

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

L0016

L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE

L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI

RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO DI PARTIZIONE

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO203 E 2301

NOME FILE

L0016-T00TM00STRRRE16_A.dwg

REVISIONE

A

SCALA:

CODICE ELAB. T00TM00STRRE16

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. MARTINA D'AVERSA	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	UNITA' DI MISURA	6
5	MATERIALI	7
5.1	Calcestruzzo	7
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	7
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali	7
5.2	Acciaio	7
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	8
5.4	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	11
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	12
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	12
7.2	Definizione della strategia progettuale	13
7.3	Parametri di calcolo	15
7.3.1	Parametri numerici sismici	15
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	15
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	15
7.3.4	Fattori di struttura	16
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	16
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	19
8	ANALISI DEI CARICHI	20
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	20
8.2	Peso proprio del gradino in c.a. sulla soletta a tergo della paratoia	20
8.3	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	20
8.4	Spinta dell' acqua di falda a tergo dell' opera di sostegno	20
8.5	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno	21
8.6	Azione sismica	21
8.6.1	Azione inerziale delle masse	21
8.7	Sovrappinta dinamica dei terreni	21
8.8	Spinta dinamica dell' acqua	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO	22
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	22
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	22
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	22
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	23
9.5	Combinazione di carico sismiche	24
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni	24
10	MODELLO DI CALCOLO	26
10.1	Definizione del modello di calcolo	26
10.2	Applicazione dei carichi elementari	28
10.2.1	Peso proprio del gradino in c.a.	28
10.2.2	Spinta laterale dei terreni (facce esterne delle pareti caricate)	28
10.2.3	Spinta laterale dei terreni (facce interne delle pareti caricate)	29

10.2.4	Carichi accidentali a tergo del muro (disposizione esterna)	30
10.2.5	Carichi accidentali a tergo del muro (disposizione interna)	31
10.2.6	Inerzia sismica orizzontale longitudinale degli elementi strutturali	32
10.2.7	Inerzia sismica orizzontale trasversale degli elementi strutturali	32
10.2.8	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione longitudinale positiva	33
10.2.9	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione longitudinale negativa	33
10.2.10	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione trasversale positiva	34
10.2.11	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione trasversale negativa	34
10.2.12	Spinta dinamica dell’ acqua – Direzione longitudinale positiva	35
10.2.13	Spinta dinamica dell’ acqua – Direzione longitudinale negativa	35
10.2.14	Spinta dinamica dell’ acqua – Direzione trasversale positiva	36
10.2.15	Spinta dinamica dell’ acqua – Direzione trasversale negativa	37
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLE PARETI VERTICALI	38
11.1	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori massimi)	38
11.2	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori minimi)	41
11.3	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori massimi)	44
11.4	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori minimi)	47
12	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE	50
12.1	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori massimi)	50
12.2	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori minimi)	52
12.3	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori massimi)	54
12.4	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori minimi)	56
13	PARETI VERTICALI – VERIFICHE STRUTTURALI	58
13.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	58
13.2	Sezione ed armatura di verifica	58
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	59
13.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione verticale	59
13.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione orizzontale	59
13.3.3	Combinazione Frequente – Direzione verticale	60
13.3.4	Combinazione Frequente – Direzione orizzontale	60
13.3.5	Combinazione Rara – Direzione verticale	61
13.3.6	Combinazione Rara – Direzione orizzontale	61
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione verticale	62
13.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione orizzontale	63
13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione verticale	64
13.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	65
13.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione verticale	66
13.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione orizzontale	67
14	ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI	68
14.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	68

14.2	Sezione ed armatura di verifica	68
14.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	69
14.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione trasversale	69
14.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione longitudinale.....	69
14.3.3	Combinazione Frequente – Direzione trasversale.....	70
14.3.4	Combinazione Frequente – Direzione longitudinale	70
14.3.5	Combinazione Rara – Direzione trasversale	71
14.3.6	Combinazione Rara – Direzione longitudinale	71
14.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione trasversale	72
14.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione longitudinale.....	73
14.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione trasversale	74
14.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione longitudinale	75
14.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione trasversale	76
14.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione longitudinale.....	77

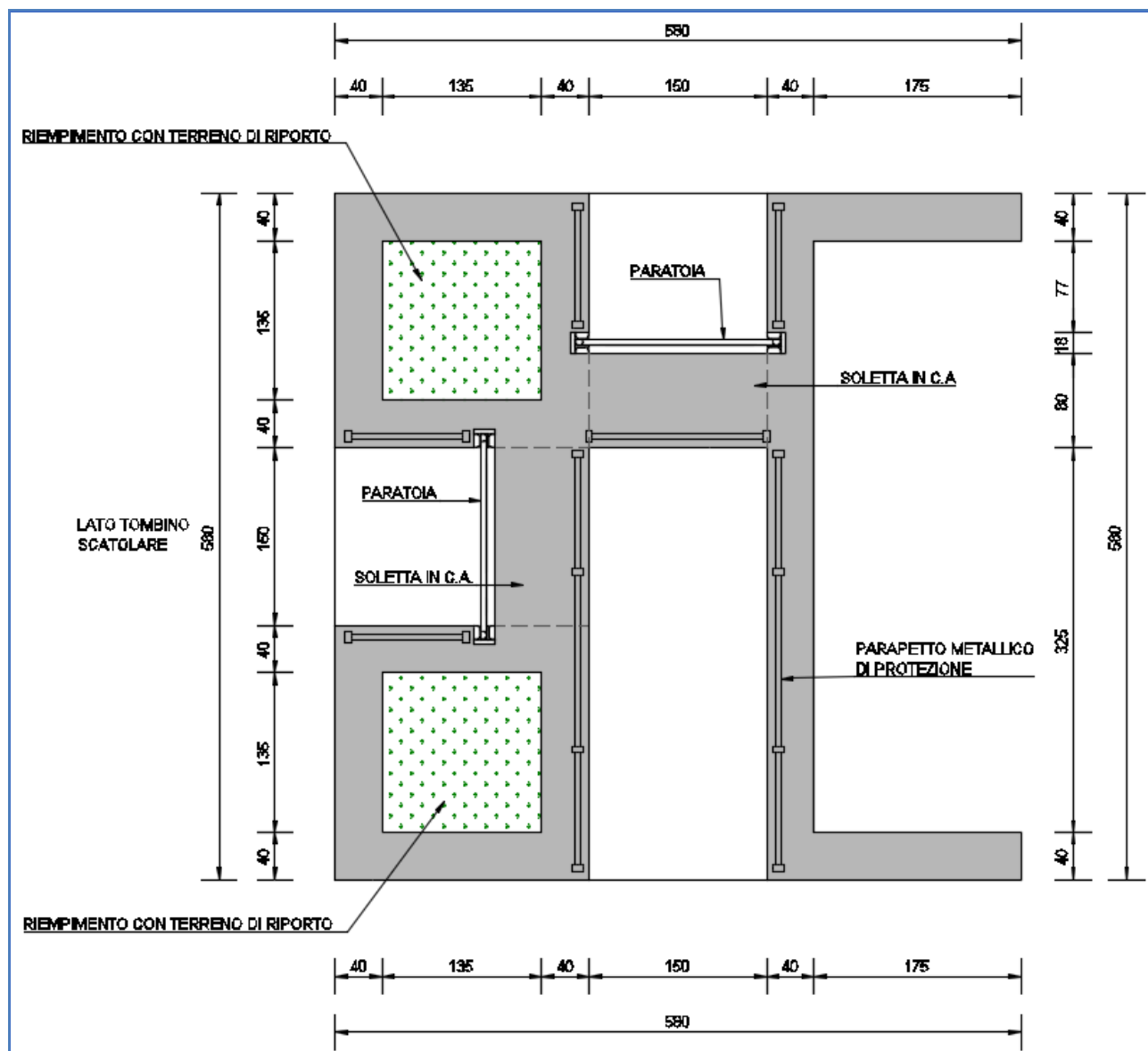
1 PREMESSA

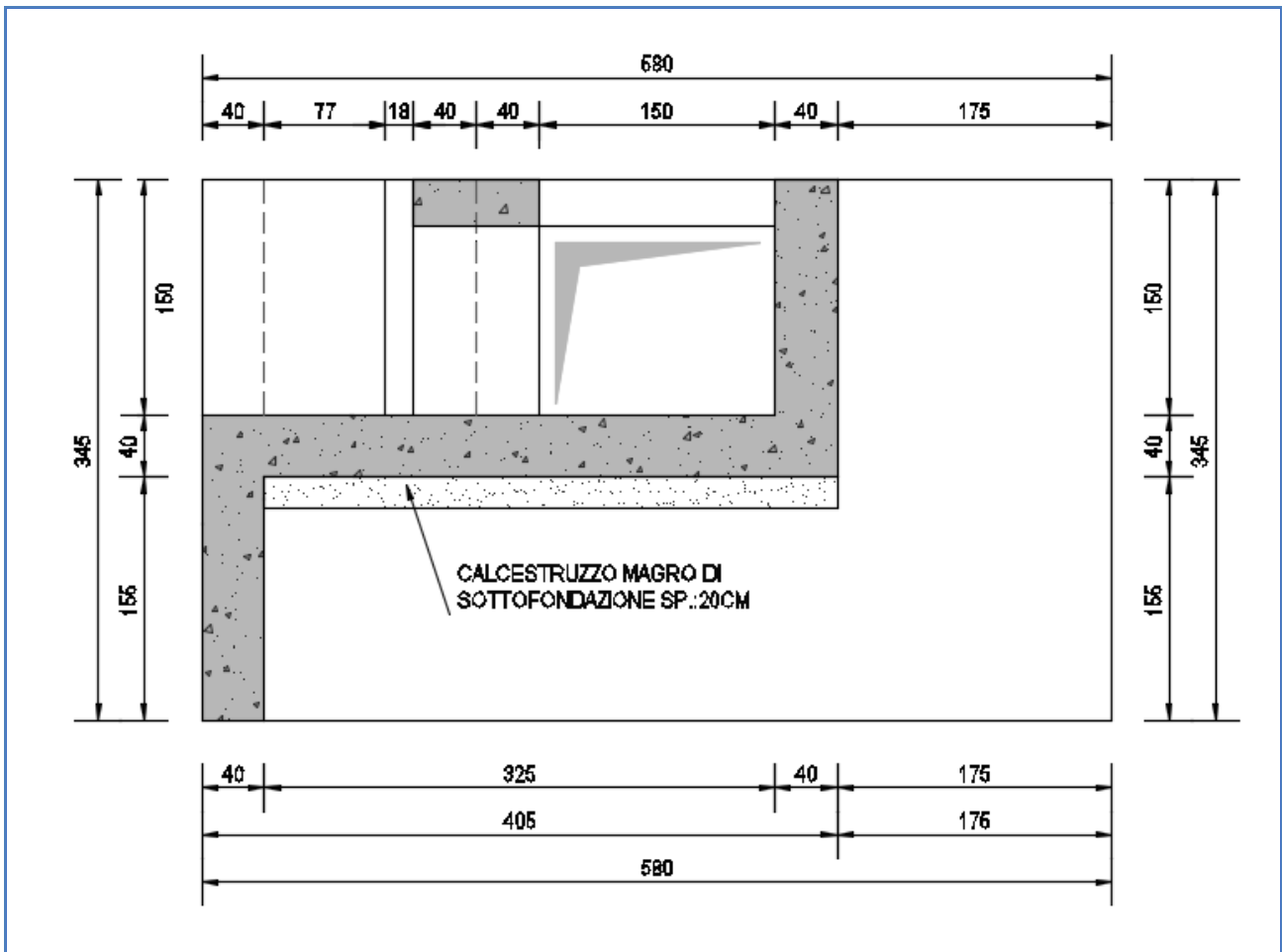
La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali dei manufatti di ripartizione in cemento armato nell'ambito del progetto esecutivo "Variante di Abbiategrasso e adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano sino al ponte sul fiume Ticino – 1° stralcio da Magenta a Vigevano – Tratta C".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le strutture del manufatto di ripartizione, sia in elevazione che di fondazione, sono realizzate in cemento armato gettato in opera; tutte le pareti e la soletta di fondazione hanno uno spessore pari a 40 cm, mentre la soletta delle passerelle in quota uno spessore di 30 cm.

La fondazione è di tipo diretto.





3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale**

4 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrate e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C28/35		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[α _{cc} *f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

5.2 ACCIAIO


5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- f_{t,k} = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- f_{y,k} = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- f_{y,d} = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - γ_c=1,15)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

 <small>Ingegneria del Territorio s.r.l.</small>	CODICE FILE	MAT-02	
	OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO	
Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)			
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto	
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XC4 <input type="button" value="v"/>	
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto	
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Aggressivo	
Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV			
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo	
C28/35	Barre da c.a. altri elementi <input type="button" value="v"/>	C35/45 <input type="button" value="v"/>	
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità	
C45/55	50 Anni <input type="button" value="v"/>	SI <input type="button" value="v"/>	
Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)			
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa		30	mm
Tolleranza costruttiva		5	mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO		35	mm

5.4 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e l'Eurocodice 2 (EC2 – EN1992) indicano sinteticamente le prescrizioni per calcolare la lunghezza minima di ancoraggio delle armature in modo che quest'ultime riescano ad assorbire le forze di trazione che il calcestruzzo non è in grado di sopportare.

Al paragrafo 5.2.2.3 dell'EC2 viene riportata la definizione della lunghezza di ancoraggio di base.

Essa è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza ($f_{yd} \times A_s$) avendo assunto una tensione costante all'interfaccia acciaio-calcestruzzo pari a f_{bd} .

La lunghezza di ancoraggio di base per ancorare una barra di diametro \varnothing è data dalla relazione:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

con:

- f_{bd} : si indica la tensione di aderenza ultima offerta dal calcestruzzo;
- \varnothing : diametro della barra di armatura;
- f_{yd} : si indica la tensione di snervamento dell'acciaio.

La tensione di aderenza f_{bd} , dipende oltre che dalla resistenza del calcestruzzo, anche dalle condizioni in cui si realizza l'ancoraggio della barra.

La tensione di aderenza ultima di progetto delle barre ad aderenza migliorata è data dalla formula:

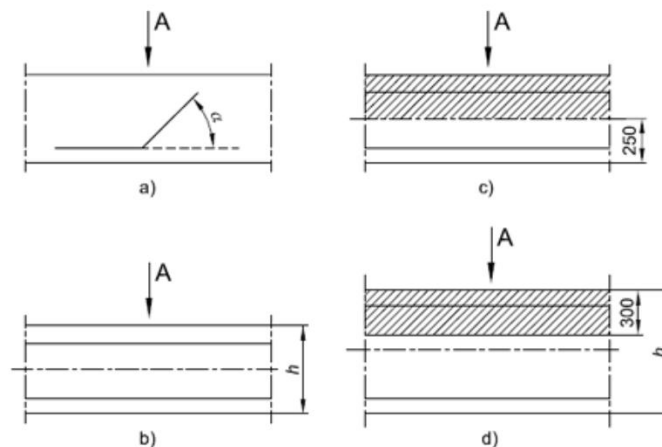
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
- $\eta_1 = 1$ nelle condizioni di buon ancoraggio, e uguale a 0,7 negli altri casi;
- $\eta_2 = 1$ per diametri delle barre inferiori a 32 mm oppure a $(132 - \varnothing) / 100$ per diametri maggiori.

L'Eurocodice 2 descrive dettagliatamente le condizioni di buone aderenza:

- la barra ha una inclinazione sull'orizzontale maggiore o uguale a 45° verso la direzione del getto
- la barra ha una inclinazione compresa tra 0 e 45° e sono:
 - o poste in elementi la cui profondità nella direzione del getto non è maggiore di 250 mm.
 - o inglobate in elementi con una profondità maggiore di 250 mm e che, a getto completato, sono nella metà inferiore dell'elemento o ad almeno 300 mm dalla superficie superiore dell'elemento.



La figura a e b rappresentano condizioni di buona aderenza. Nelle figure c e d le aree tratteggiate rappresentano zone con condizioni di aderenza mediocre.

Di seguito viene riportata la tabella riepilogativa delle diverse lunghezze di ancoraggio in funzione delle diverse classi di resistenza del calcestruzzo.

ACCIAIO								
f_{yd}	Mpa	valore di calcolo snervamento acciaio	391,3					
CALCESTRUZZO								
			C28/35	C32/40	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f_{ck}	Mpa	resistenza a compressione cilindrica cls	29,05	33,2	30,71	37,35	41,5	45,65
R_{ck}	Mpa	resistenza a compressione cubica cls	35	40	37	45	50	55
f_{ctm}	Mpa	resistenza media a trazione semplice cls	2,83	3,10	2,94	3,35	3,60	3,83
f_{ctk}	Mpa	resistenza a trazione pura cls	1,98	2,17	2,06	2,35	2,52	2,68
f_{bk}	Mpa	valore caratteristico della tensione di aderenza	4,47	4,88	4,63	5,28	5,66	6,04
f_{bd_buona}	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,98	3,25	3,09	3,52	3,78	4,02
$f_{bd_mediocre}$	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,08	2,28	2,16	2,46	2,64	2,82
LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO								
l_{b_buona}	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	33	30	32	28	26	24
$l_{b_mediocre}$	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	47	43	45	40	37	35

Per armature dei manufatti si è sempre considerata una lunghezza di ancoraggio e sovrapposizione pari a:

$$l_{bd} = 50 \cdot \varnothing$$

maggiore dei valori presenti nella tabella sovrastante per cui la verifica risulta implicitamente soddisfatta.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ G3/G3*** Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.
- **UNITÀ L5** Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.
- **UNITÀ S2** Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.
- **UNITÀ S1** Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **L5**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Modulo di rigidezza: $E = 20,00 \text{ MPa}$

Nei modelli di calcolo il terreno è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidezza (a favore di sicurezza):

- Direzione verticale $\rightarrow k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale $\rightarrow k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni

Tabella parametri >>>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera: **50 anni**

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,0**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

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

- Vita di riferimento dell’opera: **100 anni**

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell’azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

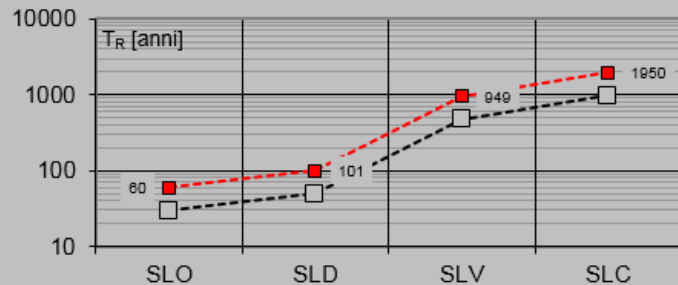
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a $q = 1,00$.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C ▼ info $S_s = 1,500$ $C_c = 1,556$ ▼ info

Categoria topografica T1 ▼ info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\eta = 1,000$ ▼ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_0 = 1$ Regol. in altezza si ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto $q = 1$ $\eta = 1,000$ ▼ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,050 g
F_o	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

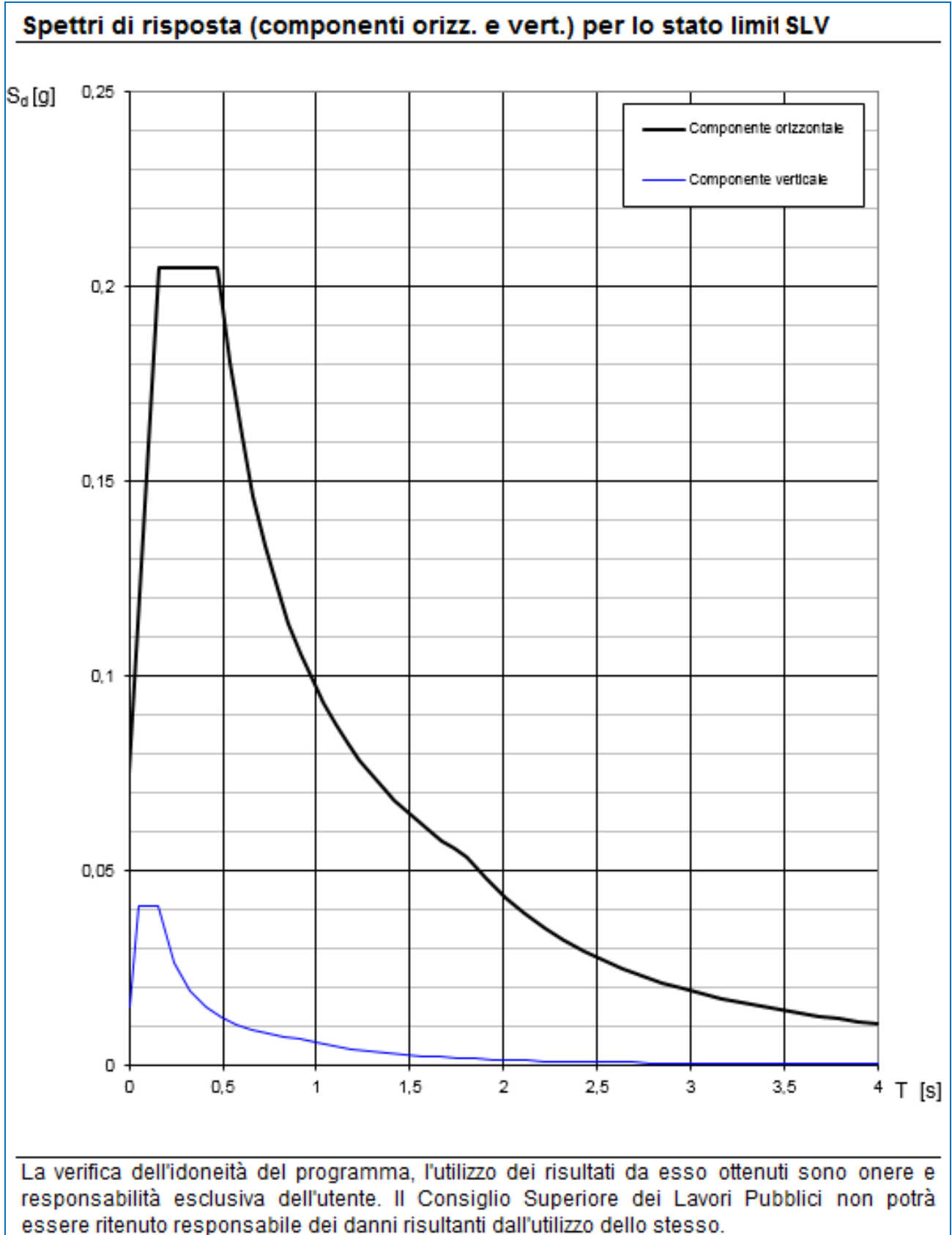
Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,075
T_B ←	0,157	0,205
T_C ←	0,472	0,205
	0,536	0,180
	0,599	0,161
	0,662	0,146
	0,725	0,133
	0,788	0,123
	0,852	0,114
	0,915	0,106
	0,978	0,099
	1,041	0,093
	1,105	0,088
	1,168	0,083
	1,231	0,079
	1,294	0,075
	1,357	0,071
	1,421	0,068
	1,484	0,065
	1,547	0,062
	1,610	0,060
	1,673	0,058
	1,737	0,056
T_D ←	1,800	0,054
	1,905	0,048
	2,009	0,043
	2,114	0,039
	2,219	0,035
	2,324	0,032
	2,428	0,030
	2,533	0,027
	2,638	0,025
	2,743	0,023
	2,848	0,021
	2,952	0,020
	3,057	0,019
	3,162	0,017
	3,267	0,016
	3,371	0,015
	3,476	0,014
	3,581	0,014
	3,686	0,013
	3,790	0,012
	3,895	0,011
	4,000	0,011

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- a_{\max} → accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata mediante la seguente formulazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,050 = 0,075$$

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente β_m viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – par. 7.11.6.2.1:

Il coefficiente β_m assume un valore pari all'unità per muri impediti di traslare e ruotare.

