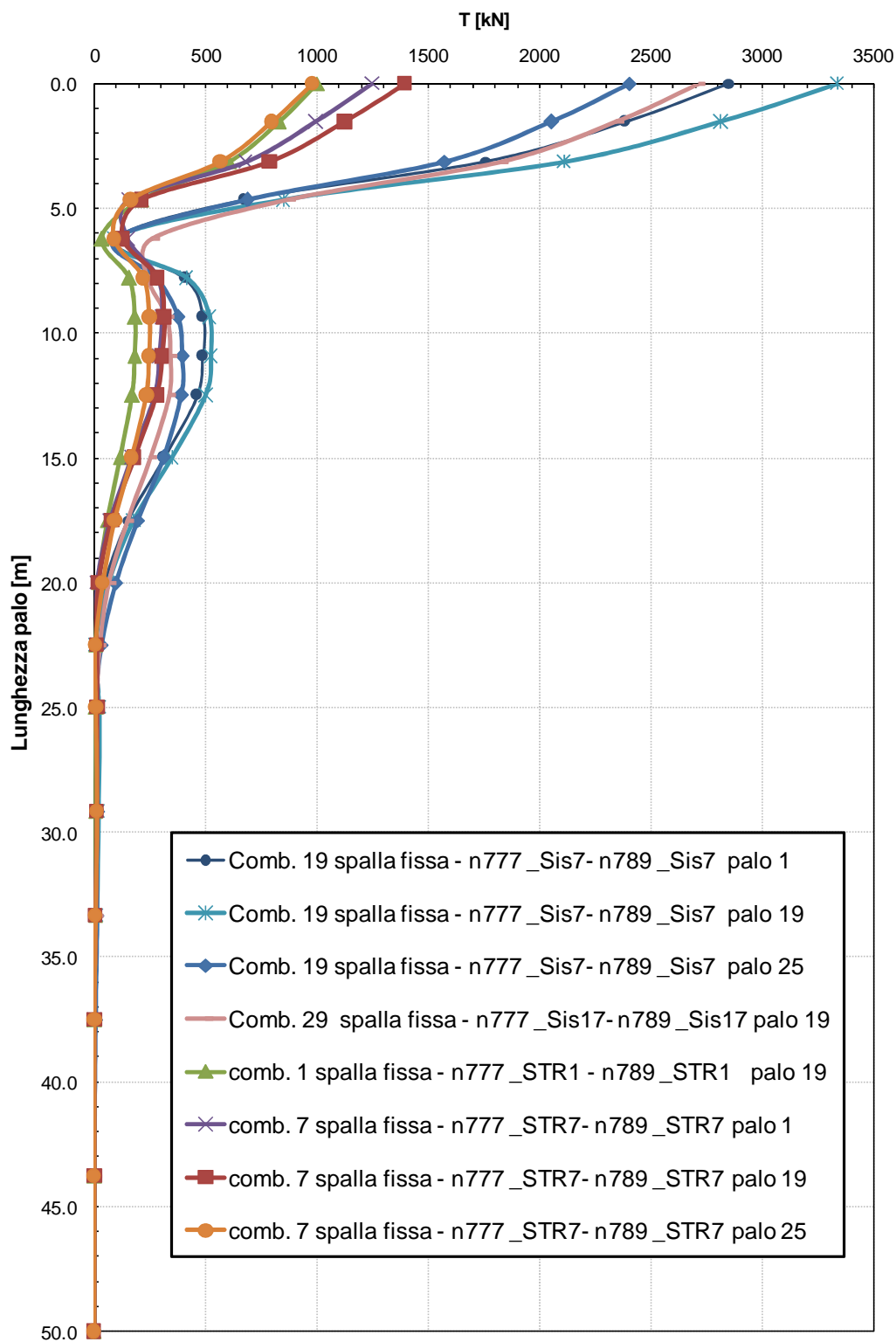
36 pali L = 50.00 m D = 1500 mm

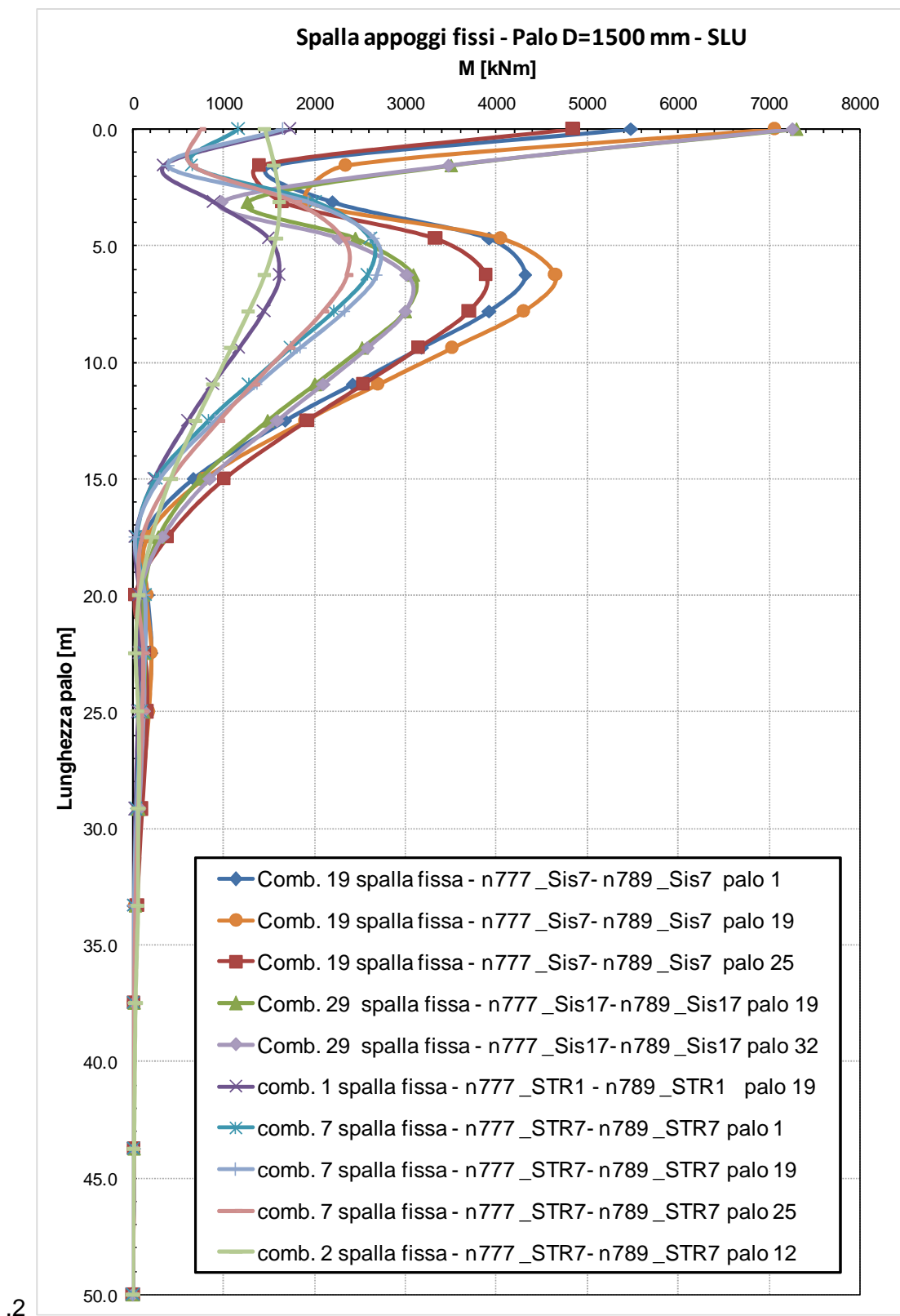
Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	4006.8	702.7	775.4	1	7
S.2	-232.9	450.3	611.8	25	7
S.3	3762.4	1055.5	831.7	1	12
S.4	3966.0	1026.1	874.2	19	7
T.1	3966.0	1026.1	874.2	19	7
T.2	1045.4	888.4	55.6	12	2

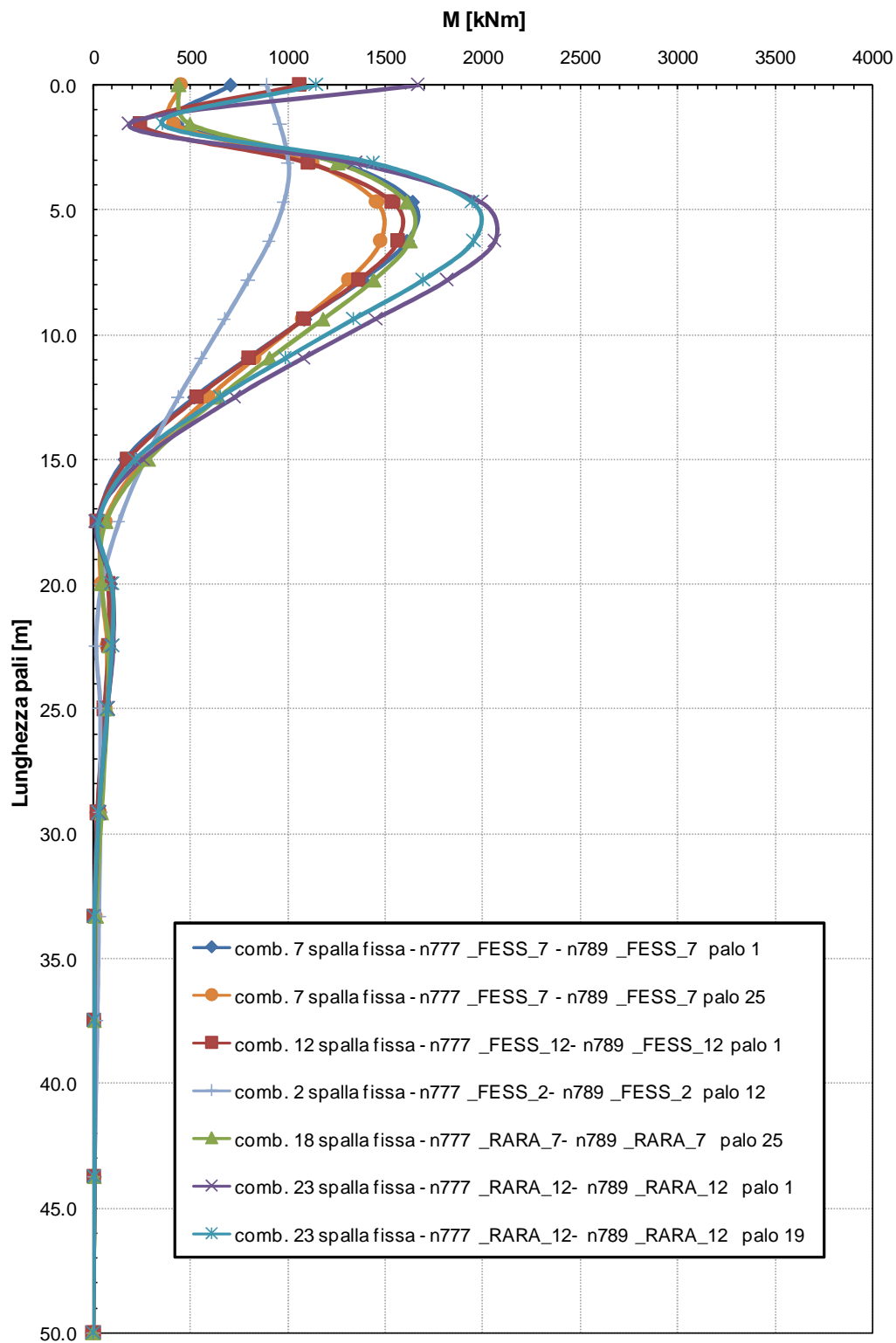
S.1:	cond. di carico con Sforzo Normale Massimo spalla fissa - n777 _FESS_7 - n789 _FESS_7				
S.2:	cond. di carico con Sforzo Normale Minimo spalla fissa - n777 _FESS_7 - n789 _FESS_7				
S.3:	cond. di carico con Momento Massimo spalla fissa - n777 _FESS_12- n789 _FESS_12				
S.4:	cond. di carico con Taglio Massimo spalla fissa - n777 _FESS_7 - n789 _FESS_7				
T.1:	cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente) spalla fissa - n777 _FESS_7 - n789 _FESS_7				
T.2:	cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente) spalla fissa - n777 _FESS_2- n789 _FESS_2				

Spalla appoggi fissi - Palo D=1500 mm - SLU





Spalla appoggi fissi - Palo D=1500 mm - SLE



9.2.2 Verifiche strutturali – Spalla appoggi fissi

L'armatura lungo il palo varia:

per i primi 10 m di palo:

$$D = 1500 \text{ mm}$$

$$A_s = 565.2 \text{ cm}^2$$

Da 10 m a 20 m:

$$D = 1500 \text{ mm}$$

$$A_s = 463.46 \text{ cm}^2$$

per la restante lunghezza:

$$D = 1500 \text{ mm}$$

$$A_s = 282.6 \text{ cm}^2$$

Verifica in condizione A1STR

Verifica nel dominio di resistenza in testa palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_A1STR

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Tipologia Sezione:
☐ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 6111 [kN]
M_{Ed}: 2610 [kNm]
M_{Ed}: 0 [kNm]

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

Tipologia rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

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

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviate

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

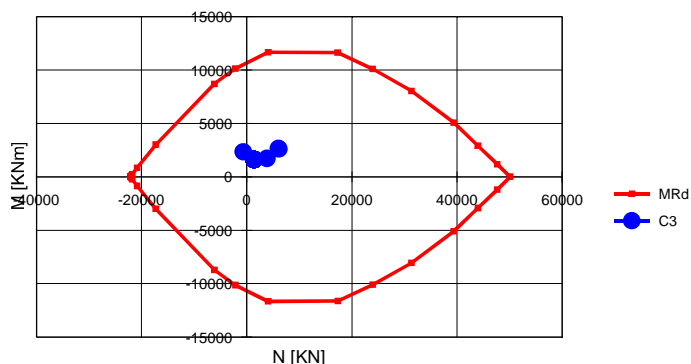
Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	6111	2610
2	-633	2349
3	3856	1733
4	6051	2675
5	1421	1612

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.086 ‰
d: 139.4 cm
x: 64.32 x/d: 0.4614
δ: 1

☐ Precompresso

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 10 m a 20 m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_A1STR_10-19m

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro [baric.]: 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -633 kN
M_{Ed}: 1900 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M xFid: 8'911 kNm

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 7.322 ‰
d: 139.4 cm
x: 45.08 x/d: 0.3234
ξ: 0.8443

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T C T
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

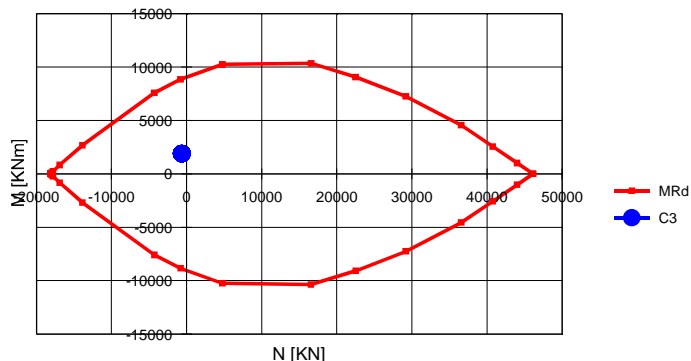
Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 20 m a fine palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_A1STR_19m-fine palo

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -633 0 kN
M_{xEd}: 200 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xEd}: 5'746 kNm

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 9.728 ‰
d: 139.4 cm
x: 36.88 x/d: 0.2646
δ: 0.7707

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

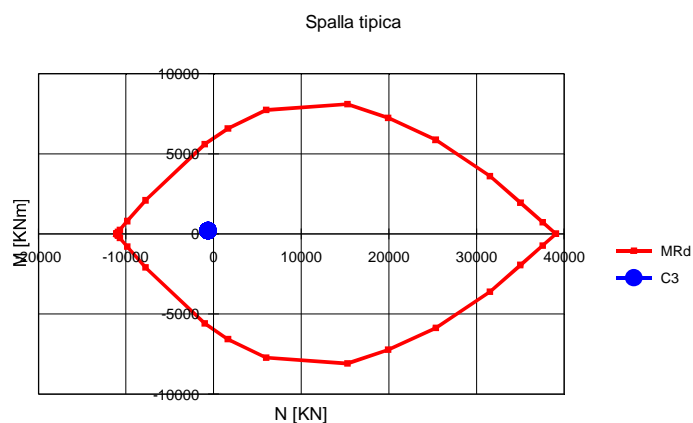
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifica a taglio

Si predispongono staffe a taglio per l'intera lunghezza del palo.