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato assegnato in automatico dal programma di calcolo in relazione alle reali dimensioni delle sezioni strutturali.

8.2 PESO PROPRIO DEL GRADINO IN C.A. SULLA SOLETTA A TERGO DELLA PARATOIA

Al di sopra della soletta a tergo della paratoia trasversale è presente un gradino in cemento armato dello spessore pari a 50 cm, il cui peso per unità di superficie risulta pari a:

$$p_{\text{gradino}} = 25,00 \times 0,50 = 12,50 \text{ kN/m}^2$$

8.3 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta del terreno lateralmente all'opera è stata calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma \rightarrow$ peso per unità di volume del terreno:
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta
- $k_0 \rightarrow$ coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

con:

- $\varphi =$ angolo di attrito interno

8.4 SPINTA DELL'ACQUA DI FALDA A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La falda di progetto è stata considerata a -1,00 m dal piano di campagna.

Per tale motivo tale spinta agisce in parte sulle pareti dallo spiccato della zattera e investe completamente le zone di parete sottostanti ad essa. Si riporta di seguito il calcolo della spinta dell'acqua mediante la seguente relazione:

$$S_A = \frac{1}{2} \times \gamma_a \times H^2$$

dove:

- $\gamma_a \rightarrow$ peso per unità di volume dell' acqua (10 kN/m^3)
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta

La presenza dell' acqua crea una sottospinta idraulica sotto la zattera del manufatto, calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_A = \gamma_a \times H$$

dove:

- $\gamma_a \rightarrow$ peso per unità di volume dell' acqua (10 kN/m^3)
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta (da -1,00 P.C a intradosso zattera)

8.5 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta dei sovraccarichi lateralmente all'opera è stata calcolata in condizioni di riposo del terreno mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi accidentali $\rightarrow q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Sono state definite due configurazioni:

- Carichi accidentali disposti esternamente al manufatto di ripartizione
- Carichi accidentali disposti internamente al manufatto di ripartizione (area interna alla "C" di monte).

8.6 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

8.6.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

8.7 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

La sovraspinta dinamica laterale dei terreni è stata determinata mediante la formulazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma \rightarrow$ peso per unità di volume del terreno;
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta
- $a_g/g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- $S \rightarrow$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica

8.8 SPINTA DINAMICA DELL'ACQUA

La spinta dinamica dell'acqua in presenza di sisma è stata determinata mediante la seguente formulazione:

$$S_{A,S} = \frac{1}{2} \times \gamma_a \times (a_g/g \times S) \times H^2$$

dove:

- $\gamma_a \rightarrow$ peso per unità di volume dell'acqua;
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta
- $a_g/g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- $S \rightarrow$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

9.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) del D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap.6.

I coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici e delle resistenze verranno esplicitati negli specifici paragrafi relativi alle verifiche di carattere geotecnico.

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.6 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE E RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI

Nella tabella successiva sono riportati i coefficienti di amplificazione (γ) e i coefficienti di partecipazione (ψ) dei carichi elementari considerati nella definizione delle combinazioni di carico:

CARICO ELEMENTARE		γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso proprio degli elementi strutturali	g_1	1,35	1,00	1,00	1,00
Peso proprio del gradino in c.a. sulla soletta superiore	g_2	1,35	1,00	1,00	1,00
Spinta statica laterale dei terreni	g_3	1,35	1,00	1,00	1,00
Spinta statica dell' acqua di falda	g_4	1,50	1,00	1,00	1,00
Spinta laterale dei carichi accidentali (disposizione esterna)	q_1	1,35	1,00	0,75	0,00
Spinta laterale dei carichi accidentali (disposizione interna)	q_2	1,35	1,00	0,75	0,00
Inerzia sismica longitudinale degli elementi strutturali	s_1	-	-	-	-
Inerzia sismica trasversale degli elementi strutturali	s_2	-	-	-	-
Sovrappinta dinamica dei terreni - Direzione longitudinale positiva	s_3	-	-	-	-
Sovrappinta dinamica dei terreni - Direzione longitudinale negativa	s_4	-	-	-	-
Sovrappinta dinamica dei terreni - Direzione trasversale positiva	s_5	-	-	-	-
Sovrappinta dinamica dei terreni - Direzione trasversale negativa	s_6	-	-	-	-
Spinta dinamica dell' acqua - Direzione longitudinale positiva	s_7	-	-	-	-
Spinta dinamica dell' acqua - Direzione longitudinale negativa	s_8	-	-	-	-
Spinta dinamica dell' acqua- Direzione trasversale positiva	s_9	-	-	-	-
Spinta dinamica dell' acqua - Direzione trasversale negativa	s_{10}	-	-	-	-

Nelle tabelle successive sono riepilogate le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche degli elementi strutturali:

RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO DI PARTIZIONE

CARICO ELEMENTARE	SLE - QP 01	SLE - QP 02	SLE - FREQ.01	SLE - FREQ.02	SLE - FREQ.03	SLE - FREQ.04	SLE - FREQ.05	SLE - FREQ.06	SLE - RARA 01	SLE - RARA 02	SLE - RARA 03	SLE - RARA 04	SLE - RARA 05	SLE - RARA 06
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
g ₁	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₃	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₄	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,00	0,00	0,75	0,75	0,00	0,75	0,75	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00
q ₂	0,00	0,00	0,75	0,00	0,75	0,75	0,00	0,75	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁₀	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

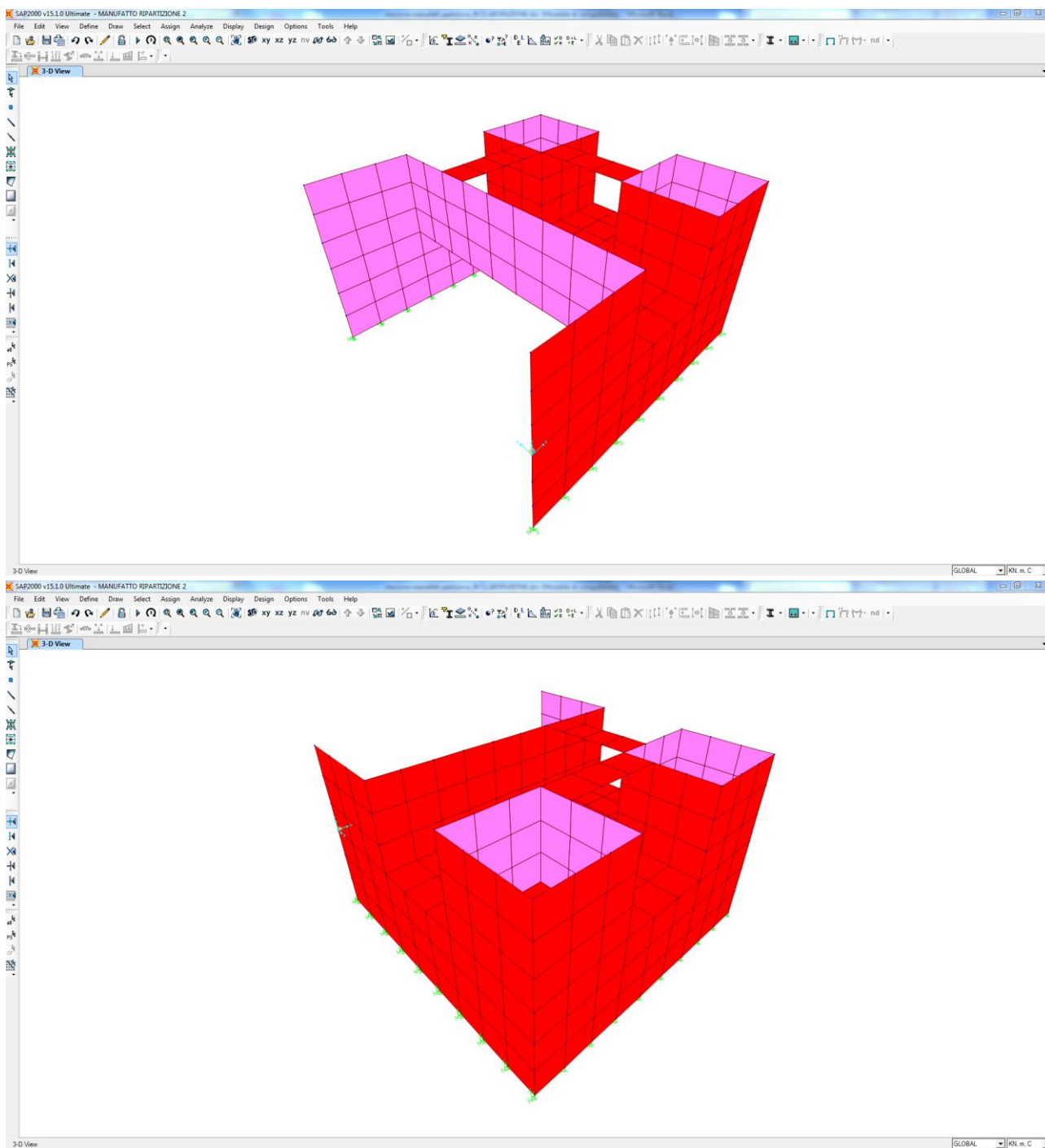
CARICO ELEMENTARE	SLU - STR 01		SLU - STR 02		SLU - STR 03		SLU - STR 04		SLU - STR 05		SLU - STR 06	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
g ₁	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
g ₂	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
g ₃	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
g ₄	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
q ₁	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00
q ₂	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁₀	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICO ELEMENTARE	SLV 01	SLV 02	SLV 03	SLV 04	SLV 05	SLV 06	SLV 07	SLV 08	SLV 09	SLV 10	SLV 11	SLV 12	SLV 13	SLV 14	SLV 15	SLV 16
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
g ₁	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₃	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
s ₂	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00
s ₃	1,00	1,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,00
s ₄	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,30	0,30
s ₅	0,30	0,00	0,30	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,30	0,00	0,30	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
s ₆	0,00	0,30	0,00	0,30	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,30	0,00	0,30	0,00	1,00	0,00	1,00
s ₇	1,00	1,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₈	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₉	0,30	0,00	0,30	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁₀	0,00	0,30	0,00	0,30	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

10 MODELLO DI CALCOLO

10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Al fine di valutare le azioni sollecitanti sulle pareti verticali e sulla zattera di fondazione, sia in direzione verticale che orizzontale è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1:

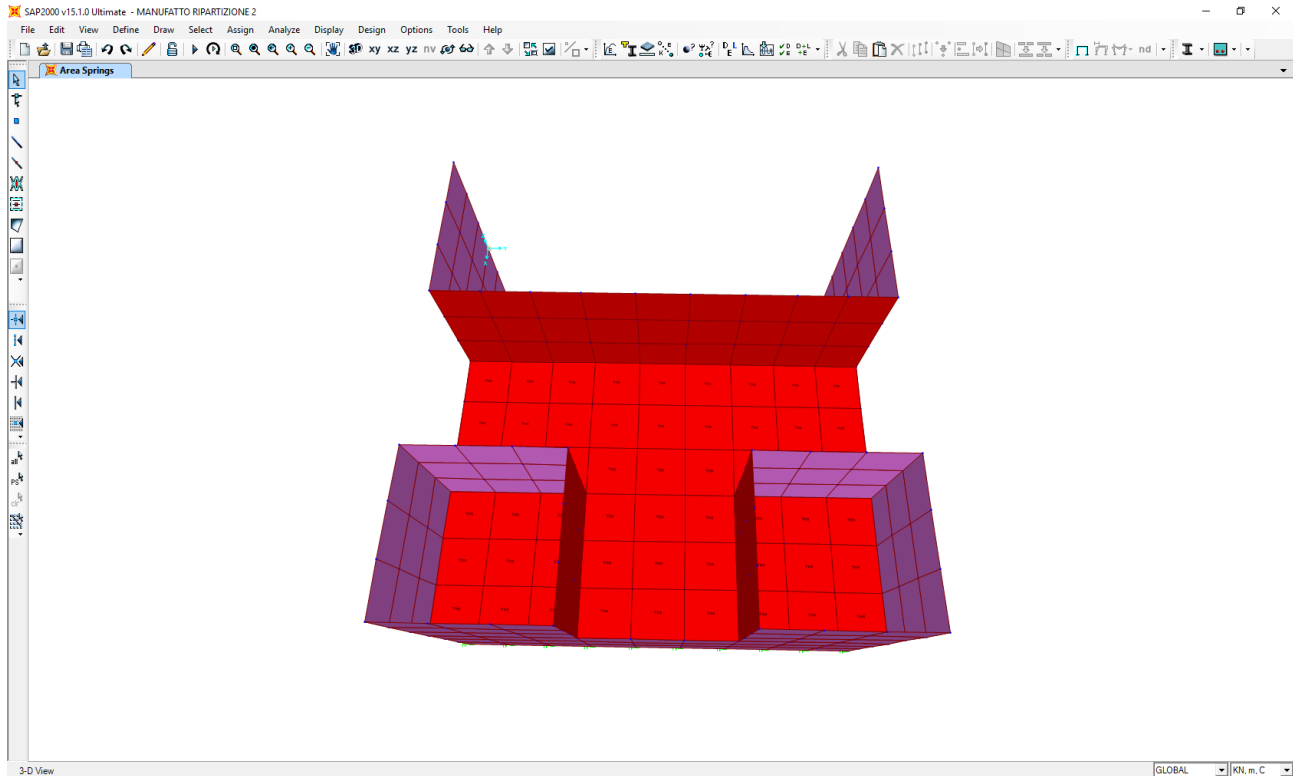


Gli elementi strutturali sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo “shell”, con comportamento a “lastra – piastra” e con spessore pari allo spessore reale della sezione strutturale.

Il terreno al di sotto della zattera di fondazione è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidezza (a favore di sicurezza):

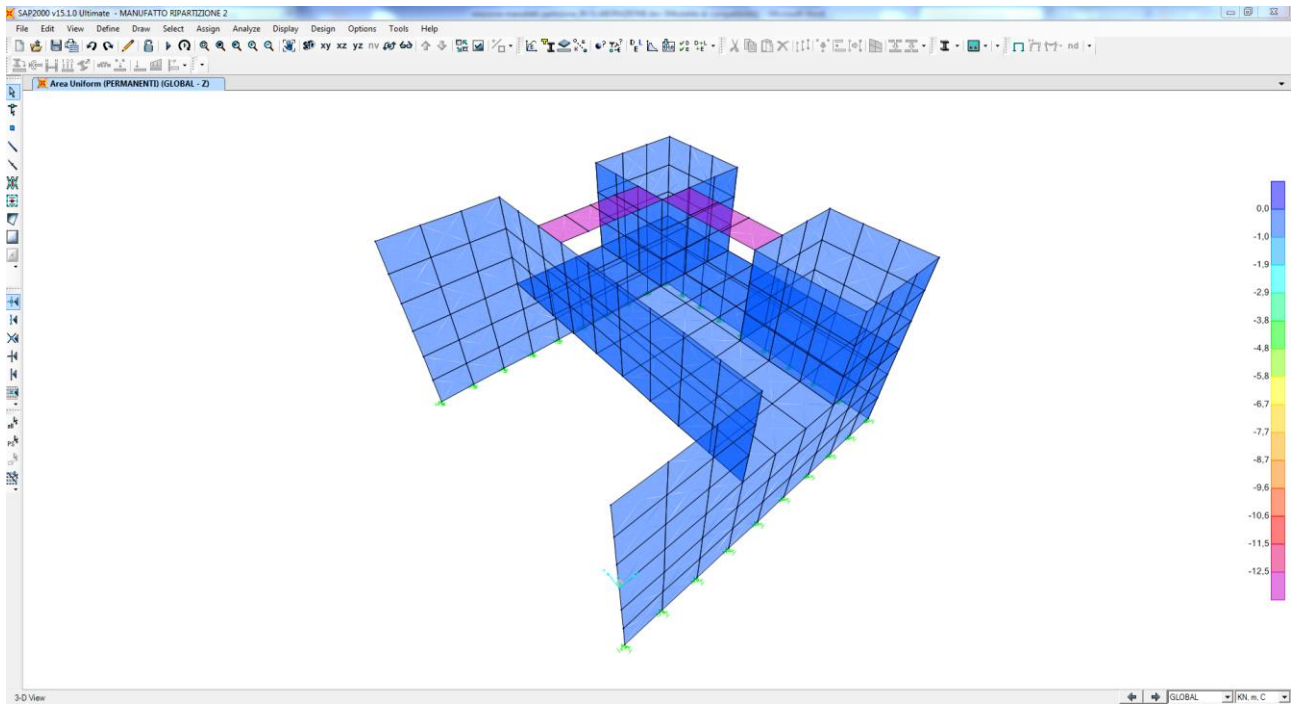
- Direzione verticale → $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale → $k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta la distribuzione delle molle elastiche, in direzione verticale ed orizzontale, assegnate agli elementi bidimensionali di fondazione (tipo "shell").

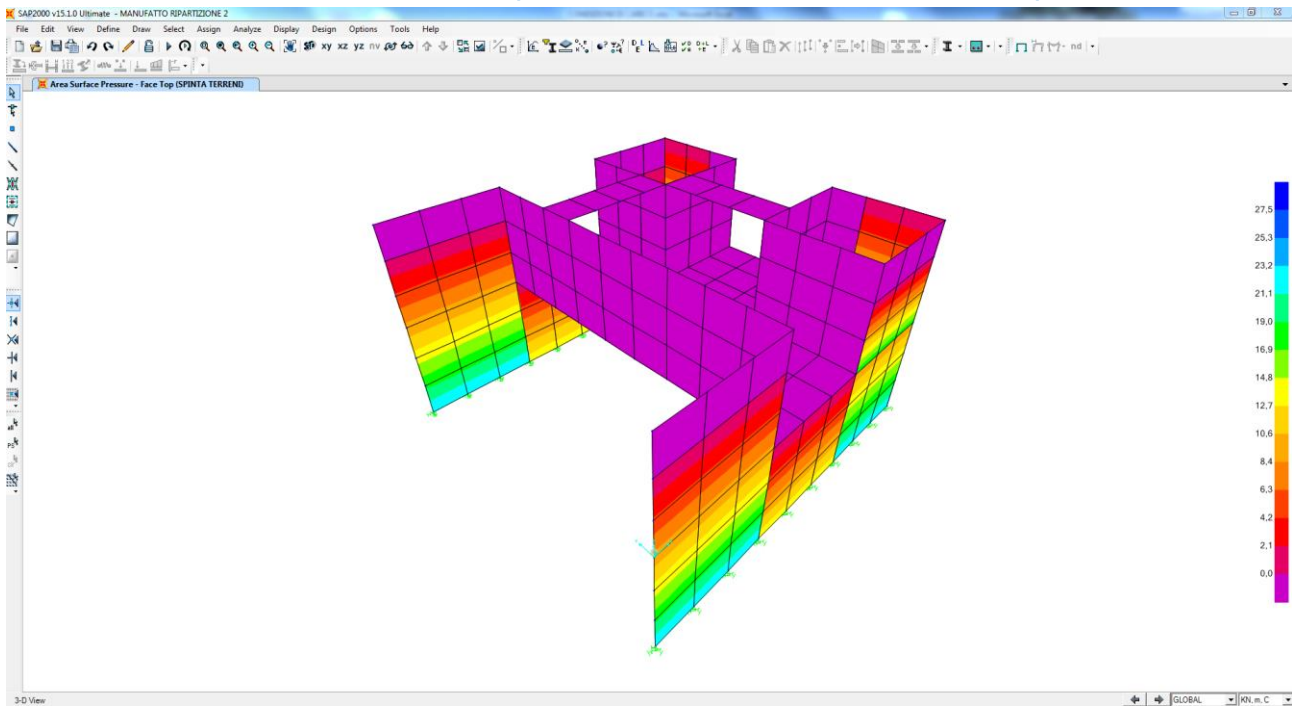


10.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

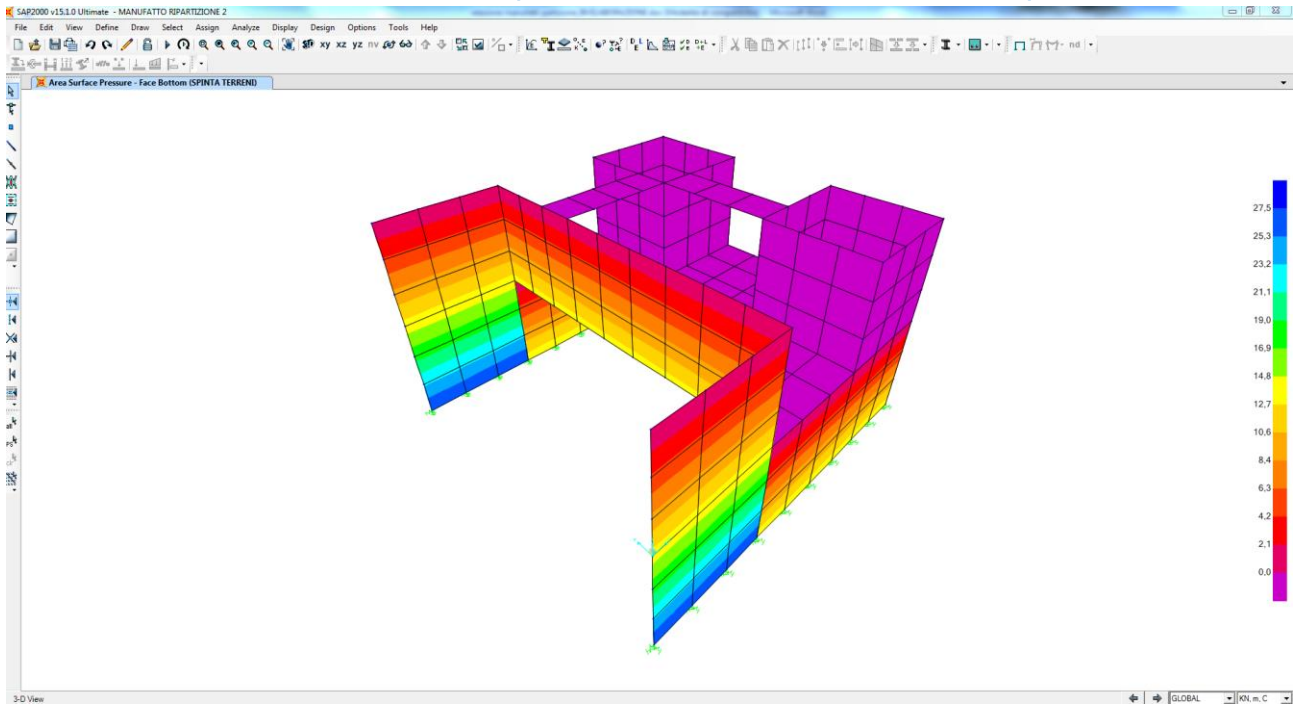
10.2.1 PESO PROPRIO DEL GRADINO IN C.A.