$d_{pila} = 150 \text{ cm}$
 $f_{yd} = 39.13 \text{ kN/cm}^2$
 $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha_c = 1$
 $c = 7.5 \text{ cm}$ Copriferro

n° pila	cotθ	d	staffe circolari	(A _{sw} /s)	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A1 STR	V _{Rd} /T _{A1STR}
		[cm]		[mm]	[kN]	[kN]	V _{max} [kN]	
Spalla tipica 0-10 m	2.5	116	Φ 16 / 10	4.02	4107	4284	1396	2.94
Spalla tipica 10m - fine palo	2.5	116	Φ 12 / 20	1.13	1155	4284	400	2.89

Verifica in condizione SISMICA

Verifica nel dominio di resistenza in testa palo

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

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	33.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 6295
M_{xEd}: 5476
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 I_{cc}/I_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xEd}: 11'981 kN m

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.034 ‰
d: 139.4 cm
x: 64.76 **x/d:** 0.4646
δ: 1

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

Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 **N° rett.** 100

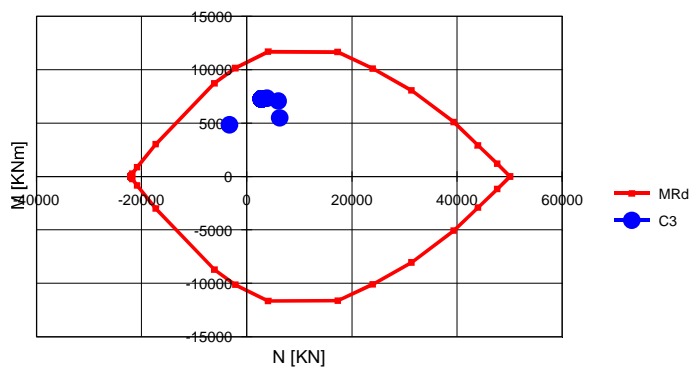
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀: 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	6295	5476
2	-3255	4841
3	3855	7302
4	6029	7064
5	2793	7251

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 10 m a 20 m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_SISMA_10-19m

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -3255 kN
M_{xEd}: 3600 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 15.87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

Retta Deviata

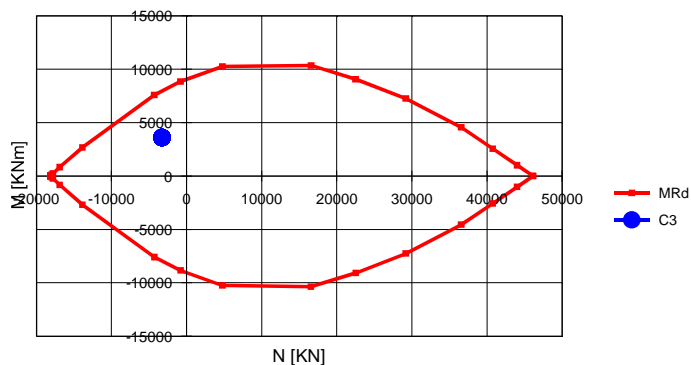
Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Calcoli

M_{xEd}: 7995 kNm
 σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 9.271 ‰
d: 139.4 cm
x: 38.2 x/d: 0.274
 δ : 0.7826

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 20 m a fine palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_SISMA_19m-fine palo

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copriferr. (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -3255 0 kN
M_{xEd}: 200 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xEd}: 4'578 kNm

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 13.88 ‰
d: 139.4 cm
x: 28.08 x/d: 0.2014
ξ: 0.7

Metodo di calcolo

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

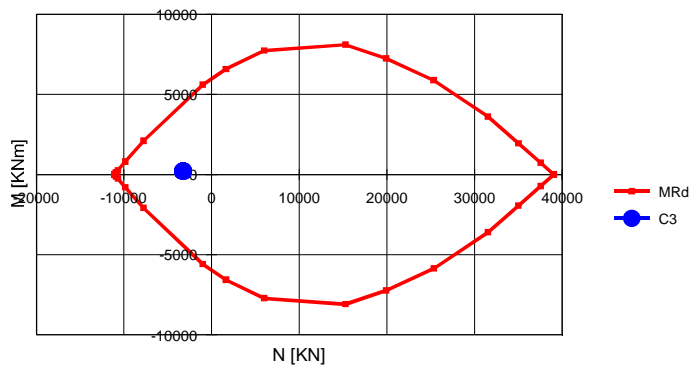
Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Spalla tipica



Verifica a taglio

Si predispongono staffe a taglio per l'intera lunghezza del palo.

$d_{pila} = 150$ cm
 $f_{yd} = 39.13$ kN/cm²
 $R_{ck} = 35$ N/mm²
 $f_{ck} = 28$ N/mm²
 $f_{cd} = 15.87$ N/mm²
 $\alpha_c = 1$
 $c = 7.5$ cm Copriferro

n° pila	cotθ	d	staffe circolari	(A _{sw} /s)	V _{Rsd}	V _{Rcd}	Sisma V _{max}	V _{Rd} /T _{SISMA}
		[cm]		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	
Spalla tipica 0-10 m	2.5	116	Φ 16 / 10	4.02	4107	4284	3338	1.23
Spalla tipica 10m - fine palo	2.5	116	Φ 12 / 20	1.13	1155	4284	500	2.31

Verifica a fessurazione

Le sollecitazioni massime per la combinazione rara sono le seguenti:

Fino a 10m:

$N = -233 \text{ kN}$

$M = 1475 \text{ kNm}$

Da 10m a 20m:

$N = -233 \text{ kN}$

$M = 1100 \text{ kNm}$

Da 20m a fine palo:

$N = -233 \text{ kN}$

$M = 200 \text{ kNm}$

Verifica da testa palo – 10m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_RARA_FESS1

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	52.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Tipo Sezione:
☐ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : -233 kN
 M_{xEd} : 1475 kNm
 M_{yEd} : 0

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

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

Materiali:
B450C C28/35
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -3.413 N/mm²
 σ_s : 78.8 N/mm²
 ϵ_s : 0.394 ‰
d: 139.4 cm
x: 54.89 x/d: 0.3938
 δ : 0.9322

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 3
☐ Precompresso

E_{cm}= 34000 N/mm² Concrete Young modulus
 E_s= 210000 N/mm² Steel Young modulus
 f_{ct,eff}=f_{ctm} 2.76 N/mm²

Section characteristic

Diameter	D=	150	cm
Cover from bars in tension	c=	12.1	cm
Effective height	d=	115.04	cm
Cover from bars in compression	c'=	12.1	cm
Bars in tension		50	Φ 30
Section of bars in tension	A _s =	353.43	cm ²
Bars in compression		30	Φ 30
Section of bars in compression	A' _s =	212.06	cm ²

Neutral axis position (distance from the compressed edge)
 x= 54.89 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is the maximum crack spacing
 ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deform:
 state of deformation: $\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)$ ion stiffening. Only the additional tensile strain beyond the considered
 ε_{cm} is the mean strain in the concrete: $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	σ _s =	78.80	N/mm ²
Ratio E _s /E _{cm}	α _e =	6.18	
Effective height of I	h _{c,eff} =	31.70	cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	A _{c,eff} =	4755.5	cm ²
Factor dependent on the duration of the load	k _t =	0.4	
	ρ _{p,eff} =	0.07432	
	ε _{sm} - ε _{cm} =	0.00027	> 0.00023
		→	0.00027

where:

Bar diameter	Φ _{eq} =	43	mm
	K ₁ =	0.8	
	K ₂ =	0.5	
	K ₃ =	3.400	(BS NA EN 1992-1-1)
	K ₄ =	0.425	(BS NA EN 1992-1-1)
	s _{r,max} =	509.76	mm

Crack width

w _k =	0.14	mm	
w _{k,lim} =	0.20	mm	OK!