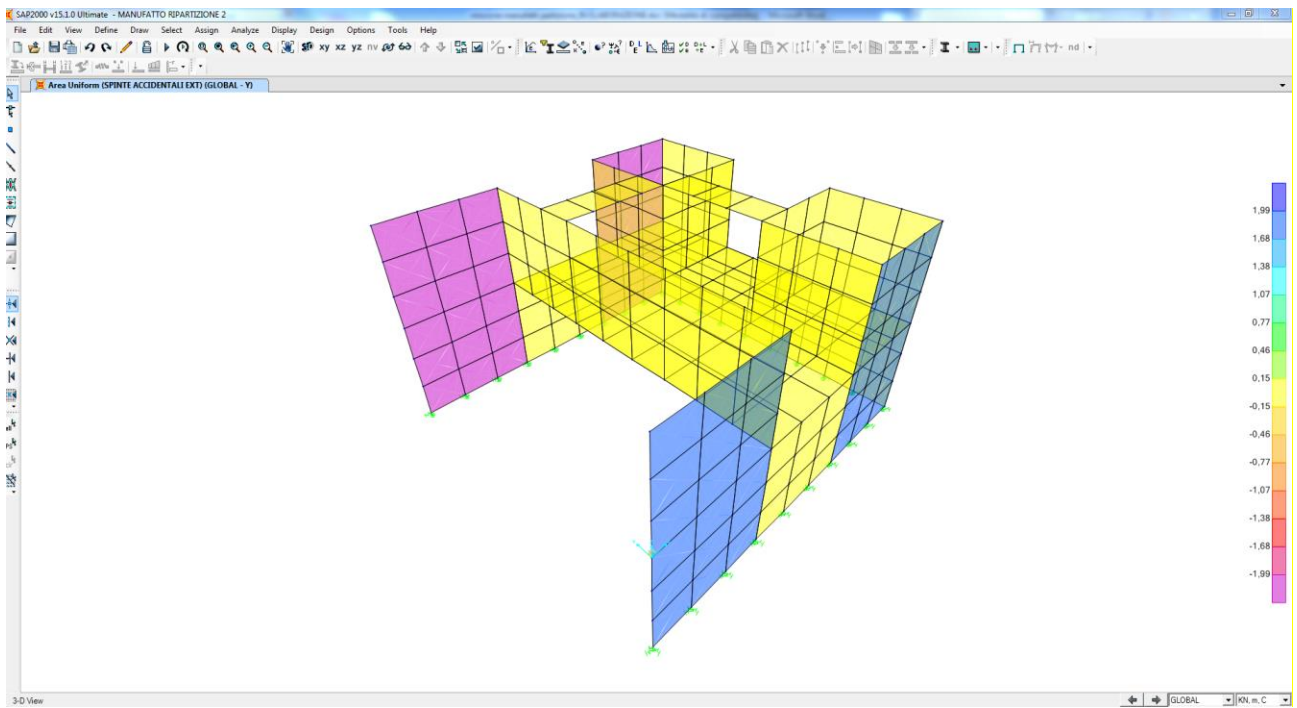
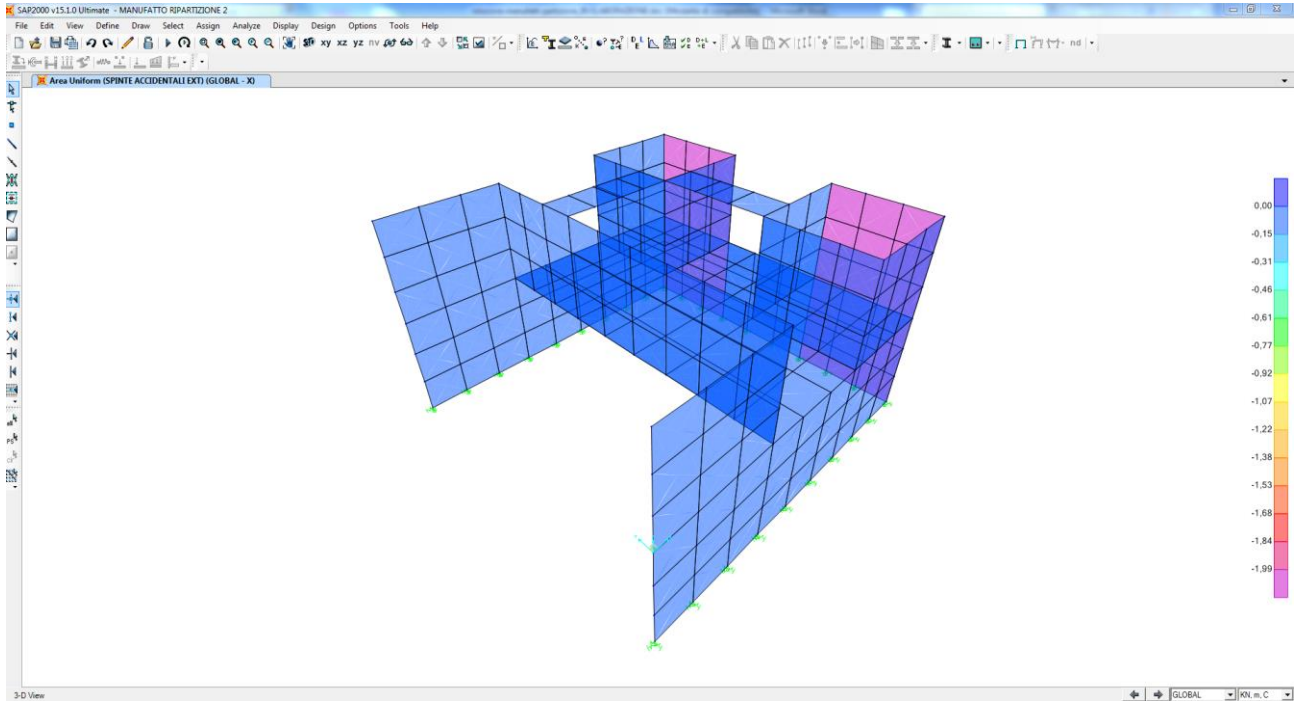
10.2.2 SPINTA LATERALE DEI TERRENI (FACCE ESTERNE DELLE PARETI CARICATE)



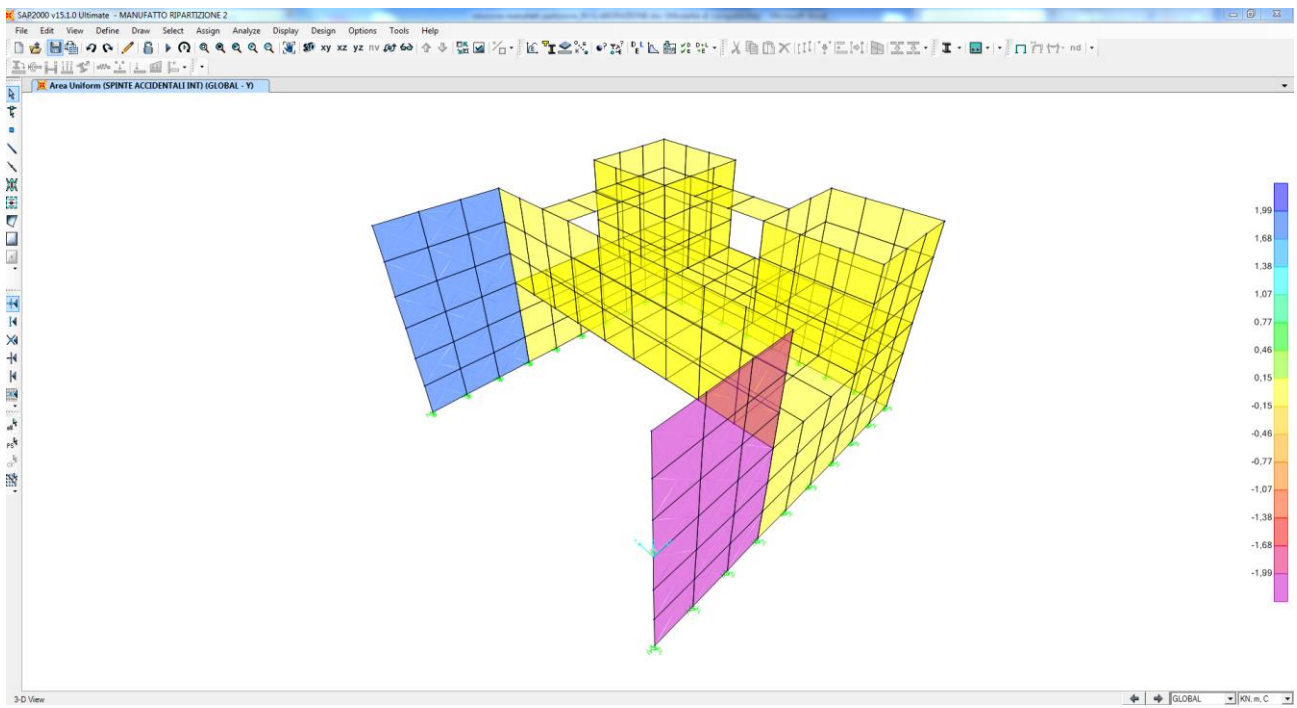
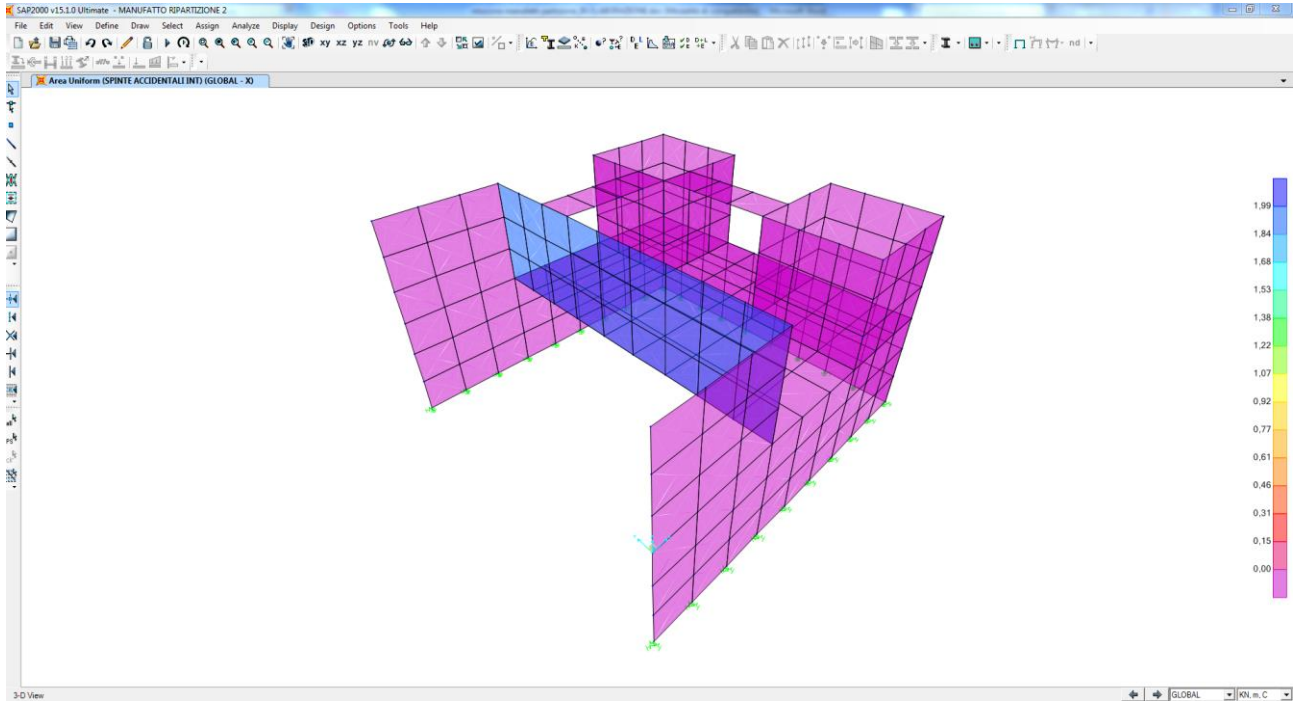
10.2.3 SPINTA LATERALE DEI TERRENI (FACCE INTERNE DELLE PARETI CARICATE)



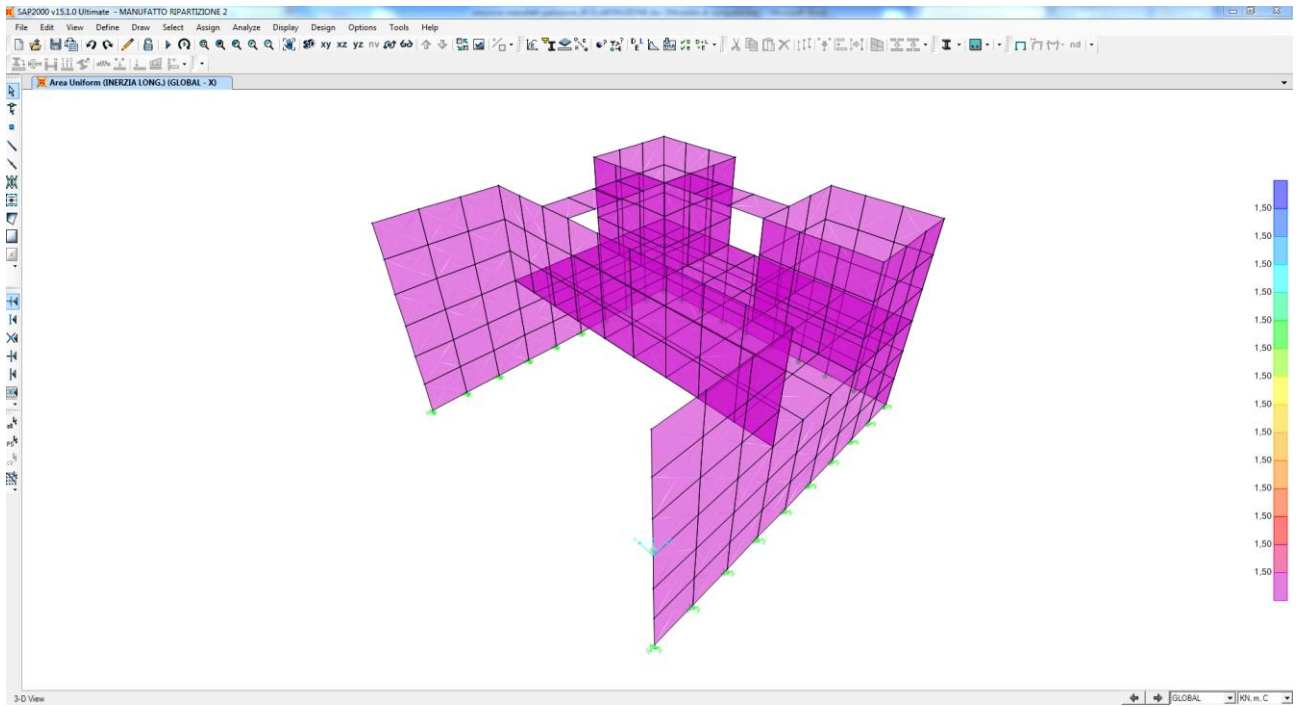
10.2.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO (DISPOSIZIONE ESTERNA)



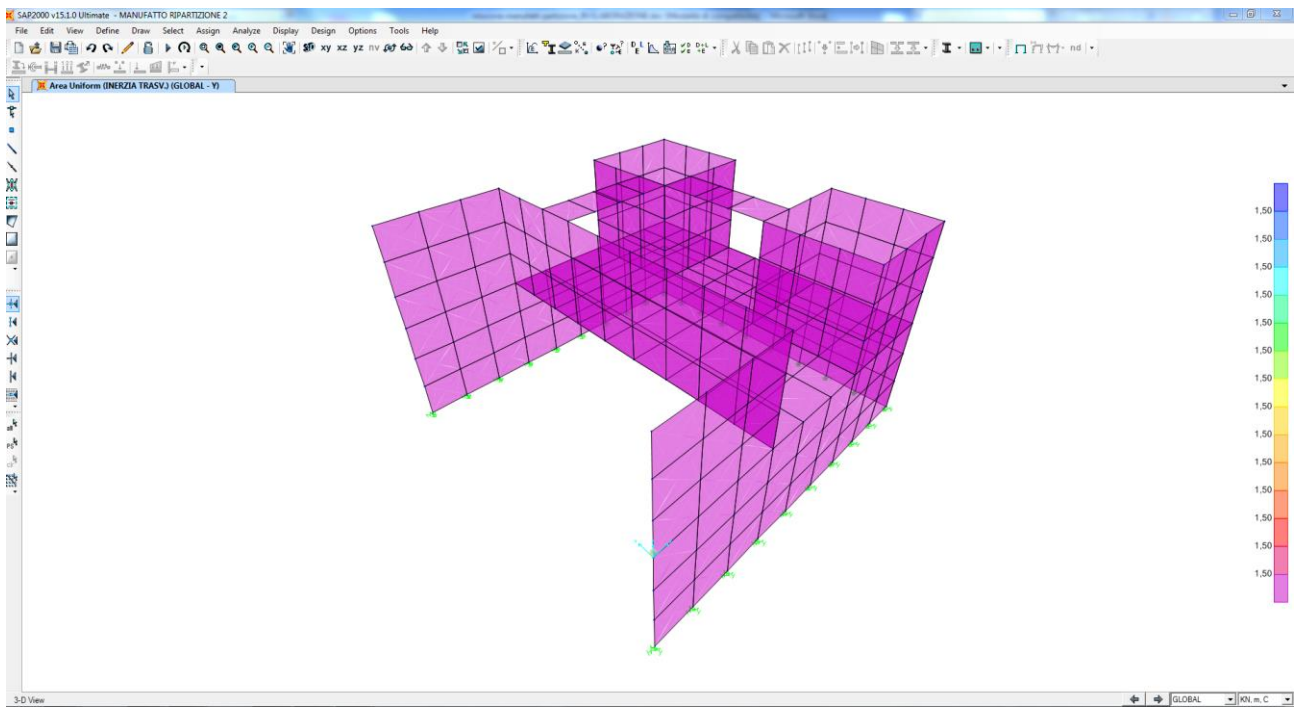
10.2.5 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO (DISPOSIZIONE INTERNA)



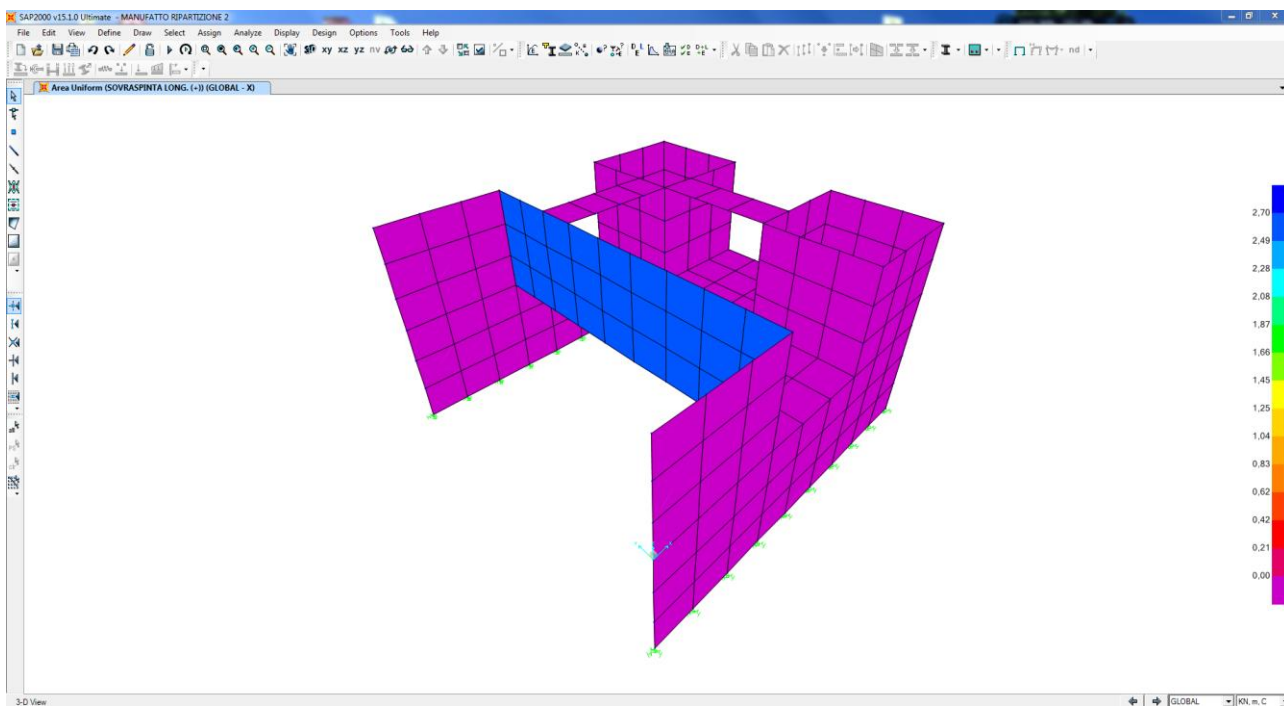
10.2.6 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE LONGITUDINALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



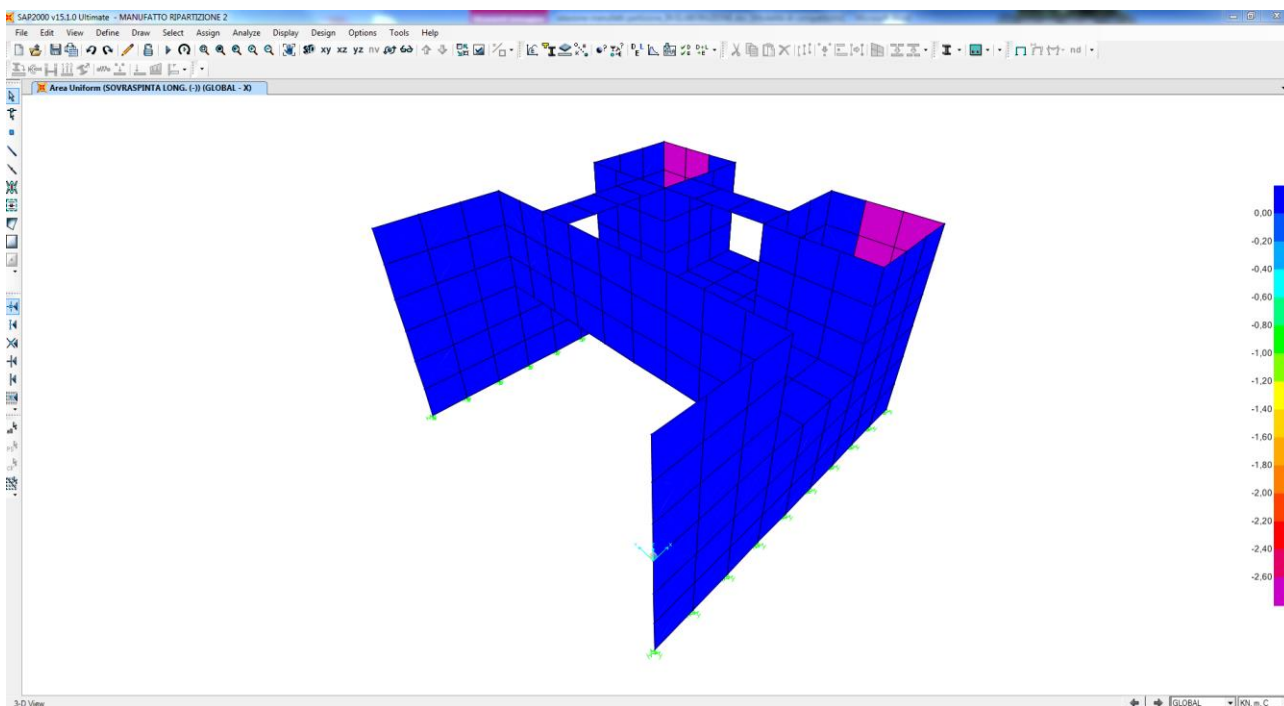
10.2.7 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE TRASVERSALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