Verifica da 10 m a 20 m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_RARA_FESS1_10-19m

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -233 -668 kN
M_{Ed}: 1100 1100 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 15.87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -2.701 N/mm²
 σ_s : 82.06 N/mm²
 ϵ_s : 0.4103 ‰
d: 139.4 cm
x: 46.08 x/d: 0.3306
 δ : 0.8532

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

E_{cm}= 34000 N/mm² Concrete Young modulus
 E_s= 210000 N/mm² Steel Young modulus
 f_{ct,eff}=f_{ctm} 2.76 N/mm²

Section characteristic

Diameter	D=	150	cm
Cover from bars in tension	c=	12.1	cm
Effective height	d=	115.04	cm
Cover from bars in compression	c'=	12.1	cm
Bars in tension		25	Φ 30
		25	Φ 24
Section of bars in tension	A _s =	289.81	cm ²
Bars in compression		15	Φ 30
		15	Φ 24
Section of bars in compression	A' _s =	173.89	cm ²

Neutral axis position (distance from the compressed edge)
 x= 46.08 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is the maximum crack spacing
 ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the most unfavourable combination of loads, including effect of imposed deformations
 ε_{cm} is the mean strain in the concrete under the same combination of loads, including effect of imposed deformations

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$
 considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section σ_s= 82.06 N/mm²
 Ratio E_s/E_{cm} α_e= 6.18
 Effective height of the section h_{c,eff}= 34.64 cm
 Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements A_{c,eff}= 5196 cm²
 Factor dependent on the duration of the load k_t= 0.4
 ρ_{p,eff}= 0.05578
 ε_{sm}-ε_{cm}= 0.00026 > 0.00023
 → 0.00026

where:

Bar diameter Φ_{eq}= 38 mm
 K₁= 0.8
 K₂= 0.5
 K₃= 3.400 (BS NA EN 1992-1-1)
 K₄= 0.425 (BS NA EN 1992-1-1)
 s_{r,max}= 528.50 mm

Crack width

w_k= 0.14 mm
 w_{k,lim}= 0.20 mm **OK!**

Verifica nel dominio di resistenza da 20 m a fine palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_RARA_FESS_19m-fine palo

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -233 kN
M_{Ed}: 200 kNm
M_{yEd}: 0

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

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

Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 15.87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -0.602 N/mm²
 σ_s : 27.92 N/mm²
 ϵ_s : 0.1396 ‰
d: 139.4 cm
x: 34.06 x/d: 0.2443
 δ : 0.7454

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

E_{cm}= 34000 N/mm² Concrete Young modulus
 E_s= 210000 N/mm² Steel Young modulus
 f_{ct,eff}=f_{ctm} 2.76 N/mm²

Section characteristic

Diameter	D=	150	cm
Cover from bars in tension	c=	10.6	cm
Effective height	d=	116.00	cm
Cover from bars in compression	c'=	10.6	cm
Bars in tension		29	Φ 30
		0	Φ 0
Section of bars in tension	A _s =	204.99	cm ²
Bars in compression		11	Φ 30
		0	Φ 0
Section of bars in compression	A' _s =	77.75	cm ²

Neutral axis position (distance from the compressed edge)
 x= 34.06 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is the maximum crack spacing
 ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement at the most unfavourable combination of loads, including effect of imposed deformations
 ε_{cm} is the mean strain in the concrete at the same time and in the same part of the structure

$$\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$
 considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section σ_s= 27.92 N/mm²
 Ratio E_s/E_{cm} α_e= 6.18
 Effective height of the section h_{c,eff}= 38.65 cm
 Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements A_{c,eff}= 5797 cm²
 Factor dependent on the duration of the load k_t= 0.4
 ρ_{p,eff}= 0.03536
 ε_{sm}-ε_{cm}= -0.00005 < 0.00008
 → 0.00008

where:

Bar diameter Φ_{eq}= 30 mm
 K₁= 0.8
 K₂= 0.5
 K₃= 3.400 (BS NA EN 1992-1-1)
 K₄= 0.425 (BS NA EN 1992-1-1)
 s_{r,max}= 504.63 mm

Crack width

w_k= 0.04 mm
 w_{k,lim}= 0.20 mm **OK!**

9.2.3 Sollecitazioni di calcolo – spalla appoggi mobili

Di seguito si riporta il riassunto delle sollecitazioni massime agenti in testa palo e lungo il fusto che sono state utilizzate per le verifiche strutturali dei pali.

Per il calcolo di tali sollecitazioni si rimanda alla relazione delle fondazioni.

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA
 SPALLA mobile SLU statica

36 pali L = 45.00 m D = 1500 mm

Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	5984.5	664.3	1006.4	1	3
S.2	-299.2	123.5	714.3	25	3
S.3	3886.2	1562.8	927.9	19	1
S.4	4959.2	1350.1	1055.8	19	13
T.1	3886.2	1562.8	927.9	19	1
T.2	1011.8	1244.4	117.6	6	4

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo					
spalla mobile - n777 _STRM3 - n789 _STRM3					
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo					
spalla mobile - n777 _STRM3 - n789 _STRM3					
S.3: cond. di carico con Momento Massimo					
spalla mobile - n777 _STRM1- n789 _STRM1					
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo					
spalla mobile - n777 _STRM13- n789 _STRM13					
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)					
spalla mobile - n777 _STRM1- n789 _STRM1					
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)					
spalla mobile - n777 _STRM4- n789 _STRM4					

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA
 spalla mobile- SLV

36 pali L = 45.00 m D = 1500 mm

Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	4862.2	2210.5	1419.4	19	19
S.2	-1267.6	1928.3	1151.6	7	23
S.3	3199.9	4097.7	1511.4	19	41
S.4	3930.4	3771.8	1699.2	19	21
T.1	3265.3	4089.0	1513.3	19	37
T.2	2370.9	3955.0	1429.8	32	41

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
 spalla mobile - n777 _SisM3- n789 _SisM3
 S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
 spalla mobile - n777 _SisM7- n789 _SisM7
 S.3: cond. di carico con Momento Massimo
 spalla mobile - n777 _SisM29 - n789 _SisM29
 S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
 spalla mobile - n777 _SisM5- n789 _SisM5
 T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
 spalla mobile - n777 _SisM25- n789 _SisM25
 T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
 spalla mobile - n777 _SisM29 - n789 _SisM29