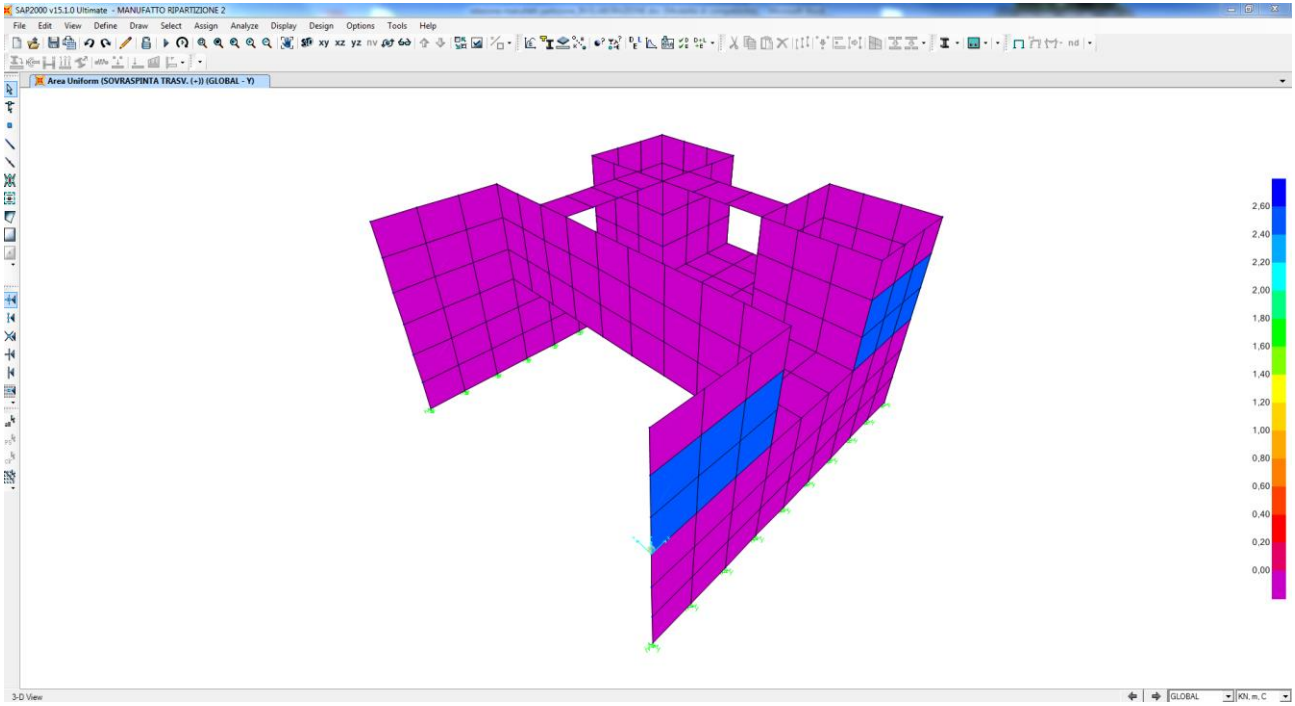
10.2.8 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE LONGITUDINALE POSITIVA



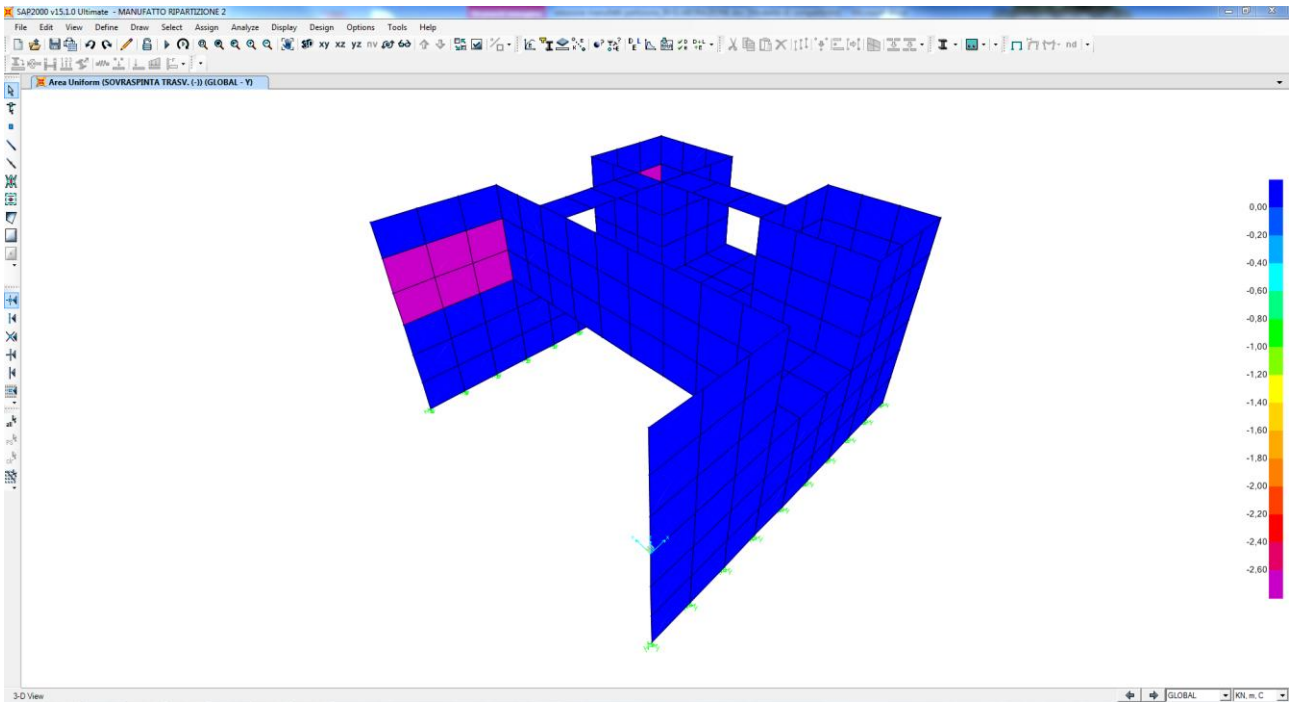
10.2.9 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE LONGITUDINALE NEGATIVA



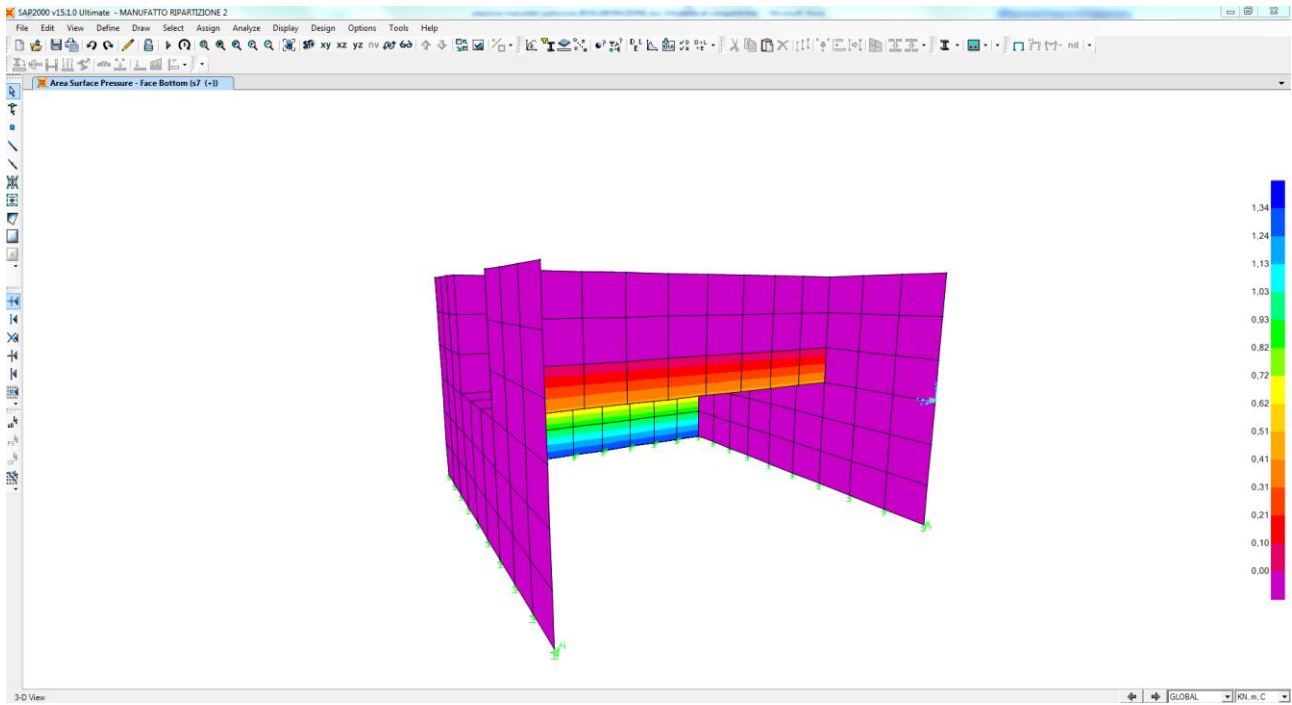
10.2.10 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE TRASVERSALE POSITIVA



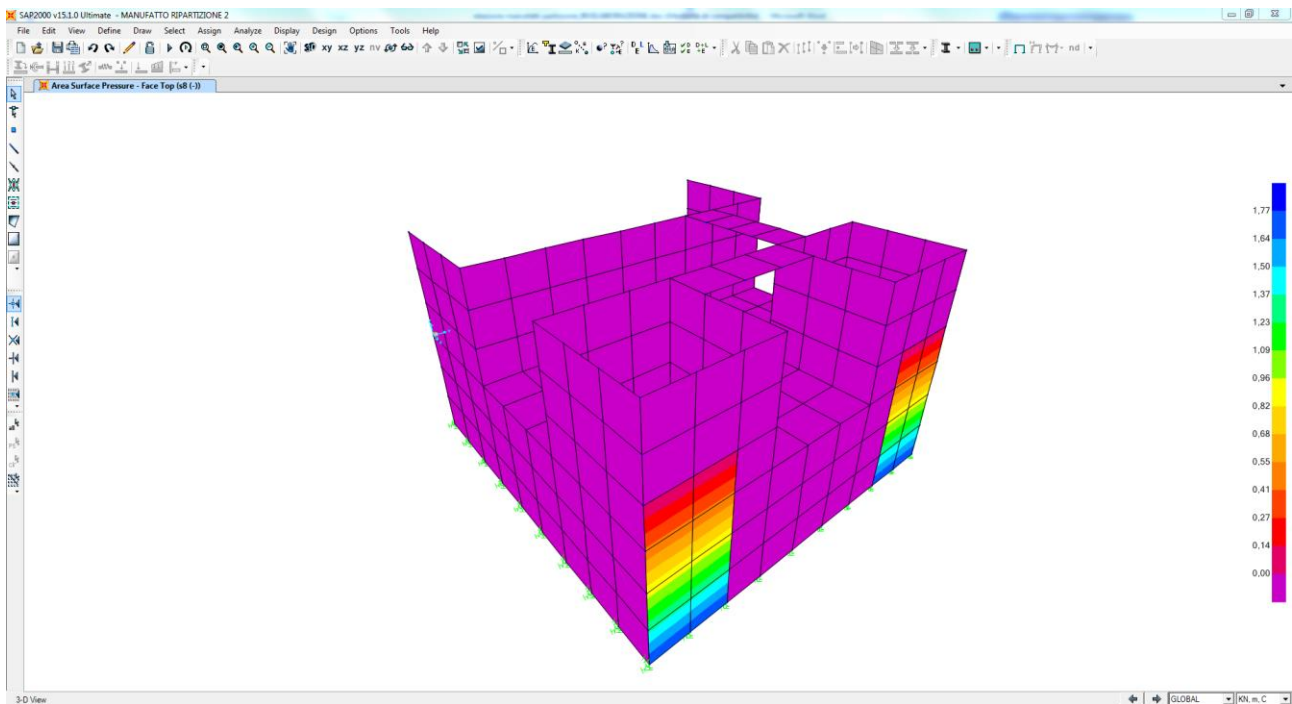
10.2.11 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE TRASVERSALE NEGATIVA



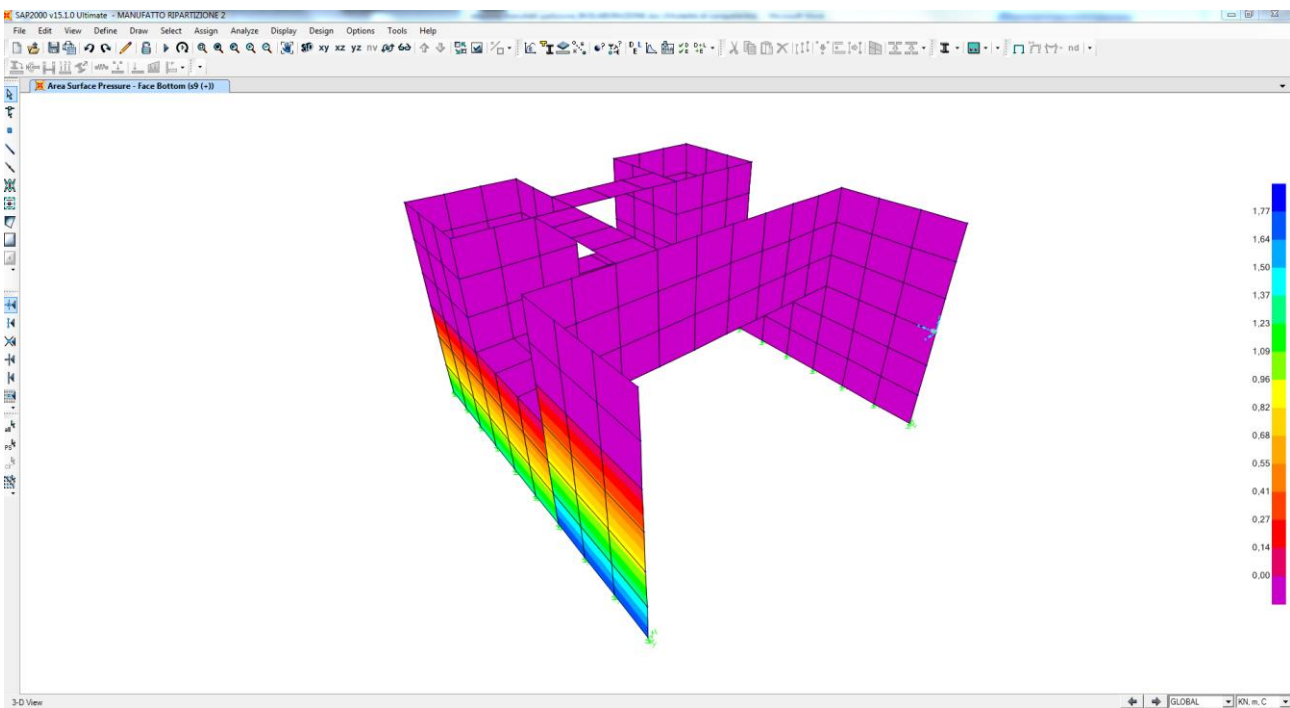
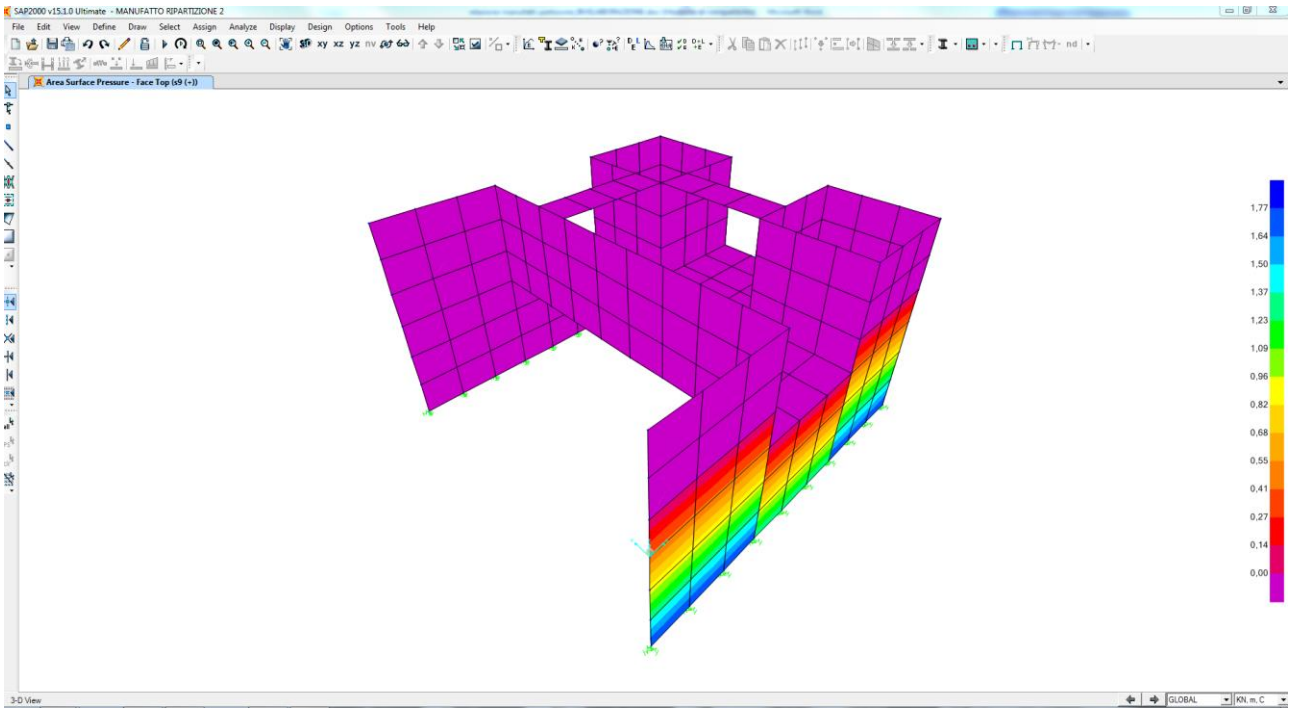
10.2.12 SPINTA DINAMICA DELL' ACQUA – DIREZIONE LONGITUDINALE POSITIVA



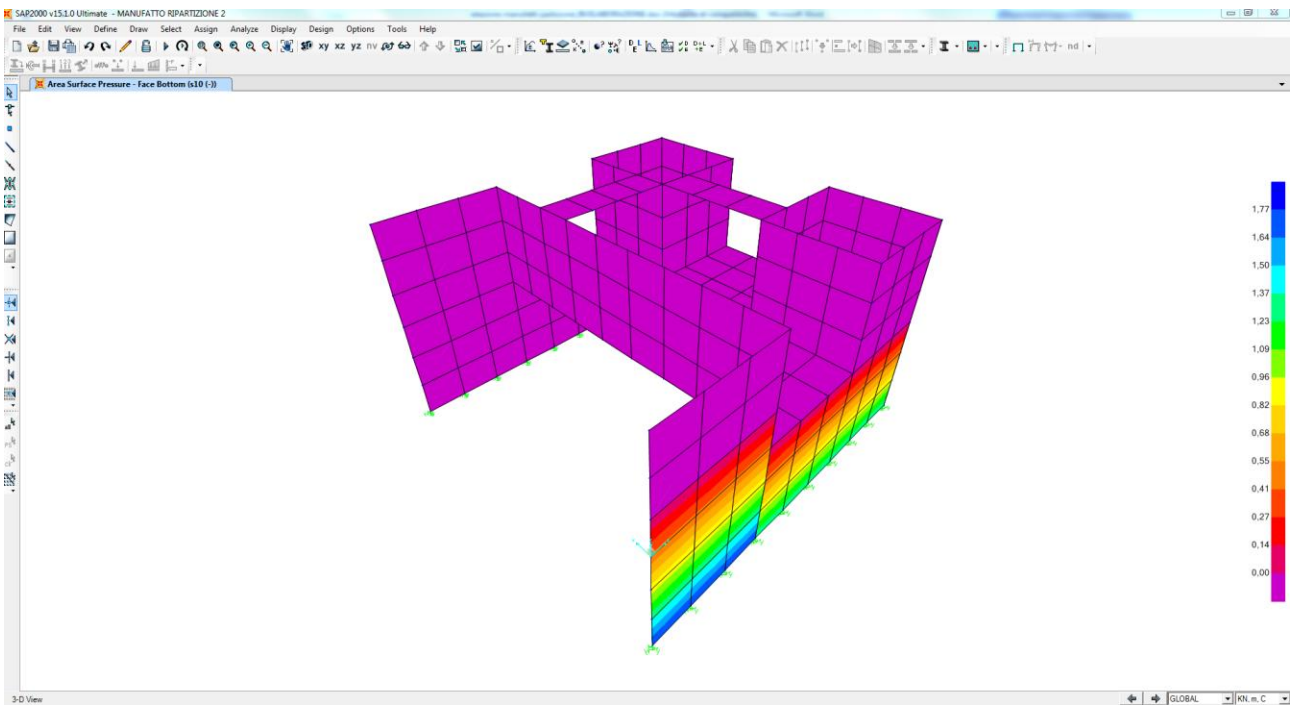
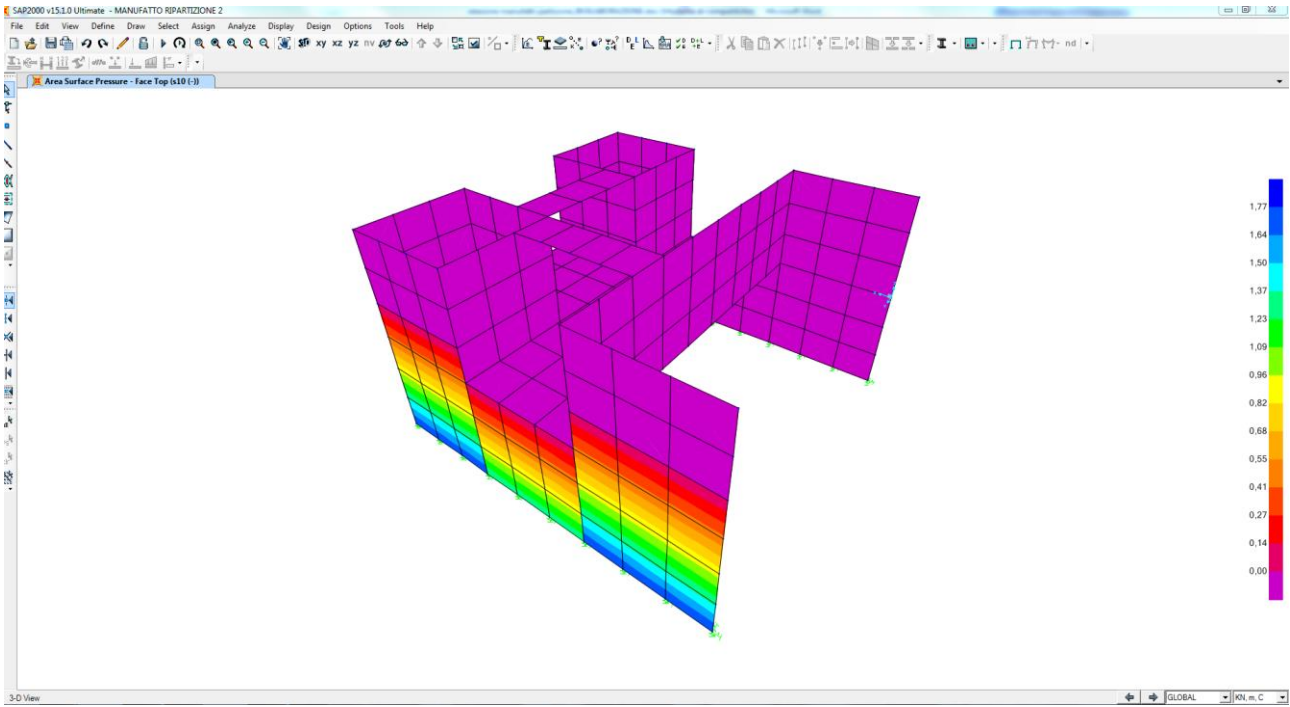
10.2.13 SPINTA DINAMICA DELL' ACQUA – DIREZIONE LONGITUDINALE NEGATIVA



10.2.14 SPINTA DINAMICA DELL' ACQUA – DIREZIONE TRASVERSALE POSITIVA



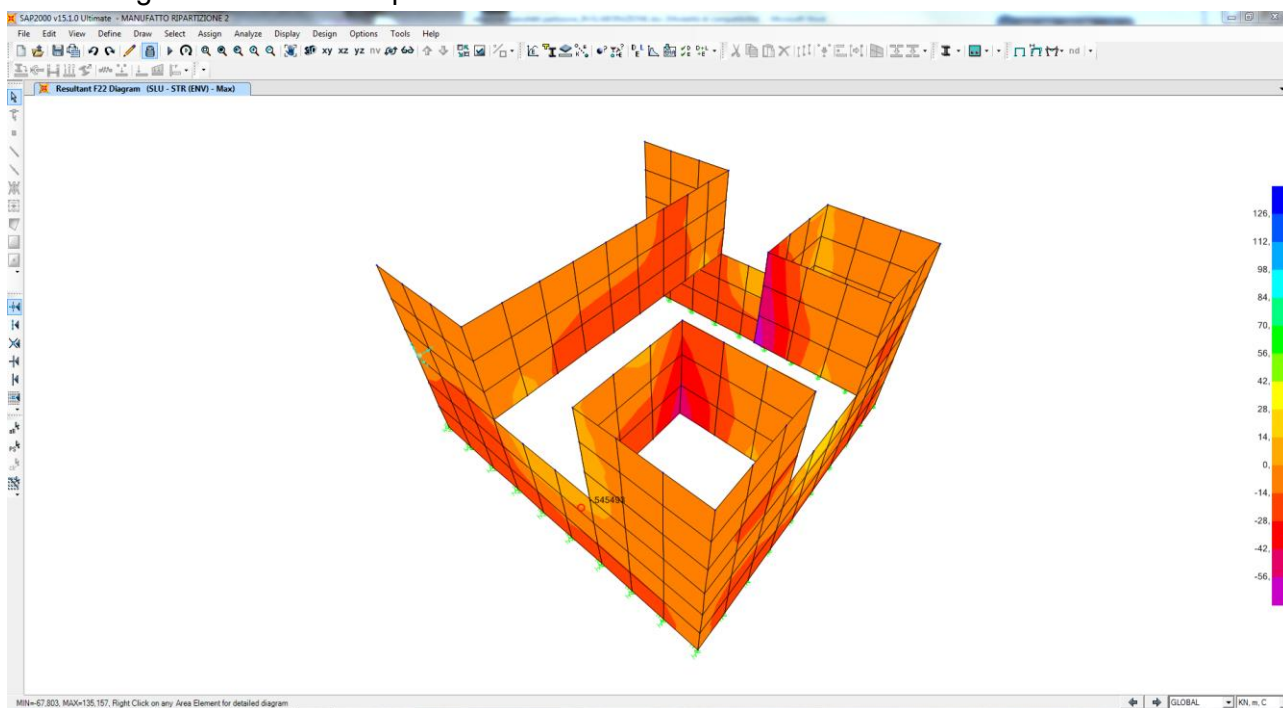
10.2.15 SPINTA DINAMICA DELL' ACQUA – DIREZIONE TRASVERSALE NEGATIVA



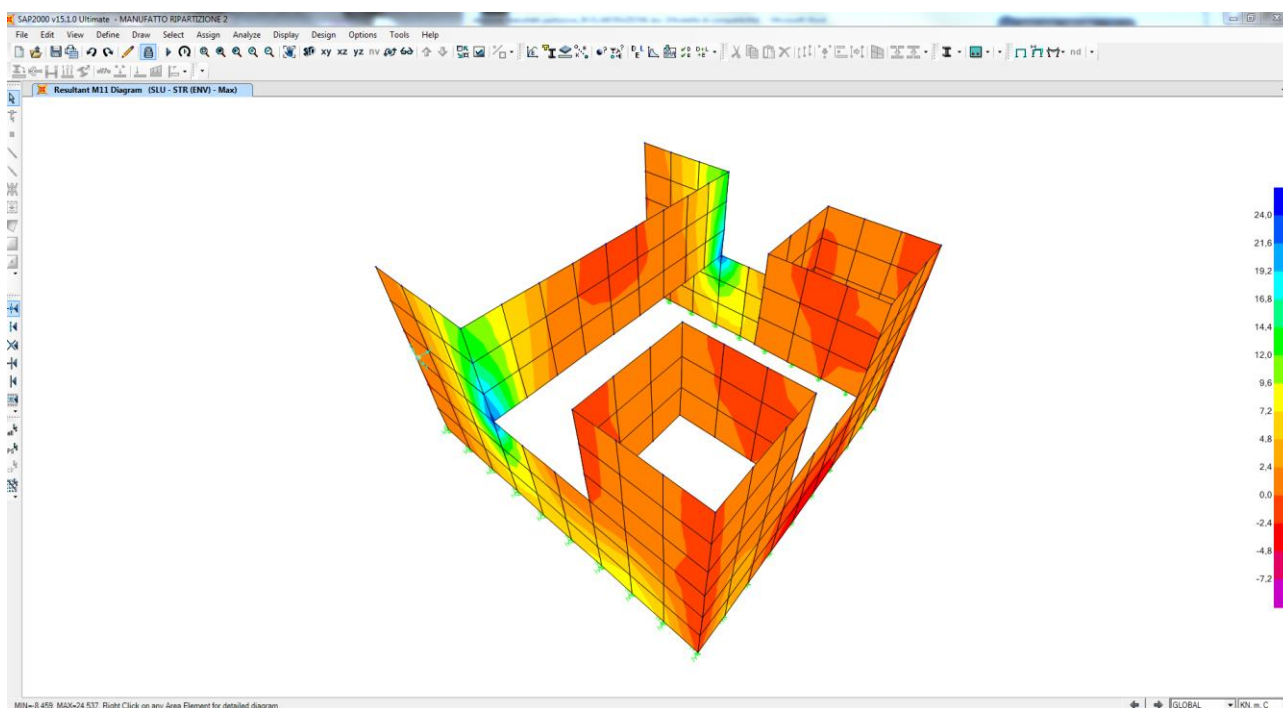
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLE PARETI VERTICALI

11.1 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR (INVILUPPO DEI VALORI MASSIMI)

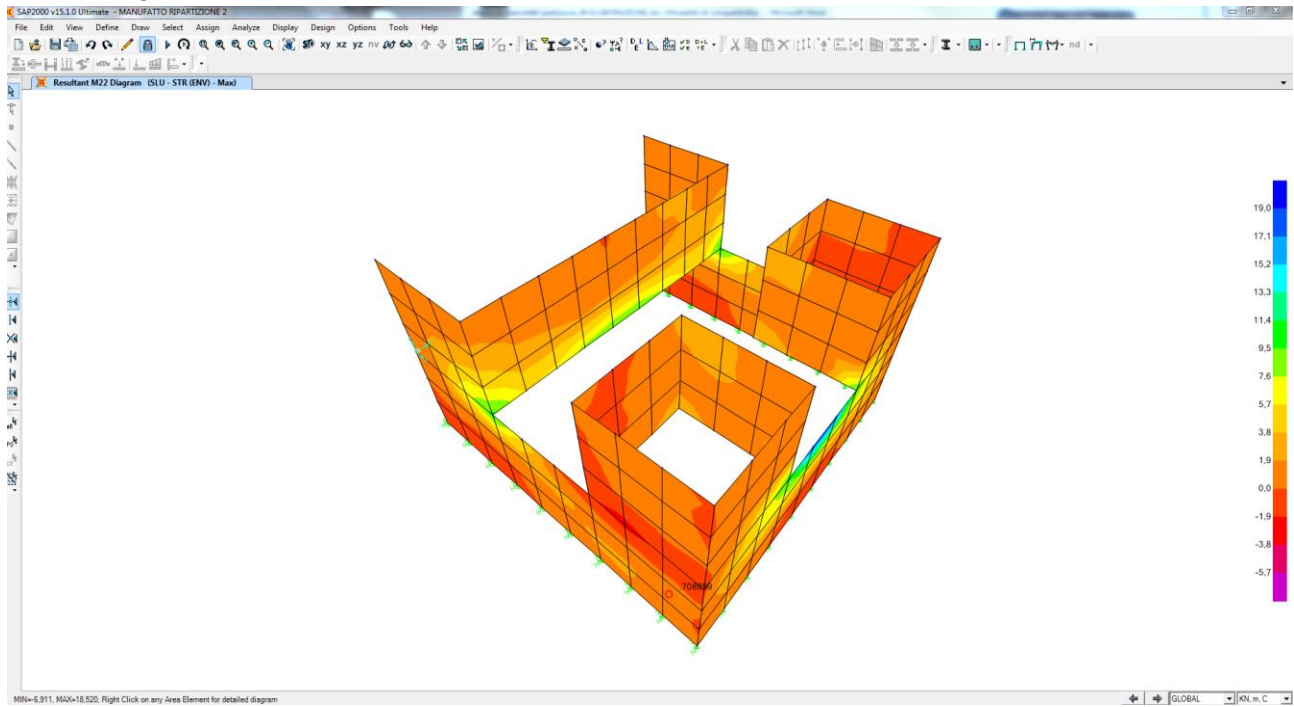
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



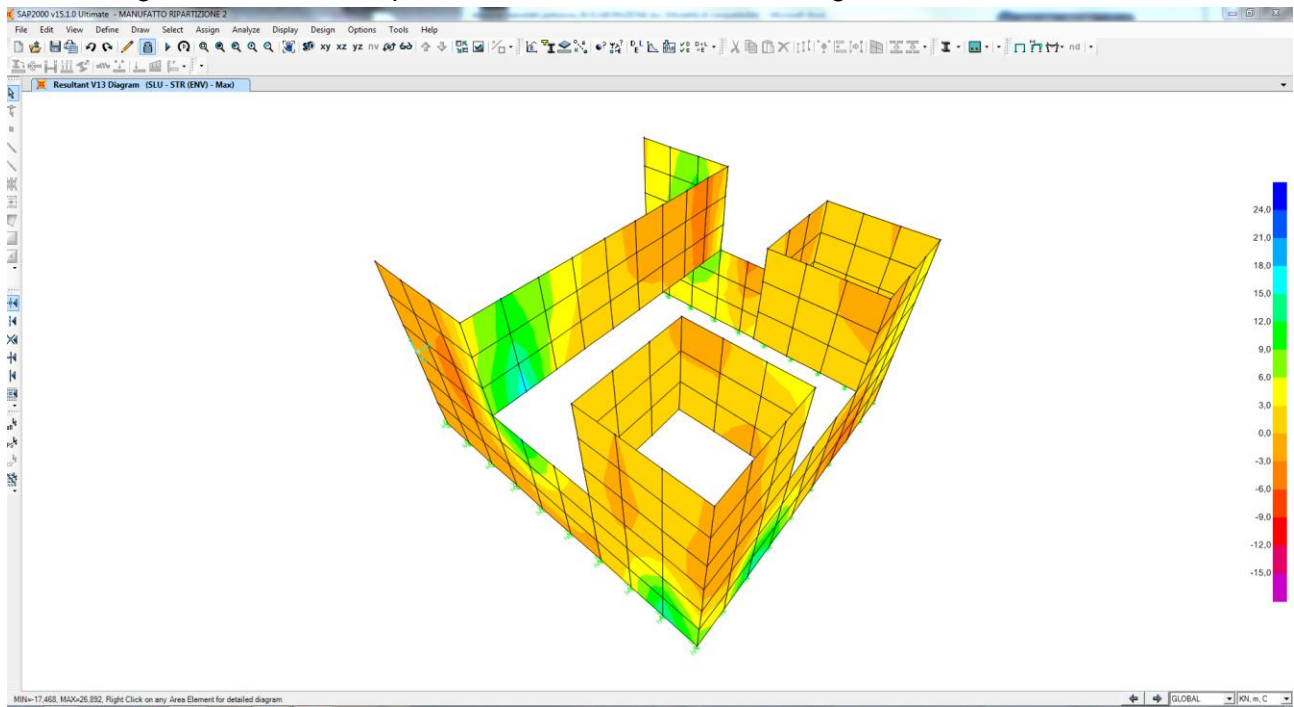
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



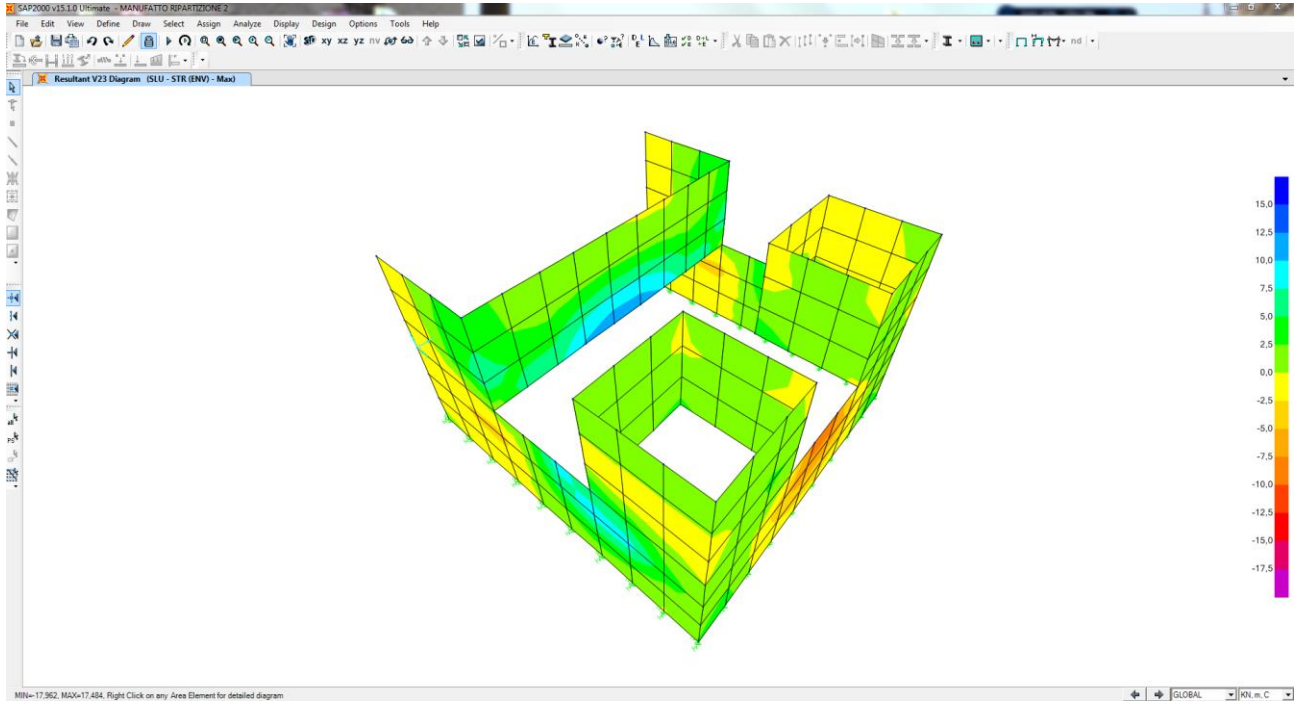
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:

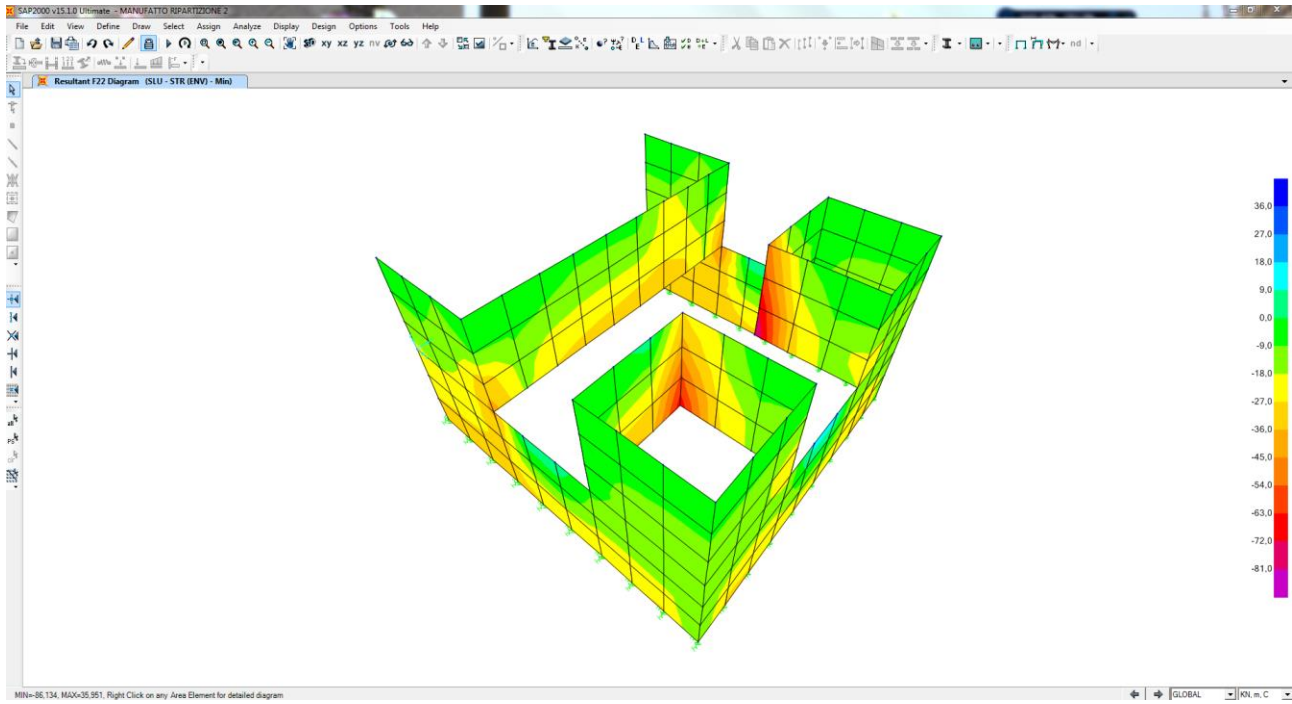


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

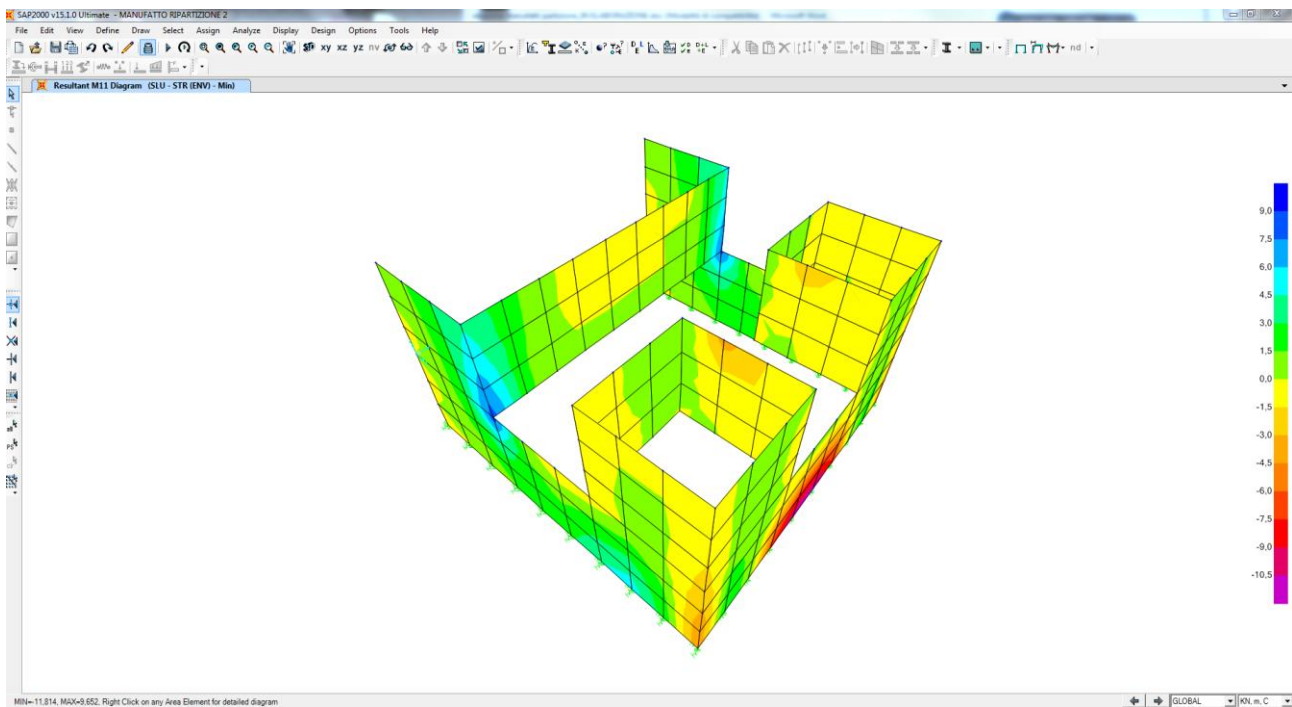


11.2 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

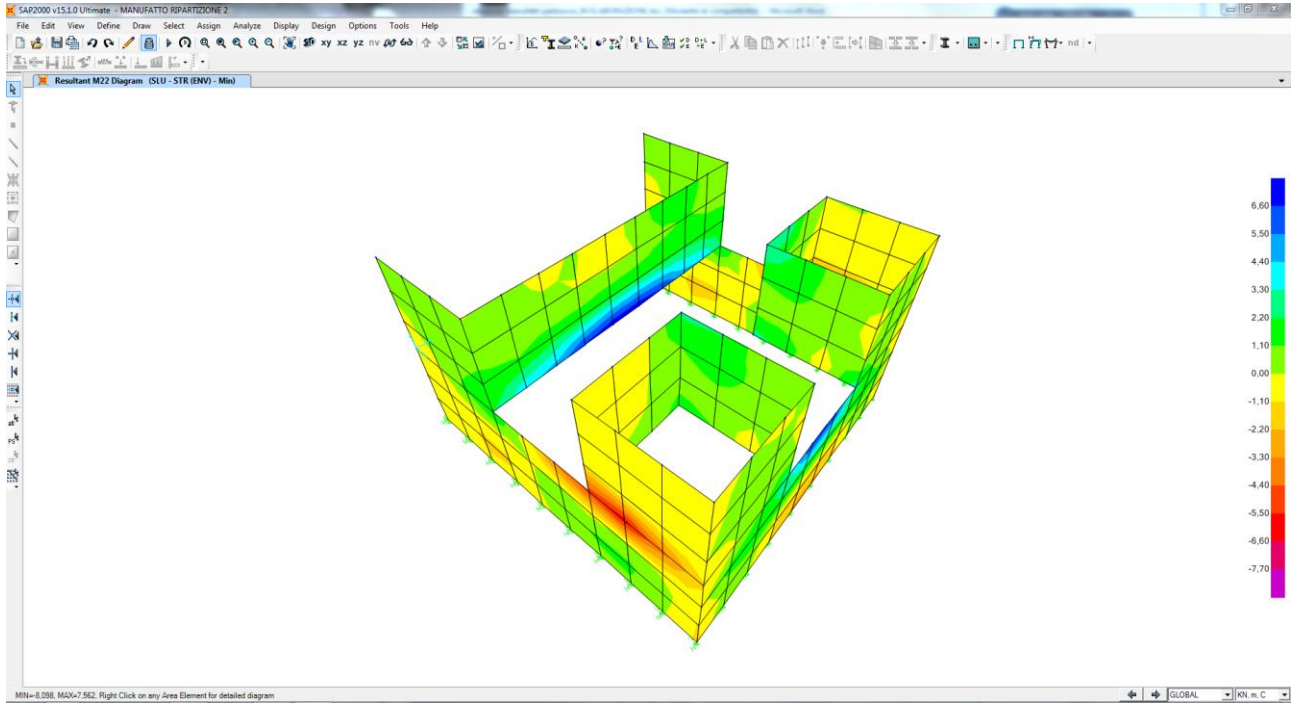
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