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA
 SPALLA mobile SLE FESS

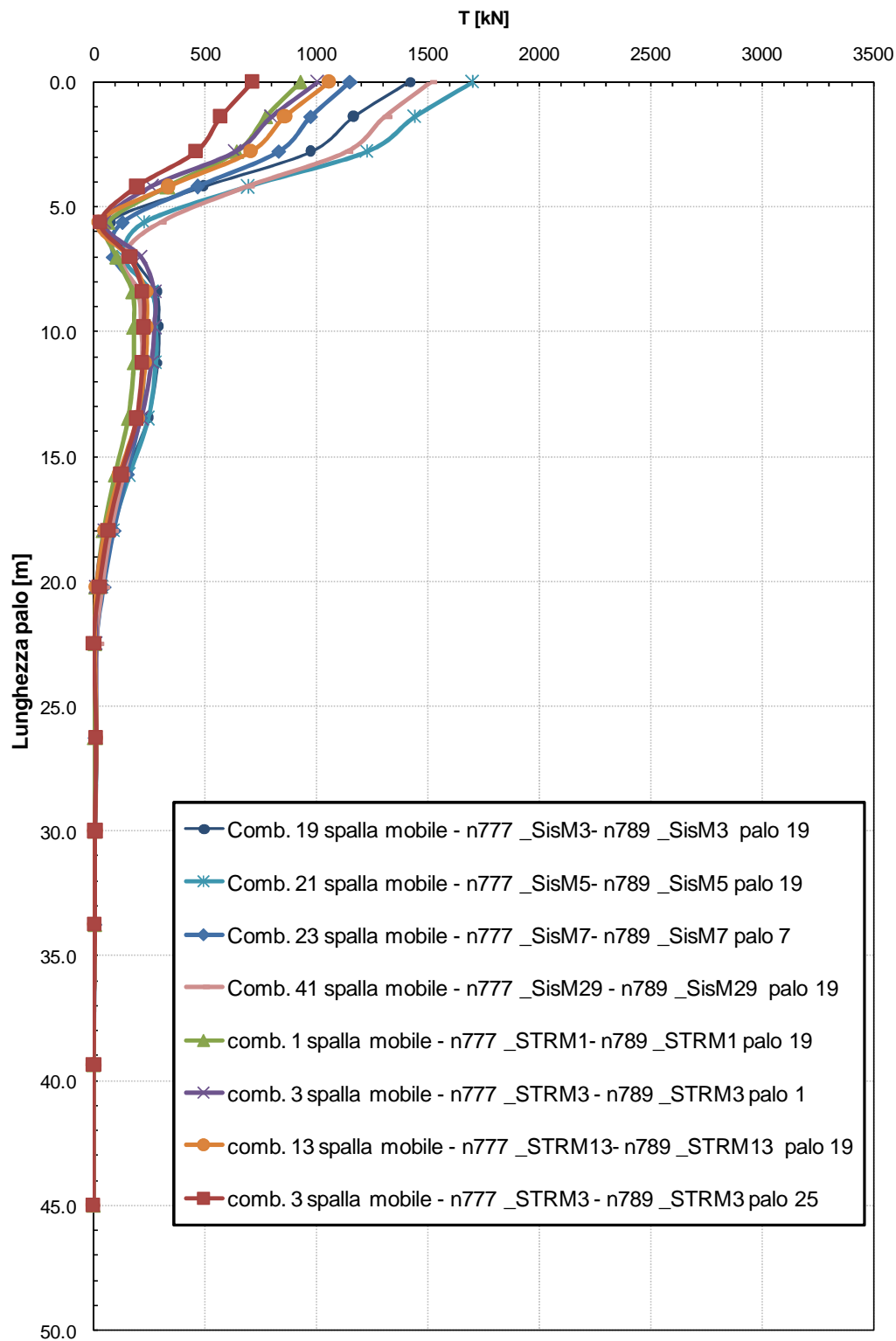
36 pali L = 45.00 m D = 1500 mm

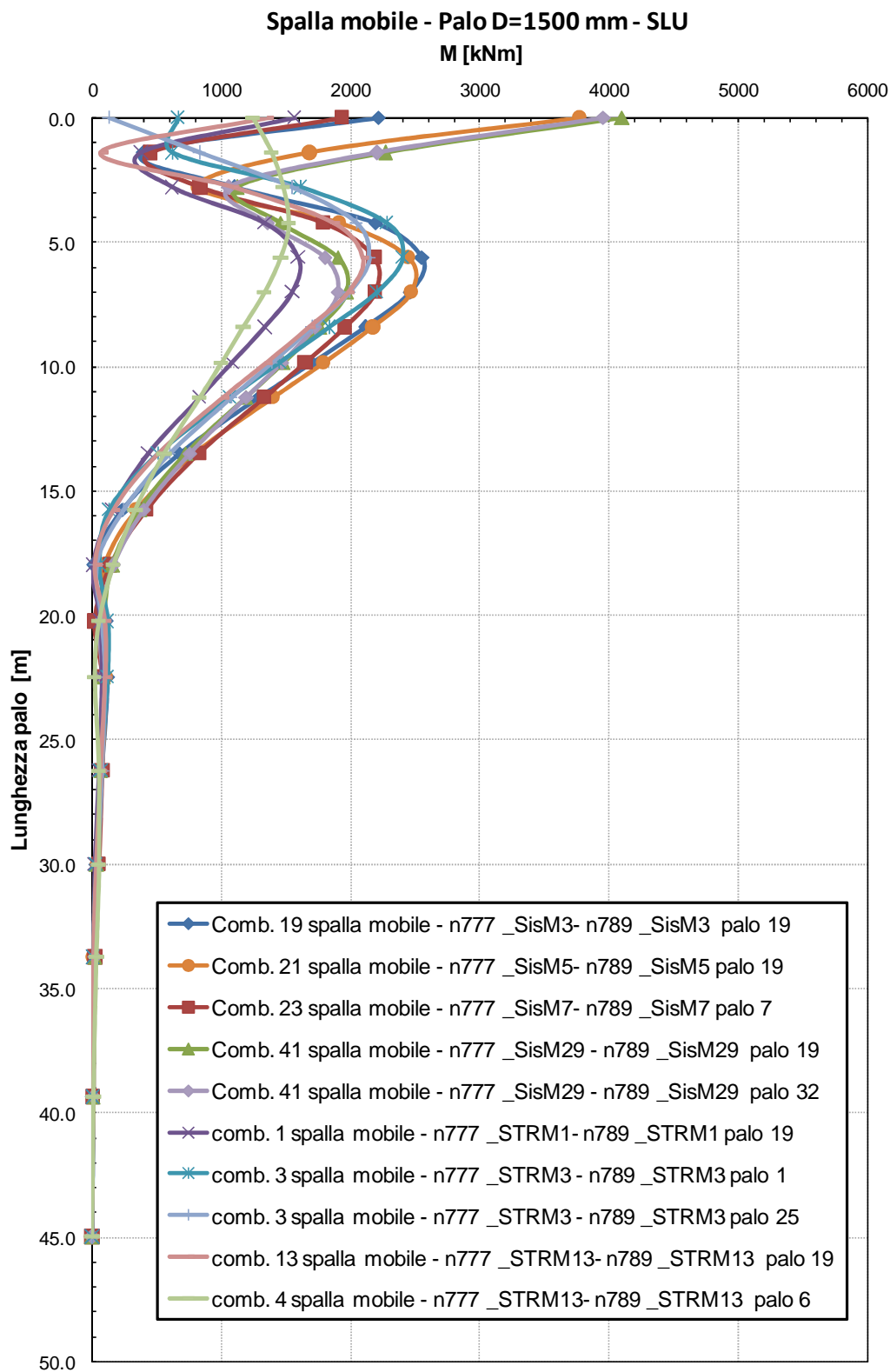
Sollecitazioni massime in sommità ai pali

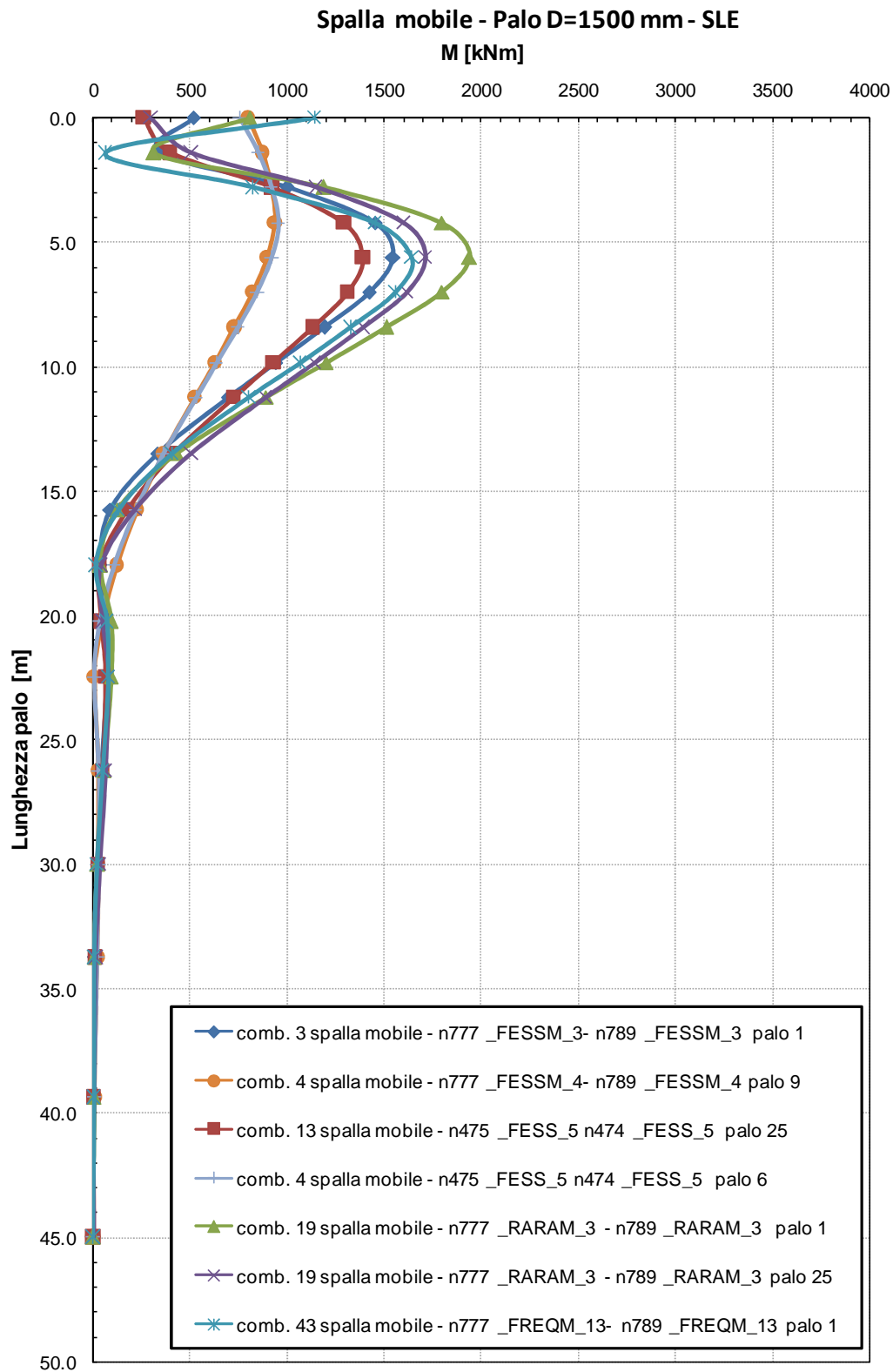
	Fz kN	M kN*m	T kN	palo	c.d.c.
S.1	3930.4	514.2	667.8	1	3
S.2	-119.5	258.6	510.8	25	13
S.3	2823.6	799.2	60.7	9	4
S.4	3861.7	730.0	731.9	19	13
T.1	3861.7	730.0	731.9	19	13
T.2	773.3	750.7	81.9	6	4

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo
 spalla mobile - n777 _FESSM_3- n789 _FESSM_3
 S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo
 spalla mobile - n777 _FESSM_13- n789 _FESSM_13
 S.3: cond. di carico con Momento Massimo
 spalla mobile - n777 _FESSM_4- n789 _FESSM_4
 S.4: cond. di carico con Taglio Massimo
 spalla mobile - n777 _FESSM_13- n789 _FESSM_13
 T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)
 spalla mobile - n777 _FESSM_13- n789 _FESSM_13
 T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)
 spalla mobile - n777 _FESSM_4- n789 _FESSM_4

Spalla mobile - Palo D=1500 mm - SLU







9.2.4 Verifiche strutturali – Spalla appoggi mobili

L'armatura lungo il palo varia:

per i primi 10 m di palo:

$D = 1500 \text{ mm}$

$A_s = 463.46 \text{ cm}^2$

Da 10 m a 20 m:

$D = 1500 \text{ mm}$

$A_s = 282.6 \text{ cm}^2$

per la restante lunghezza:

$D = 1500 \text{ mm}$

$A_s = 212.26 \text{ cm}^2$

Verifica in condizione A1STR

Verifica nel dominio di resistenza in testa palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_A1STR

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

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

Sollecitazioni:
S.L.U. Metodo n
N_{Ed}: 5985 [kN]
M_{Ed}: 2402 [kNm]
M_{yEd}: 0 [kNm]

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

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 [?]
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{Ed}: 10'442 [kNm]
σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.277 ‰
d: 139.4 cm
x: 62.73 x/d: 0.45
δ: 1

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

Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

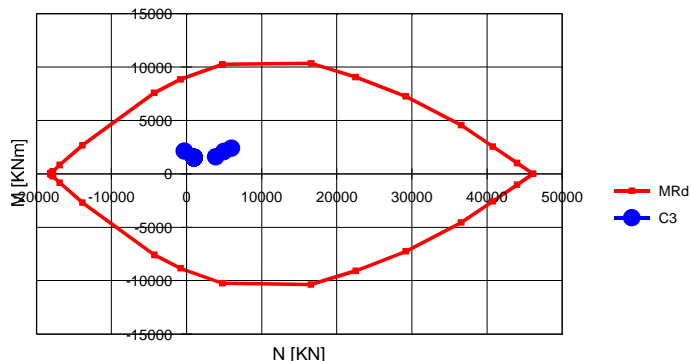
Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	5985	2402
2	-299	2140
3	3886	1593
4	4959	2089
5	1012	1520

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 10 m a 20 m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_A1STR_10m-20m

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro [baric.]: 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -299 [kN]
M_{Ed}: 1600 [kNm]
M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{Ed}: 5'878 [kNm]

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 9.343 ‰
d: 139.4 cm
x: 37.99 x/d: 0.2725
ξ: 0.7807

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

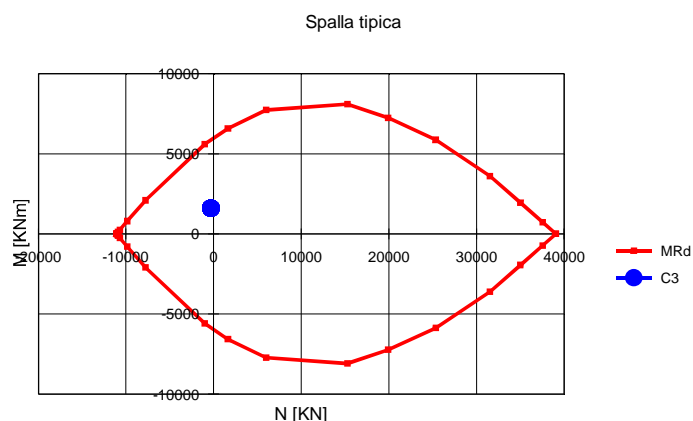
S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso



Verifica nel dominio di resistenza da 20 m a fine palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_A1STR_20m-fine palo

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.306	0	64.4
2	5.306	10.07438	53.60713
3	5.306	19.90069	51.24804
4	5.306	29.23699	57.38082
5	5.306	37.85337	52.10069
6	5.306	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -120 kN
M_{xEd}: 200 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xRd}: 4'611 kNm

σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 10.66 ‰
d: 139.4 cm
x: 34.45 x/d: 0.2471
ξ: 0.7489

Metodo di calcolo

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

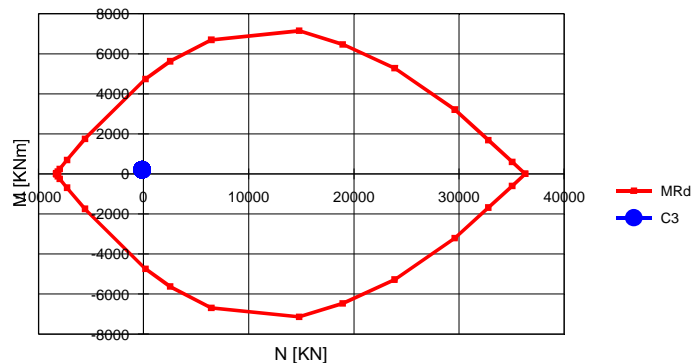
Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Spalla tipica



Verifica a taglio

Si predispongono staffe a taglio per l'intera lunghezza del palo.

$d_{pila} = 150 \text{ cm}$
 $f_{yd} = 39.13 \text{ kN/cm}^2$
 $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha_c = 1$
 $c = 7.5 \text{ cm}$ Copriferro

							A1 STR	
n° pila	cotθ	d	staffe circolari	(A _{sw} /s)	V _{Rsd}	V _{Rcd}	V _{max}	V _{Rd} /T _{A1STR}
		[cm]		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	
Spalla tipica 0-10 m	2.5	116	Φ 14 / 10	3.08	3144	4284	1056	2.98
Spalla tipica 10-57 m	2.5	116	Φ 12 / 20	1.13	1155	4284	300	10.48

Verifica in condizione SISMICA

Verifica nel dominio di resistenza in testa palo

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

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2370 0 kN
M_{xEd}: 3955 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 I_{cc}/I_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xEd}: 9'752 kNm
σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 5.689 ‰
d: 139.4 cm
x: 53.1 x/d: 0.3809
δ: 0.9161

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

Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

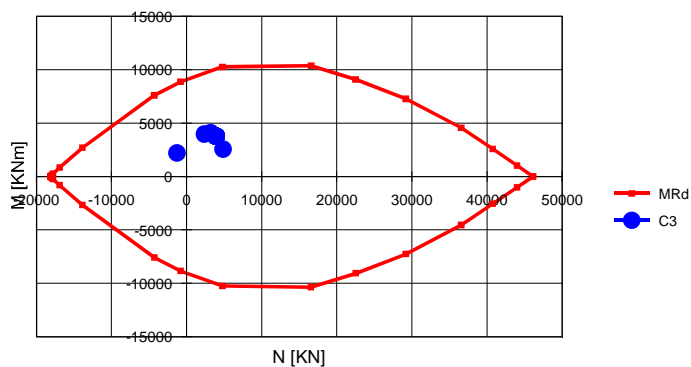
Vertici: 52 N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	2370	3955
2	4862	2551
3	-1268	2188
4	3200	4098
5	3930	3772