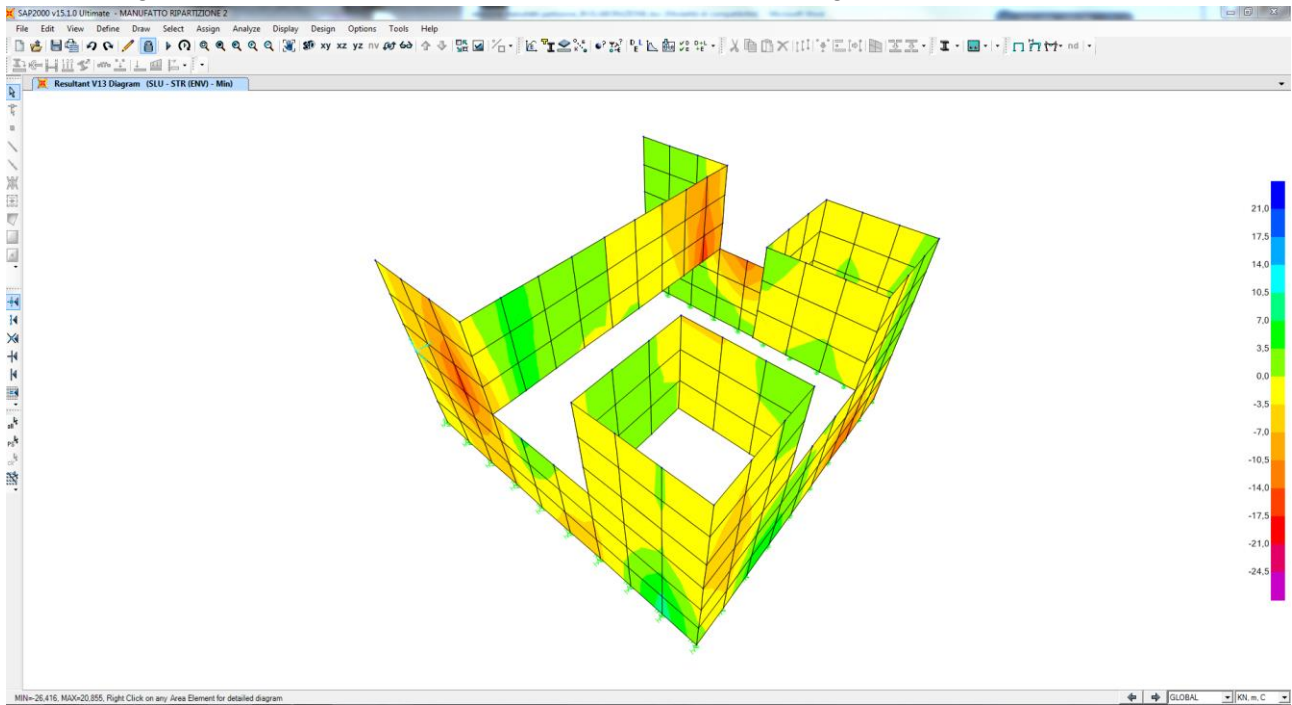
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



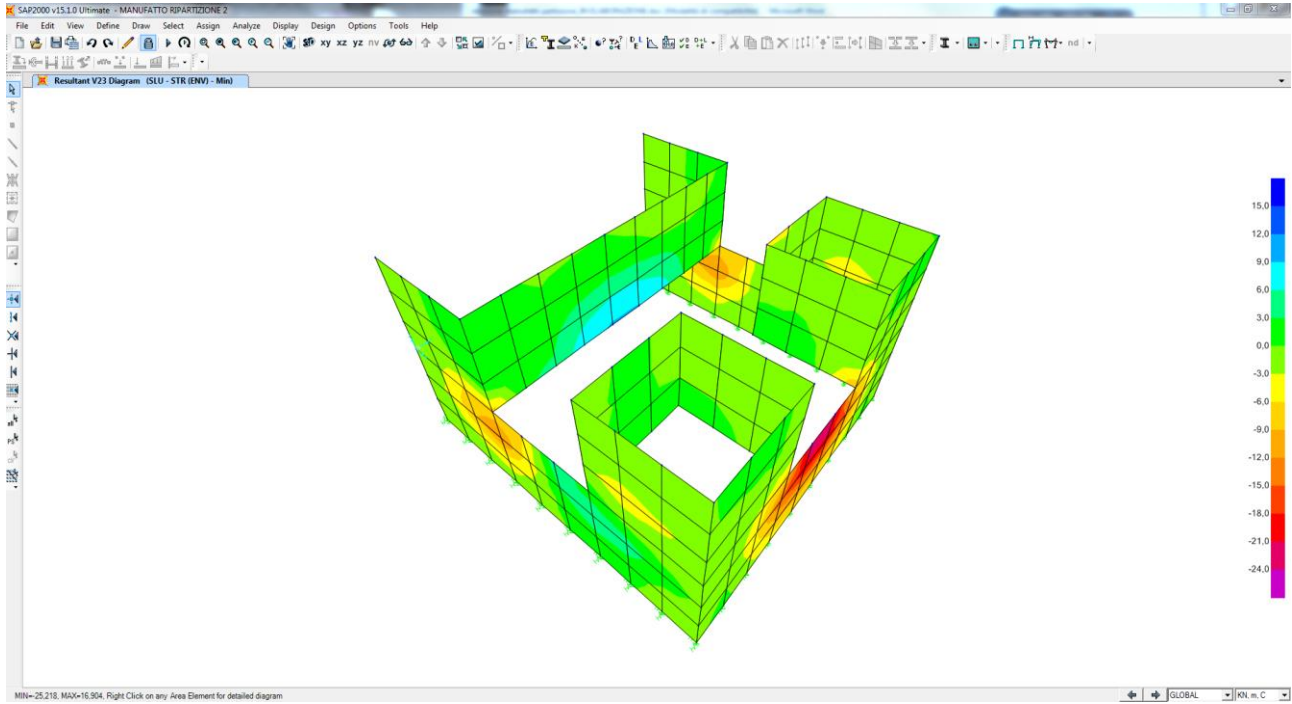
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:

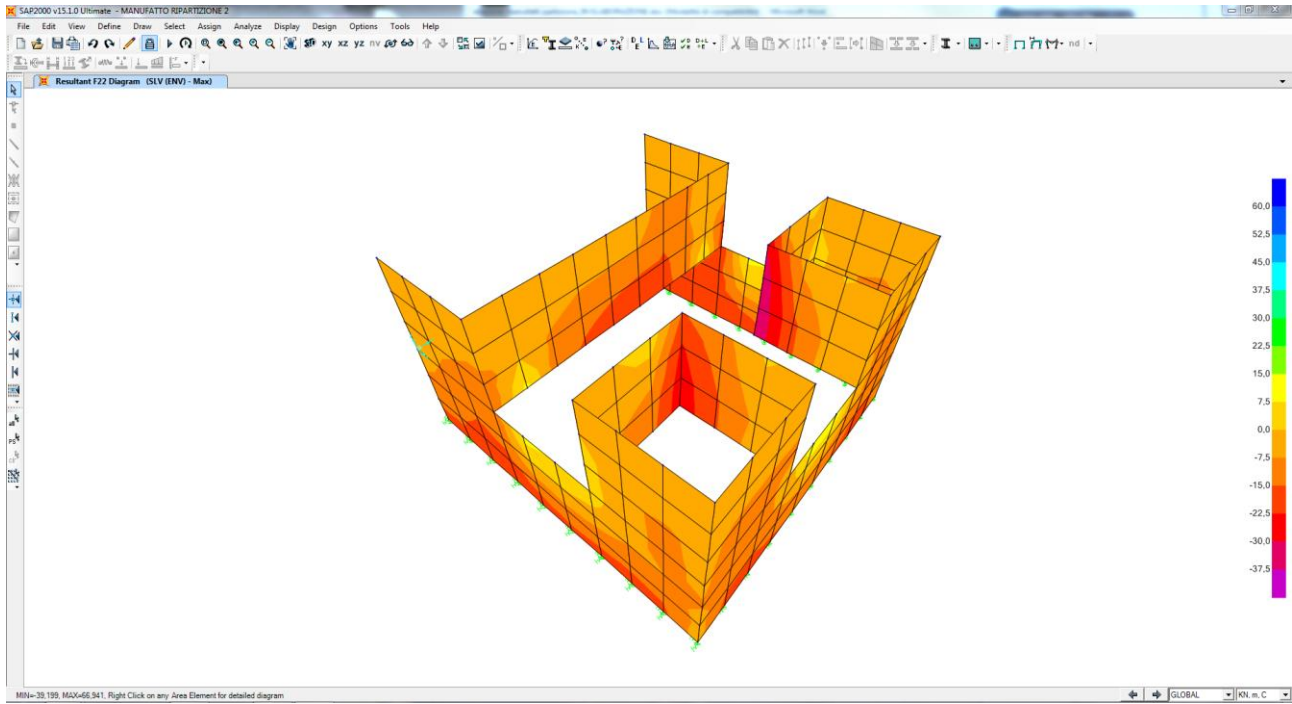


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

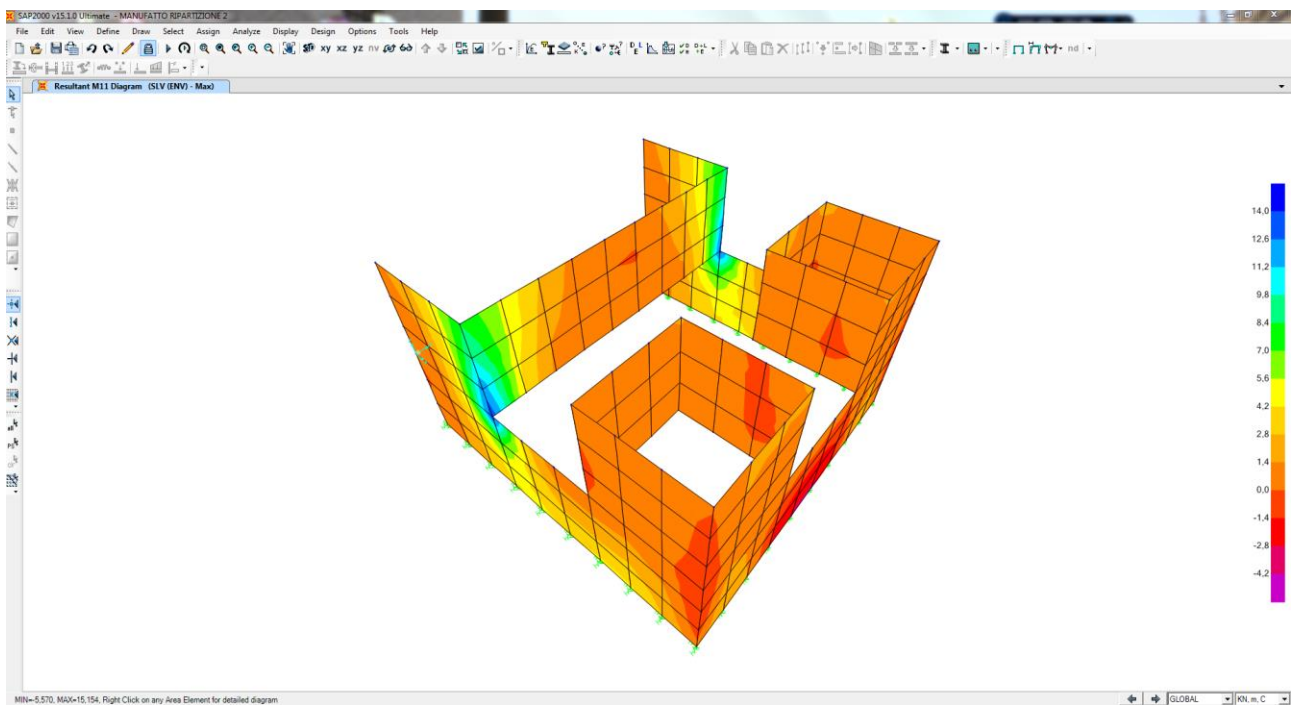


11.3 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MASSIMI)

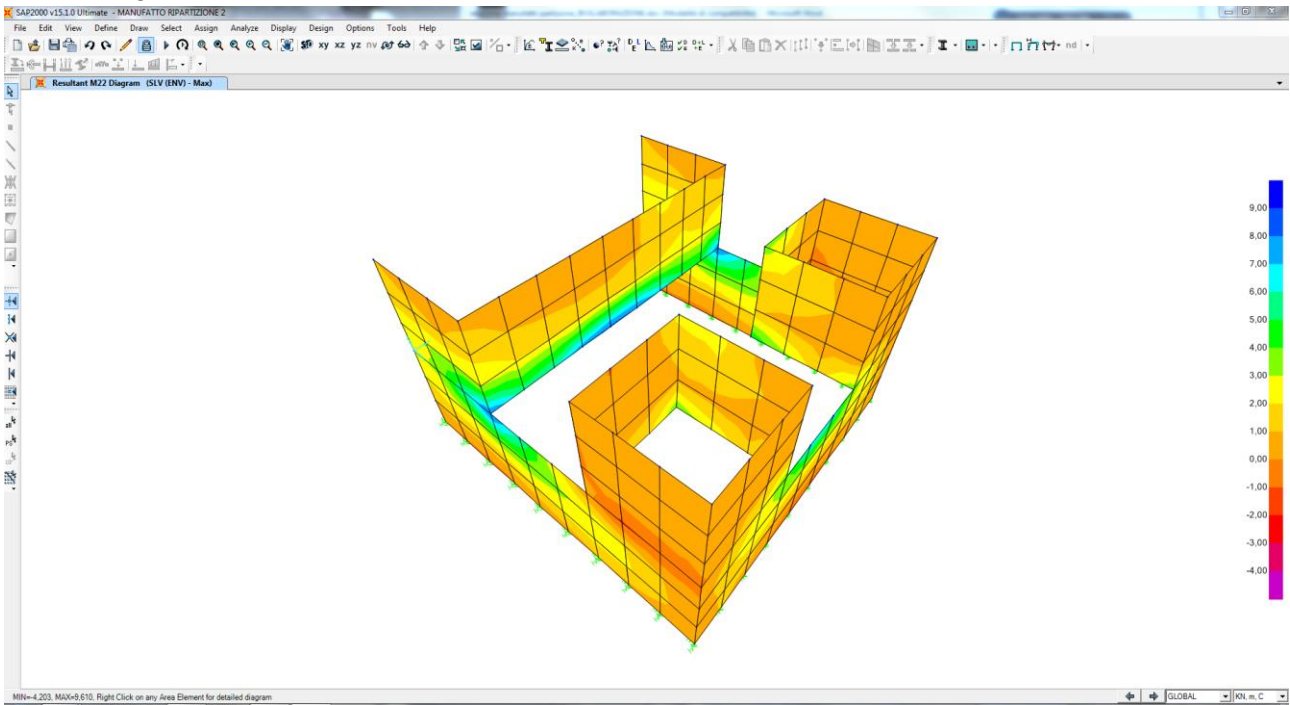
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



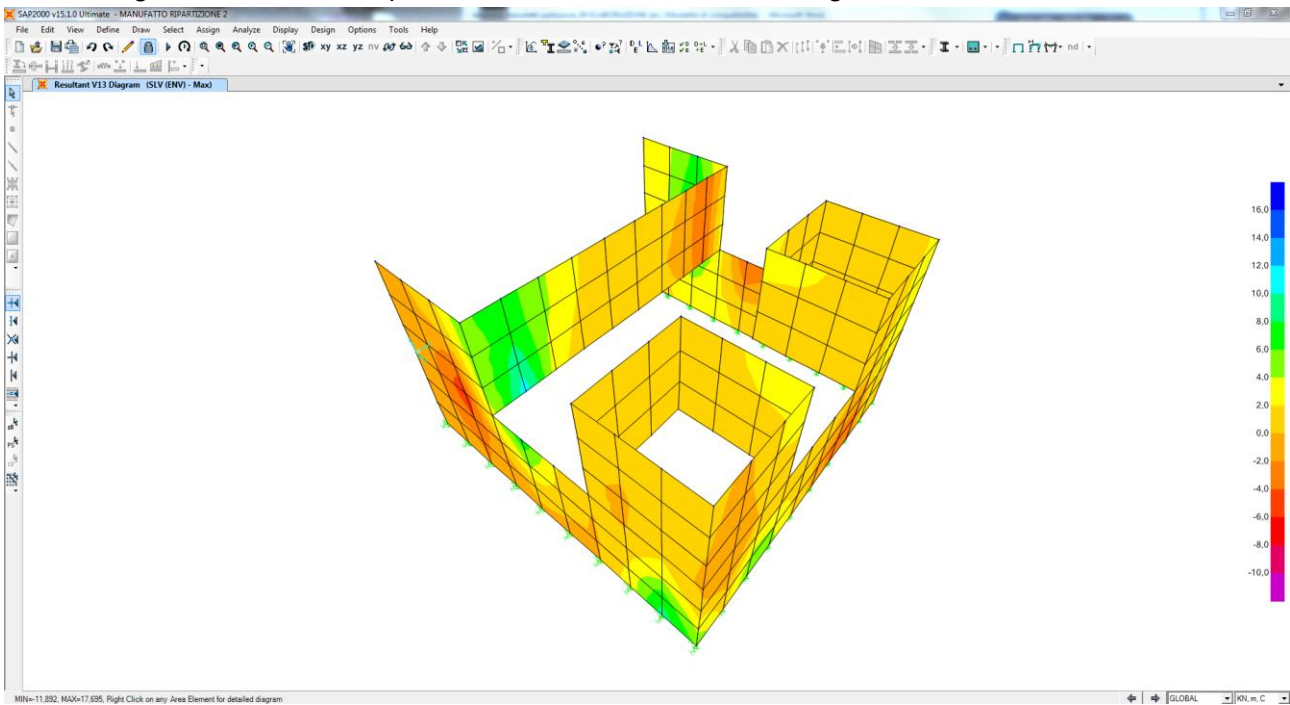
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



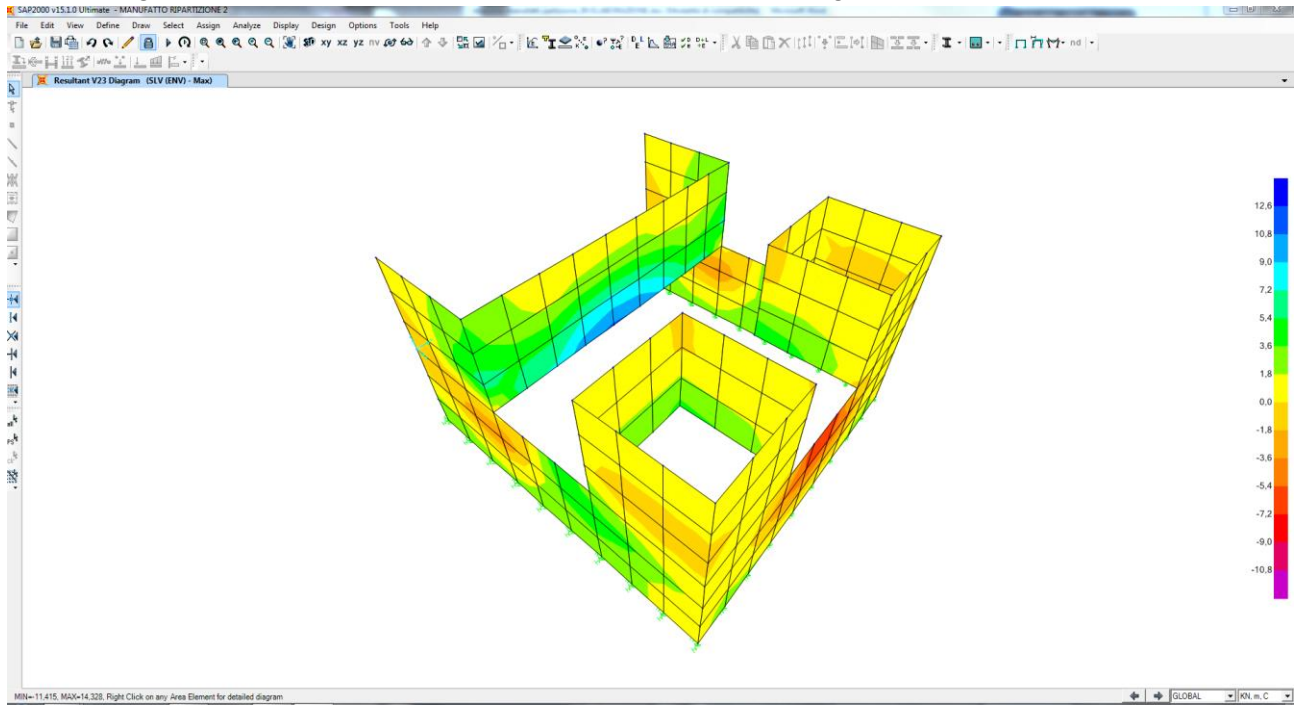
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:

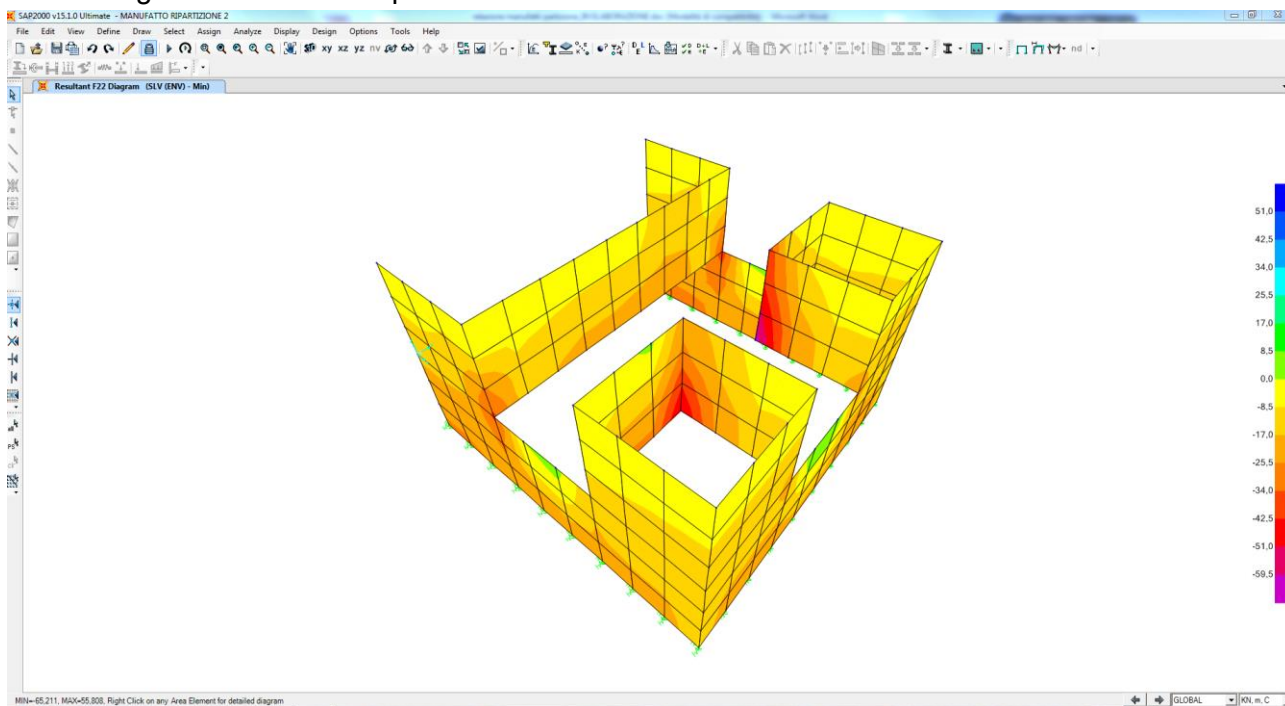


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

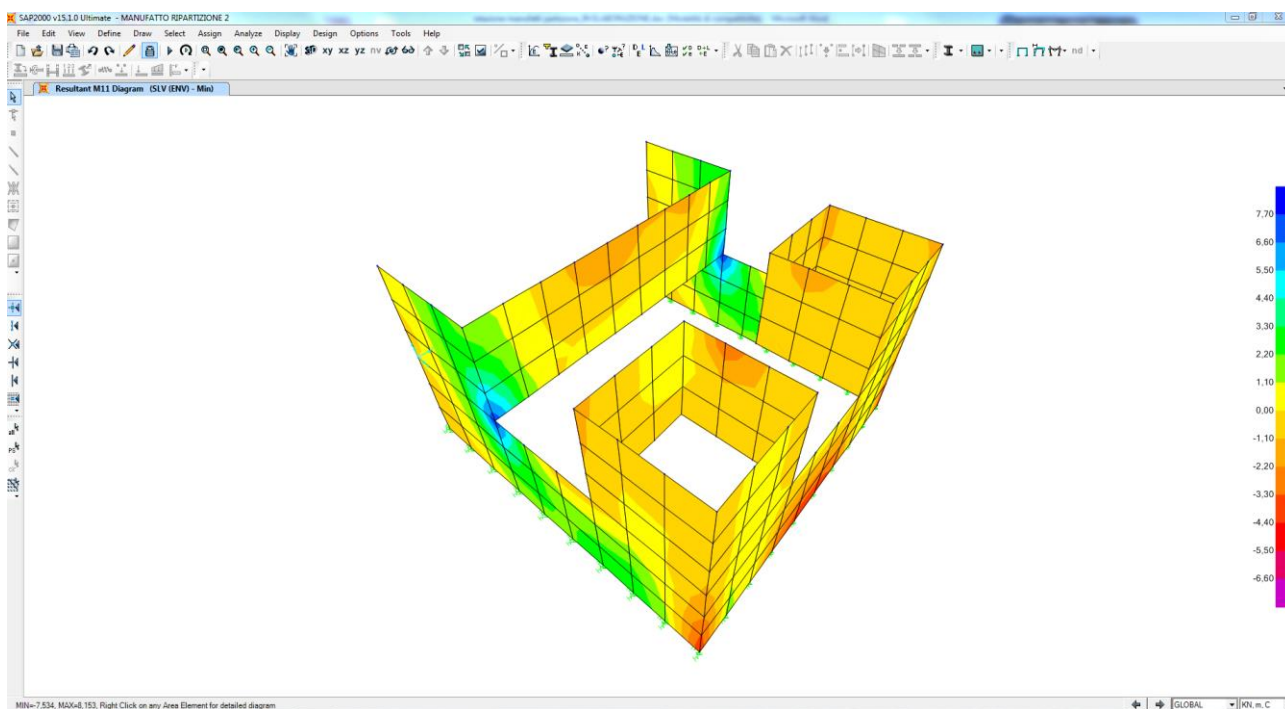


11.4 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

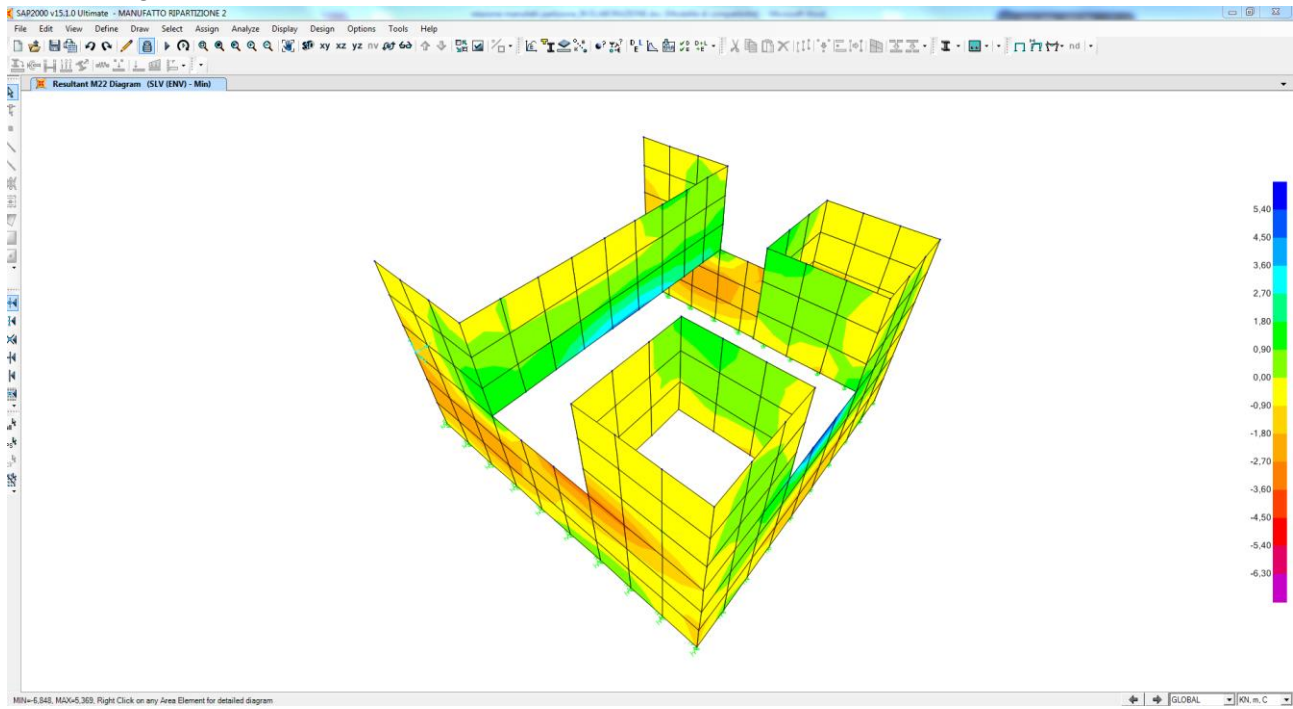
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



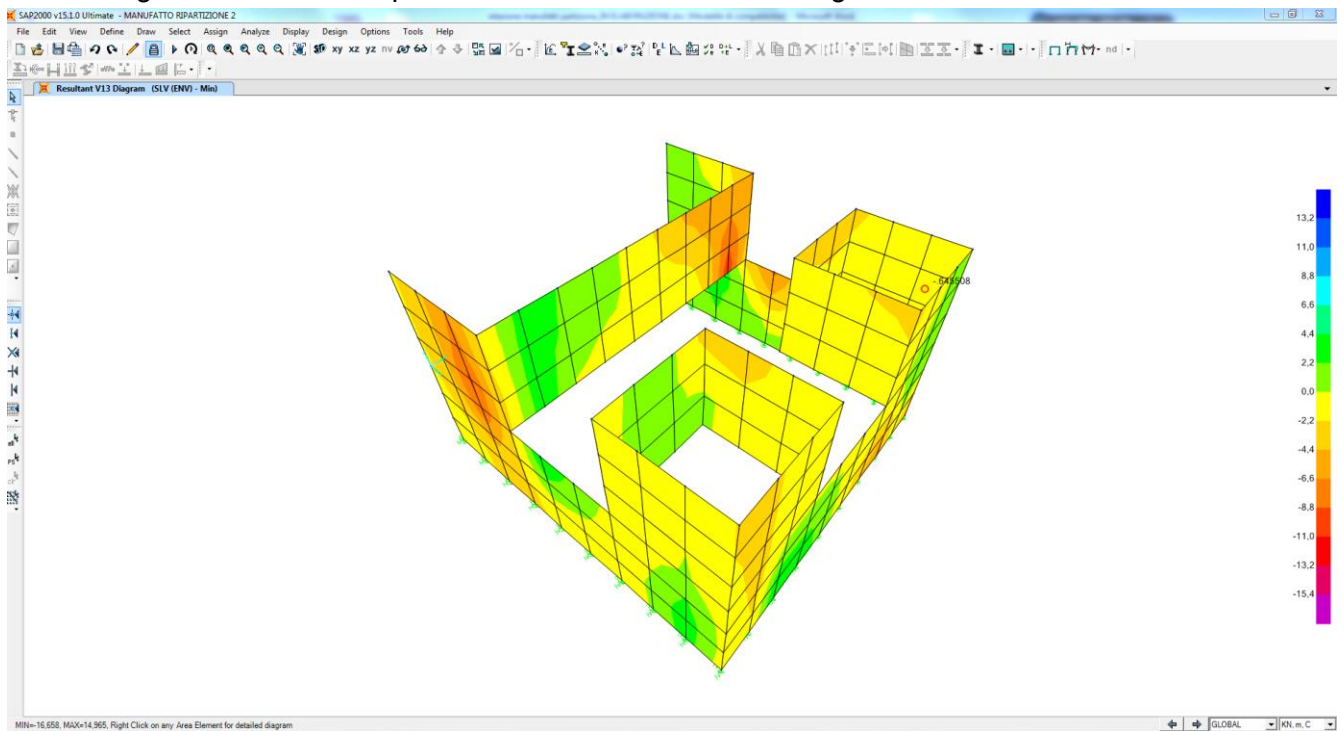
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



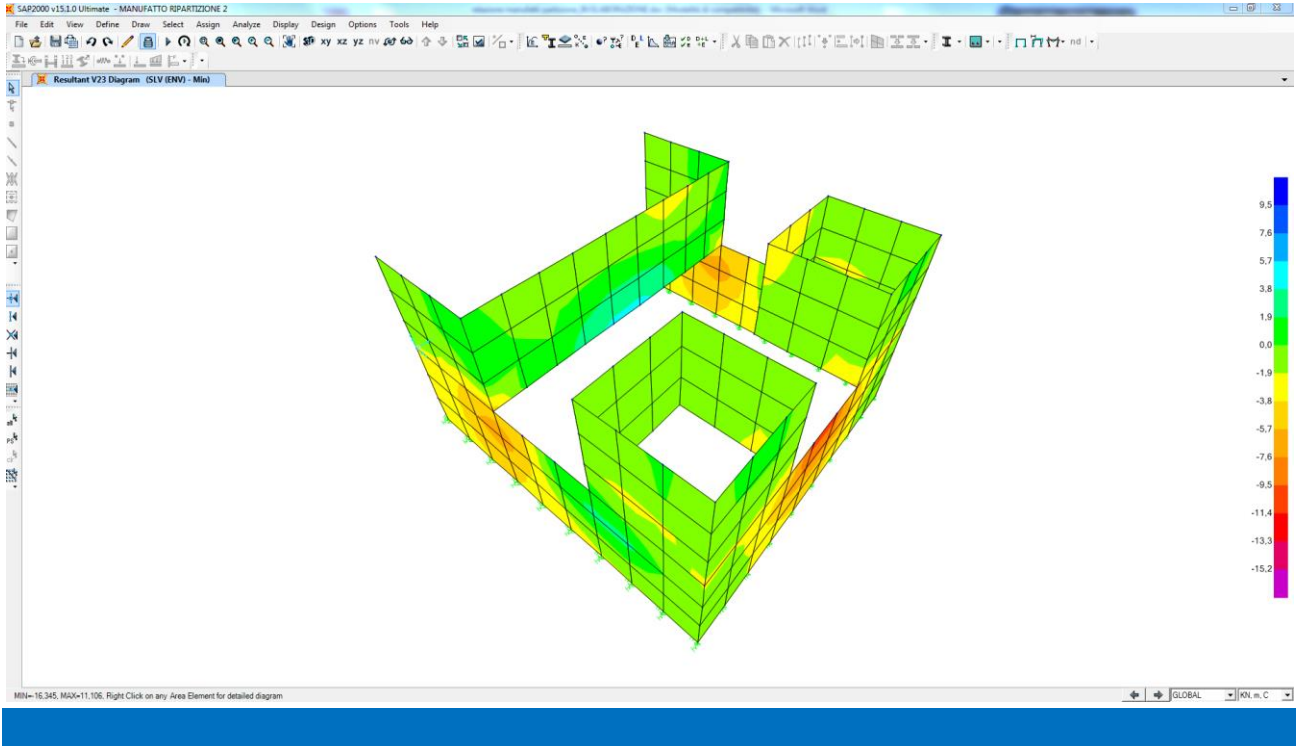
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:



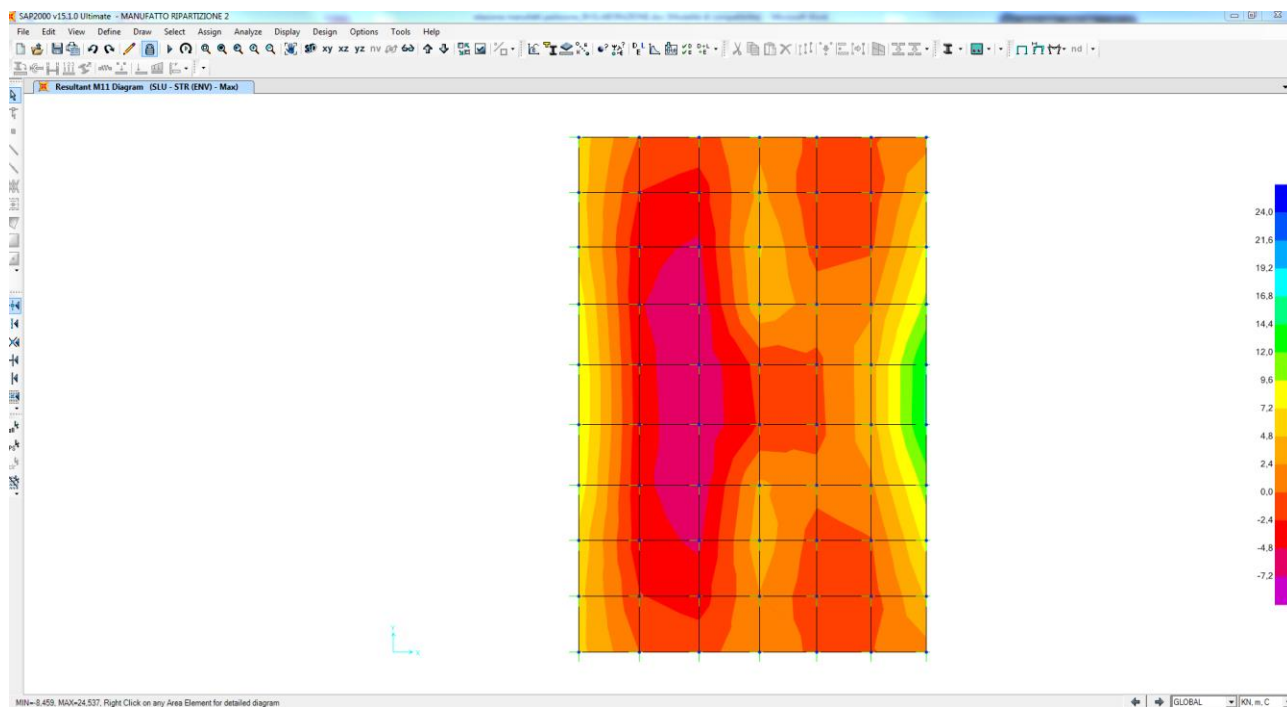
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:



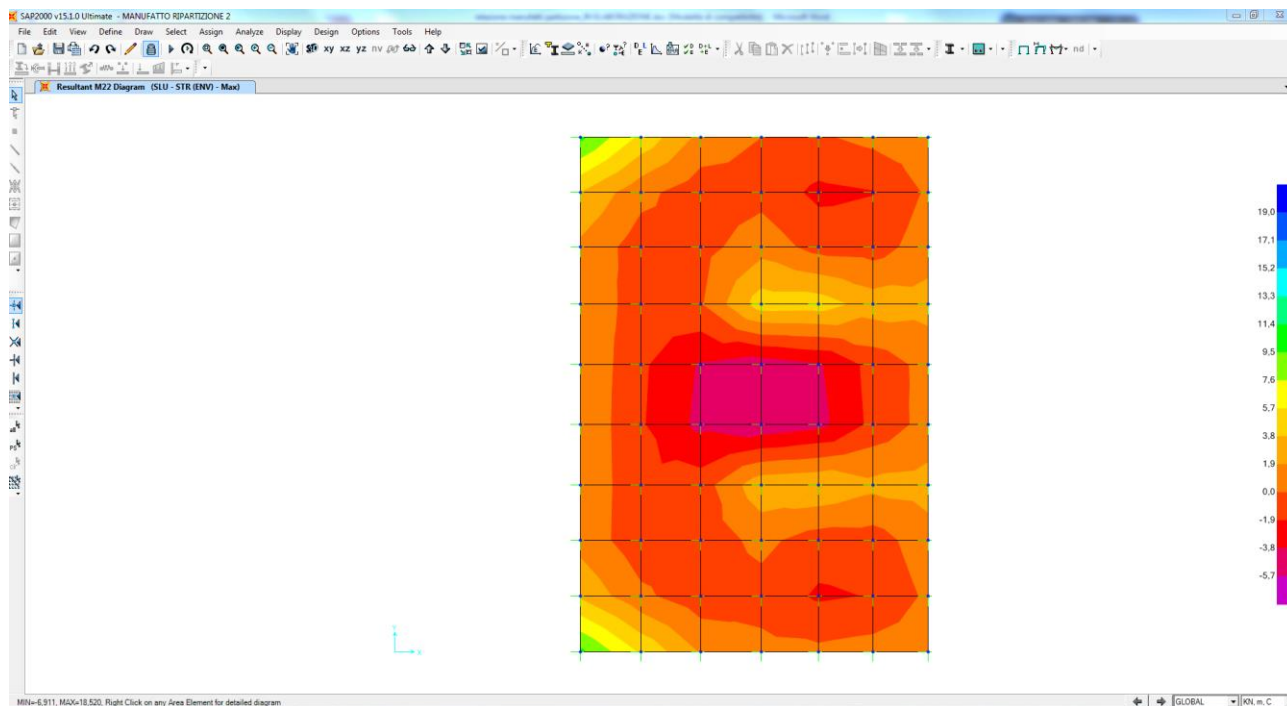
12 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

12.1 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR (INVILUPPO DEI VALORI MASSIMI)

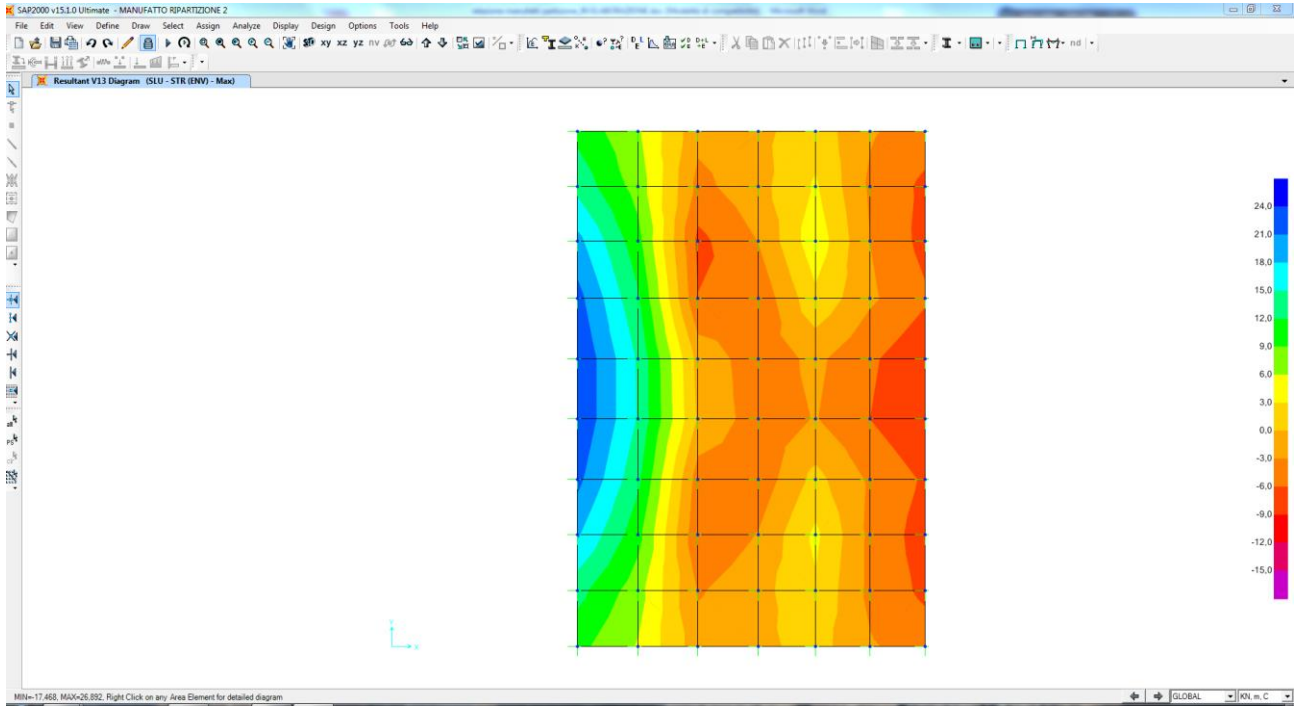
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