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 10 m a 20 m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_SISMA_10m-20m

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1268
M_{xEd}: 1800
M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

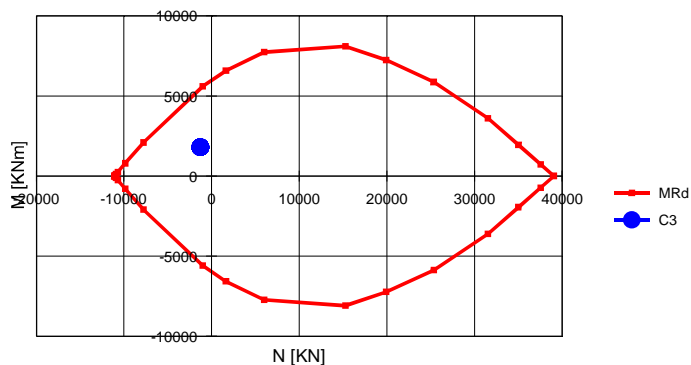
ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 15.87 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

M_{xEd}: 5'486 kN m

σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 10.53 ‰
d: 139.4 cm
x: 34.78 x/d: 0.2495
 δ : 0.7518

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
Vertici: 52 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Spalla tipica



Verifica nel dominio di resistenza da 20 m a fine palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_SISMA_20m-fine palo

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.306	0	64.4
2	5.306	10.07438	53.60713
3	5.306	19.90069	51.24804
4	5.306	29.23699	57.38082
5	5.306	37.85337	52.10069
6	5.306	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1268 0 kN
M_{xEd}: 200 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

M_{xEd}: 4'092 kNm

σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 12.75 ‰
d: 139.4 cm
x: 30.02 x/d: 0.2154
 δ : 0.7092

Metodo di calcolo

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

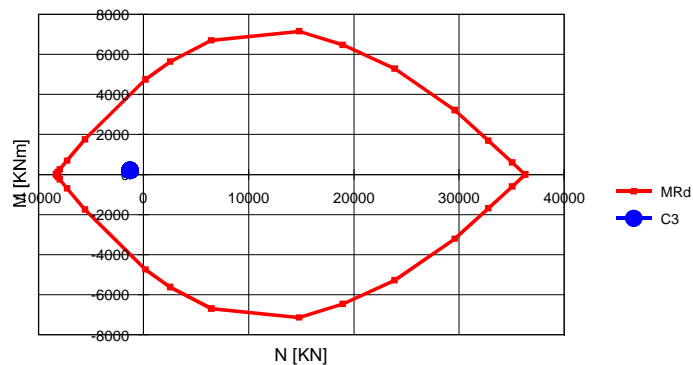
Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Spalla tipica



Verifica a taglio

Si predispongono staffe a taglio per l'intera lunghezza del palo.

$d_{pila} = 150$ cm
 $f_{yd} = 39.13$ kN/cm²
 $R_{ck} = 35$ N/mm²
 $f_{ck} = 28$ N/mm²
 $f_{cd} = 15.87$ N/mm²
 $\alpha_c = 1$
 $c = 7.5$ cm Copriferro

							Sisma	
n° pila	cotθ	d [cm]	staffe circolari	(A _{sw} /s) [mm]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rcd} [kN]	V _{max} [kN]	V _{Rd} /T _{SISMA}
Splla tipica 0-10 m	2.5	116	Φ 14 / 10	3.08	3144	4284	1670	1.88
Splla tipica 10-57 m	2.5	116	Φ 12 / 20	1.13	1155	4284	300	10.48

Verifica a fessurazione

Le sollecitazioni massime per la combinazione rara sono le seguenti:

Fino a 10m:

$N = -120 \text{ kN}$

$M = 1389 \text{ kNm}$

Da 10m a 20m:

$N = -120 \text{ kN}$

$M = 700 \text{ kNm}$

Da 20m a fine palo:

$N = -120 \text{ kN}$

$M = 200 \text{ kNm}$

Verifica da testa palo – 10m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_RARA_FESS1

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 80 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : -120 kN
 M_{xEd} : 1389 kNm
 M_{yEd} : 0

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

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

Materiali:
B450C C28/35
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -3.638 N/mm²
 σ_s : 86.24 N/mm²
 ϵ_s : 0.4312 ‰
d: 139.4 cm
x: 54.02 x/d: 0.3875
 δ : 0.9244

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

E_{cm}= 34000 N/mm² Concrete Young modulus
 E_s= 210000 N/mm² Steel Young modulus
 f_{ct,eff}=f_{ctm} 2.76 N/mm²

Section characteristic

Diameter	D=	150	cm
Cover from bars in tension	c=	12.1	cm
Effective height	d=	115.04	cm
Cover from bars in compression	c'=	12.1	cm
Bars in tension		25	Φ 30
		25	24
Section of bars in tension	A _s =	289.81	cm ²
Bars in compression		15	Φ 30
		15	24
Section of bars in compression	A' _s =	173.89	cm ²

Neutral axis position (distance from the compressed edge)
 x= 54.02 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is the maximum crack spacing
 ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the most unfavourable combination of loads, including effect of imposed deformations
 ε_{cm} is the mean strain in the concrete under the same combination of loads, including effect of imposed deformations

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$
 considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	σ _s =	86.24	N/mm ²
Ratio E _s /E _{cm}	α _e =	6.18	
Effective height of the section	h _{c,eff} =	31.99	cm
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	A _{c,eff} =	4799	cm ²
Factor dependent on the duration of the load	k _t =	0.4	
	ρ _{p,eff} =	0.06039	
	ε _{sm} - ε _{cm} =	0.00029	> 0.00025
		→	0.00029

where:

Bar diameter	Φ _{eq} =	38	mm
	K ₁ =	0.8	
	K ₂ =	0.5	
	K ₃ =	3.400	(BS NA EN 1992-1-1)
	K ₄ =	0.425	(BS NA EN 1992-1-1)
	s _{r,max} =	519.55	mm

Crack width

w _k =	0.15	mm
w _{k,lim} =	0.20	mm

OK!

Verifica da 10 m a 20 m

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_RARA_FESS1_10m-20m

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copri ferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.065	0	64.4
2	7.065	10.07438	53.60713
3	7.065	19.90069	51.24804
4	7.065	29.23699	57.38082
5	7.065	37.85337	52.10069
6	7.065	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -120 kN
M_{Ed}: 700 kNm
M_{Ed}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm]

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 15.87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -2.381 N/mm²
 σ_s : 69.37 N/mm²
 ϵ_s : 0.3469 ‰
d: 139.4 cm
x: 47.37 x/d: 0.3398
 δ : 0.8648

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
Precompresso

E_{cm}= 34000 N/mm² Concrete Young modulus
 E_s= 210000 N/mm² Steel Young modulus
 f_{ct,eff}=f_{ctm} 2.76 N/mm²

Section characteristic

Diameter	D=	150	cm
Cover from bars in tension	c=	10.6	cm
Effective height	d=	116.00	cm
Cover from bars in compression	c'=	10.6	cm
Bars in tension		25	Φ 30
		0	0
Section of bars in tension	A _s =	176.71	cm ²
Bars in compression		15	Φ 30
		0	0
Section of bars in compression	A' _s =	106.03	cm ²

Neutral axis position (distance from the compressed edge)
 x= 47.37 cm

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k, is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

s_{r,max} is the maximum crack spacing
 ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement at the most unfavourable combination of loads, including effect of imposed deformations
 ε_{cm} is the mean strain in the concrete at the same combination of loads, including effect of imposed deformations

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$
 considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section σ_s= 69.37 N/mm²
 Ratio E_s/E_{cm} α_e= 6.18
 Effective height of the section h_{c,eff}= 34.21 cm
 Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements A_{c,eff}= 5131.5 cm²
 Factor dependent on the duration of the load k_t= 0.4
 ρ_{p,eff}= 0.03444
 ε_{sm}-ε_{cm}= 0.00015 < 0.00020
 → 0.00020

where:

Bar diameter Φ_{eq}= 30 mm
 K₁= 0.8
 K₂= 0.5
 K₃= 3.400 (BS NA EN 1992-1-1)
 K₄= 0.425 (BS NA EN 1992-1-1)
 s_{r,max}= 508.50 mm

Crack width

w_k= 0.10 mm
 w_{k,lim}= 0.20 mm **OK!**

Verifica nel dominio di resistenza da 20 m a fine palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_RARA_FESS1_20m-fine palo

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

Titolo: Spalla tipica

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 40 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.306	0	64.4
2	5.306	10.07438	53.60713
3	5.306	19.90069	51.24804
4	5.306	29.23699	57.38082
5	5.306	37.85337	52.10069
6	5.306	45.53768	45.53768

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -120 kN
M_{Ed}: 200 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 15.87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -0.7775 N/mm²
 σ_s : 30.5 N/mm²
 ϵ_s : 0.1525 ‰
d: 139.4 cm
x: 38.56 x/d: 0.2766
 δ : 0.7858

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
Precompresso

$E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ Concrete Young modulus
 $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ Steel Young modulus
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.76 \text{ N/mm}^2$

Section characteristic

Diameter	D=	150 cm
Cover from bars in tension	c=	10.4 cm
Effective height	d=	116.13 cm
Cover from bars in compression	c'=	10.4 cm
Bars in tension	27	$\Phi 26$
Section of bars in tension	$A_s =$	143.35 cm ²
Bars in compression	13	$\Phi 26$
Section of bars in compression	$A'_s =$	69.02 cm ²

Neutral axis position (distance from the compressed edge)
 $x = 38.56 \text{ cm}$

Calculation of crack widths

The calculation of the crack width w_k , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

it combination of loads, including effect of imposed on stiffening. Only the additional tensile strain beyond the considered

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section

$$\sigma_s = 30.50 \text{ N/mm}^2$$

Ratio E_s/E_{cm}

$$\alpha_e = 6.18$$

Effective height $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$

$$h_{c,eff} = 37.15 \text{ cm}$$

Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements

$$A_{c,eff} = 5572 \text{ cm}^2$$

Factor dependent on the duration of the load

$$k_t = 0.4$$

$$\rho_{p,eff} = 0.02573$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = -0.00009 < 0.00009$$

$$\rightarrow 0.00009$$

where:

Bar diameter

$$\Phi_{eq} = 26 \text{ mm}$$

$$K_1 = 0.8$$

$$K_2 = 0.5$$

$$K_3 = 3.400 \text{ (BS NA EN 1992-1-1)}$$

$$K_4 = 0.425 \text{ (BS NA EN 1992-1-1)}$$

$$s_{r,max} = 525.40 \text{ mm}$$

Crack width

$$w_k = 0.05 \text{ mm}$$

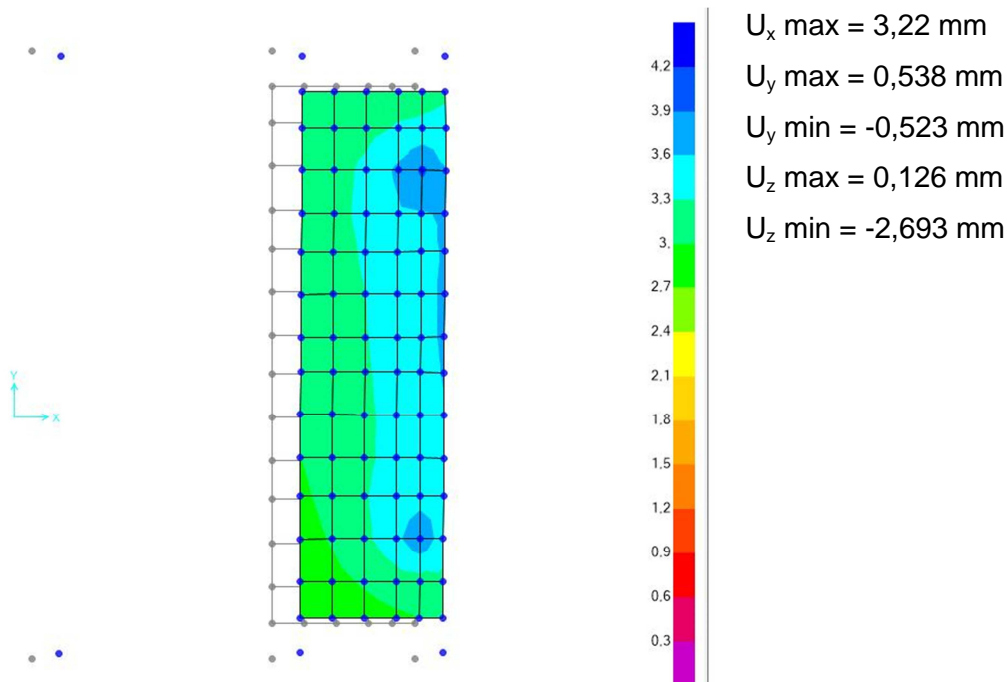
$$w_{k,lim} = 0.20 \text{ mm}$$

OK!

10 DEFORMAZIONI

Si riportano le deformazioni della soletta di impalcato in condizioni di esercizio al fine di controllare gli spostamenti delle soletta superiori a livello del ballast e del piano appoggi del ponte.

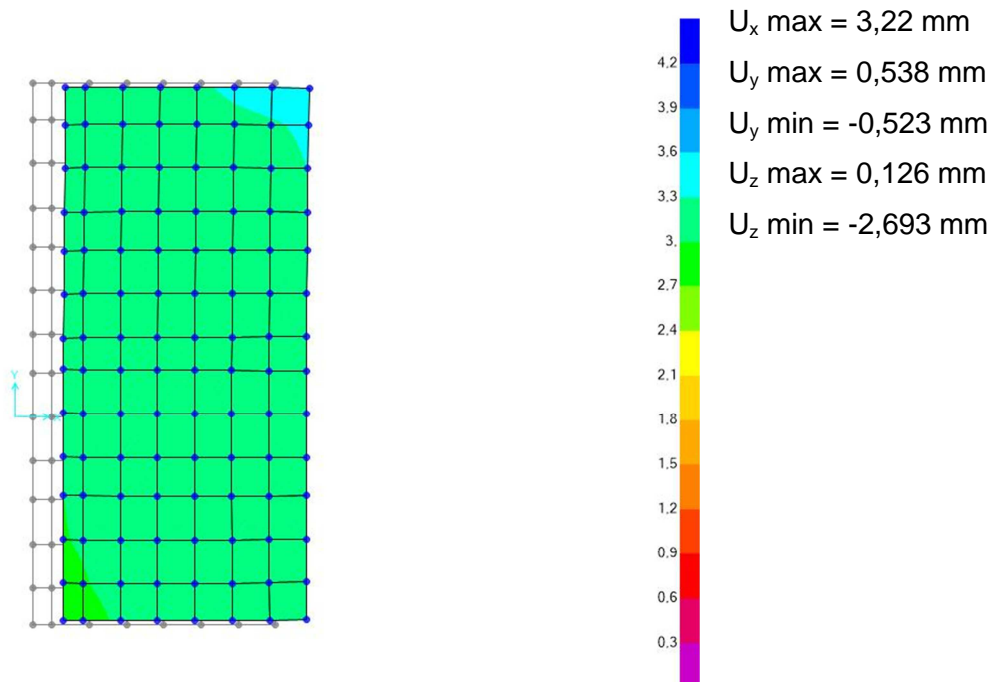
Deformazione soletta livello appoggi (mm)



Deformazione massima torsionale (sghembo), su una lunghezza di 3 m (§5.2..3.3.2.1 NTC2018):

$t = 0,3335 \text{ mm (j 228)} - 0,1468 \text{ mm (j 33)} = 0,1867 \text{ mm} \ll \text{di } 1,5 \text{ mm/3m per } V > 200 \text{ km/h.}$

Deformazione soletta livello ballast (mm)



Deformazione massima torsionale (sghembo), su una lunghezza di 3 m (§5.2..3.3.2.1 NTC2018):

$$t = 0,4186 \text{ mm (j 29)} - 0,2329 \text{ mm (j 156)} = 0,1857 \text{ mm} \ll \text{di } \mathbf{1,5 \text{ mm/3m}} \text{ per } V > 200 \text{ km/h.}$$