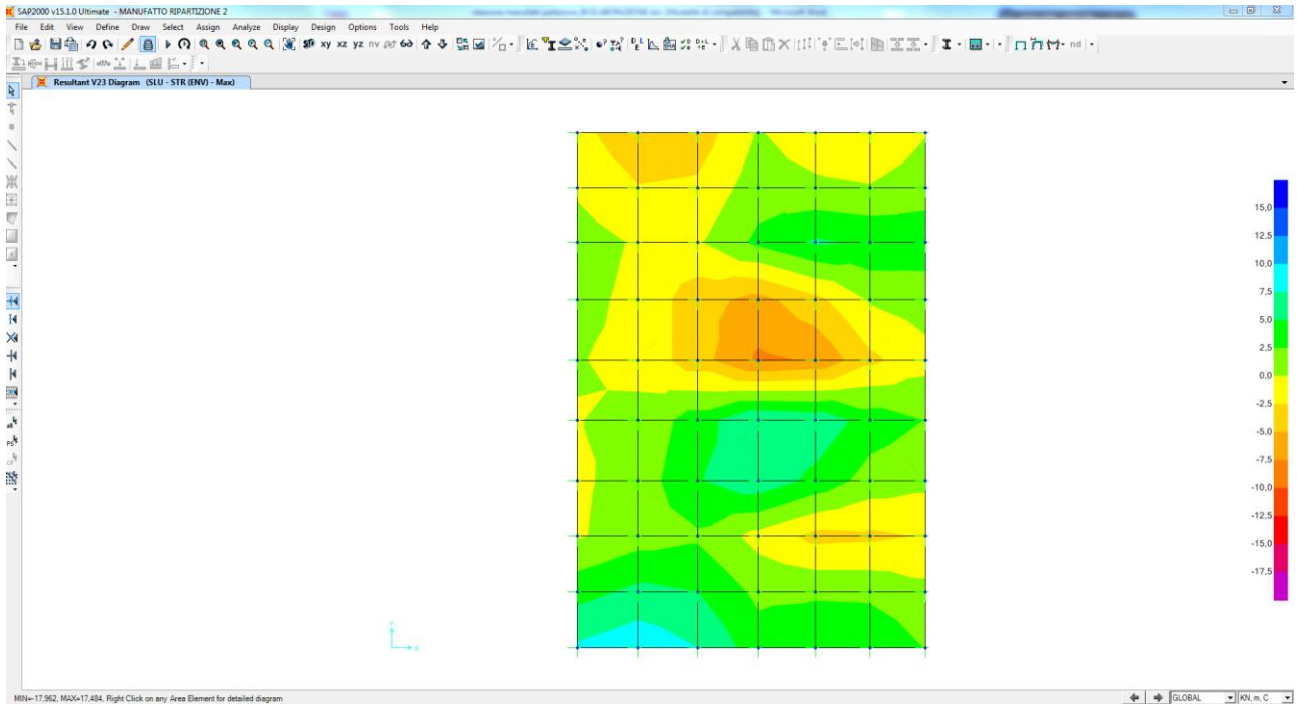
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:

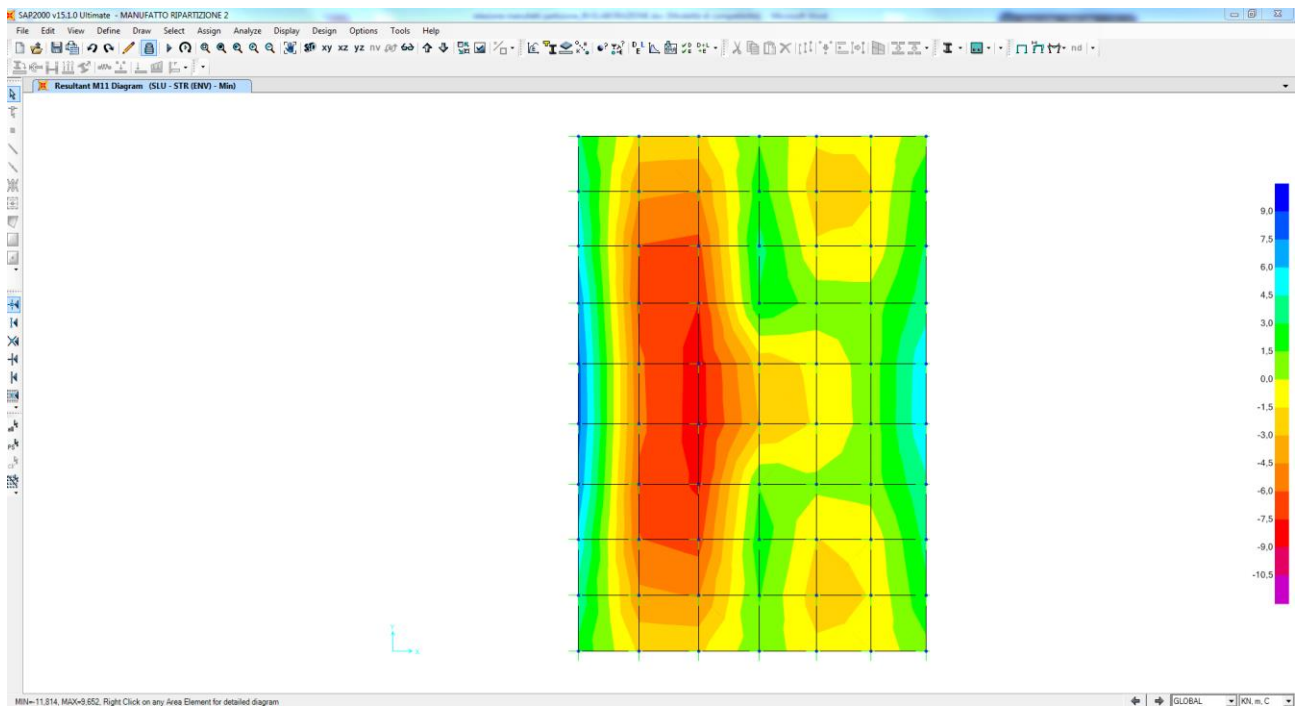


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

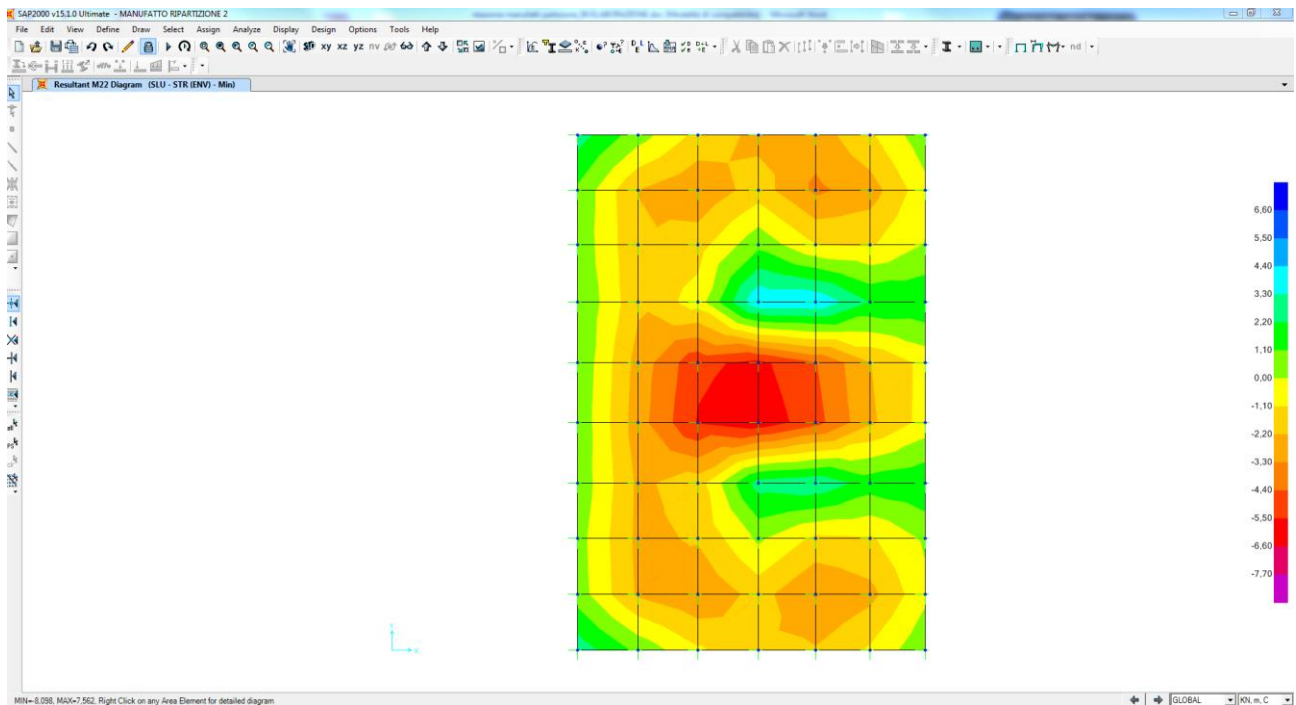


12.2 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

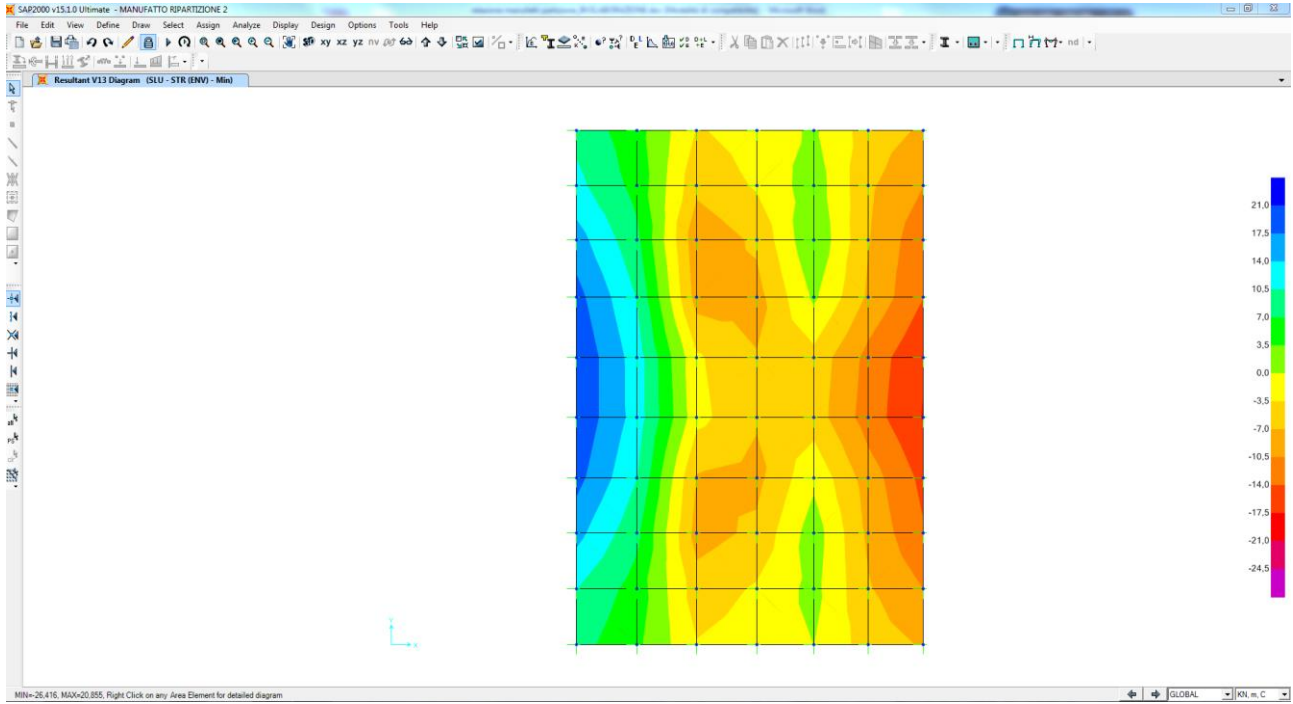
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



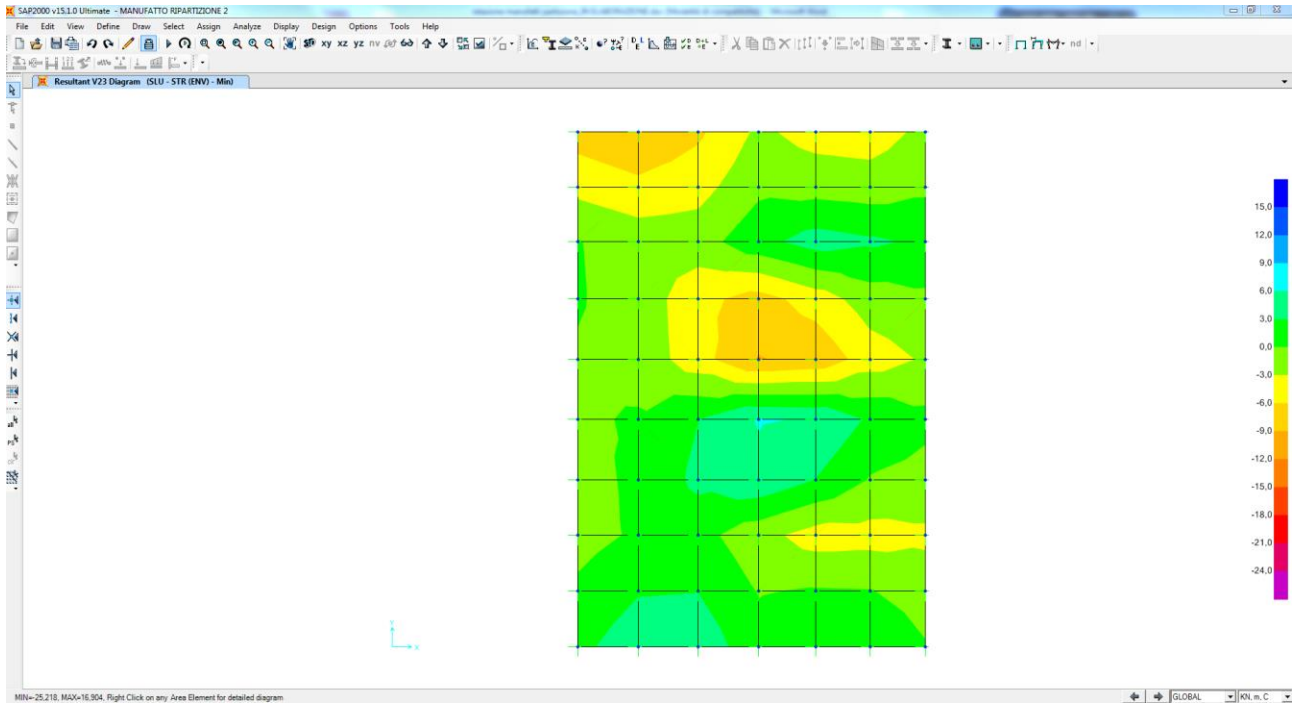
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:

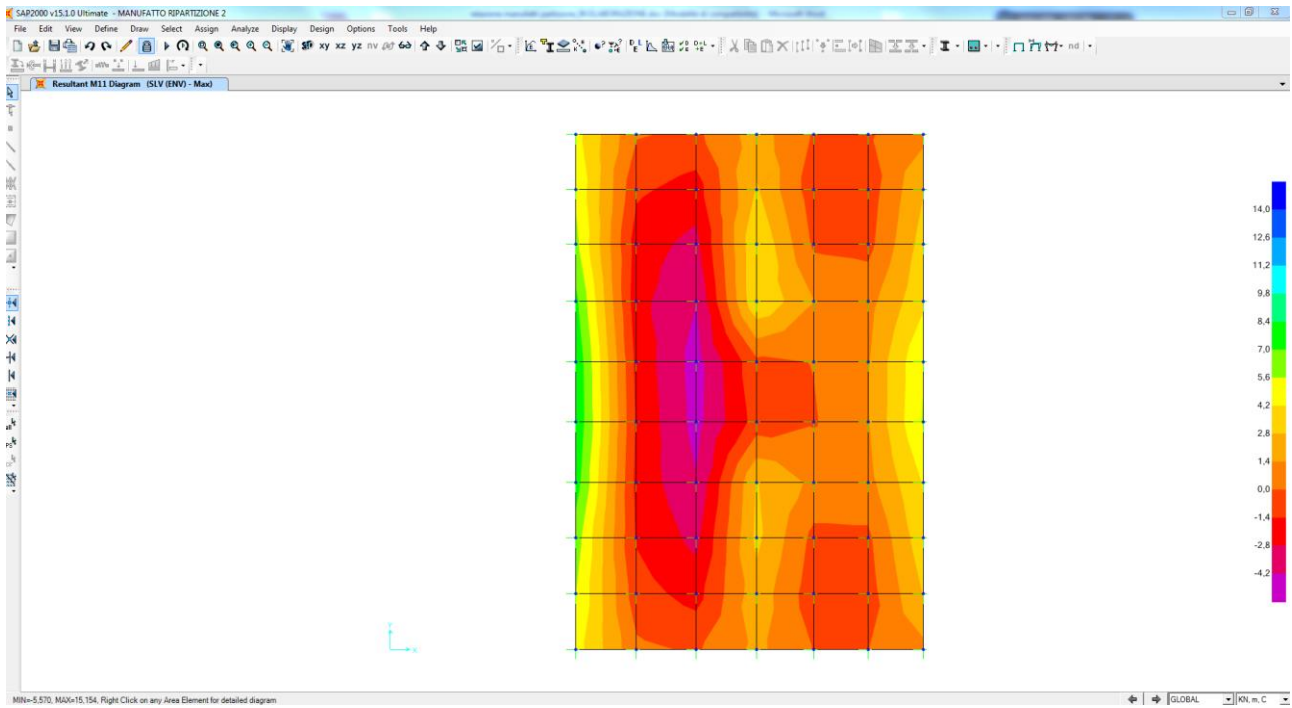


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

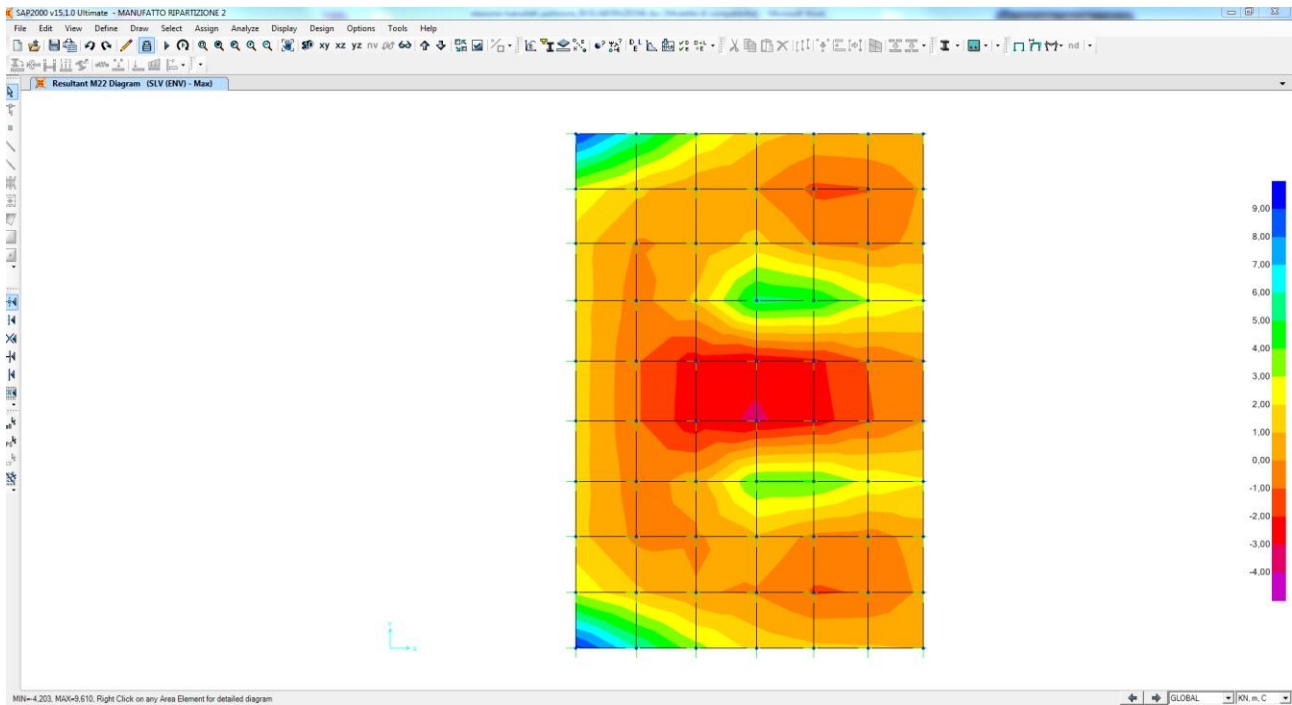


12.3 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MASSIMI)

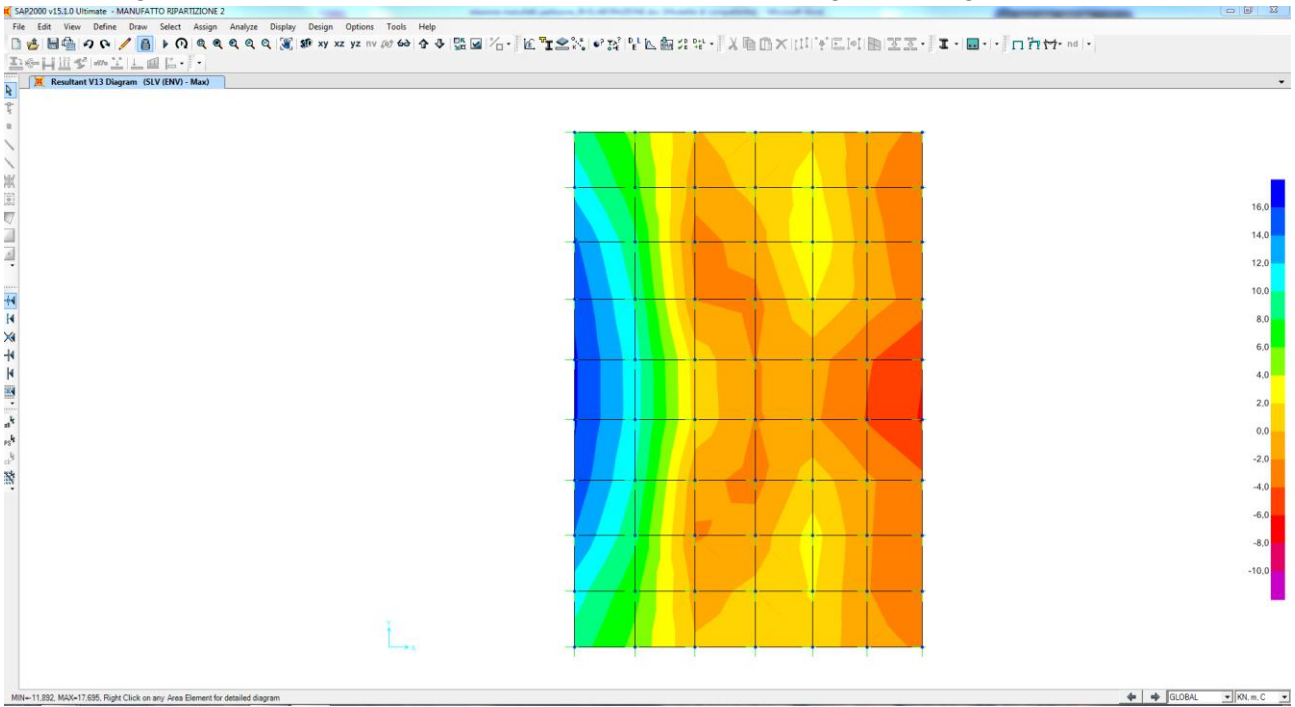
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



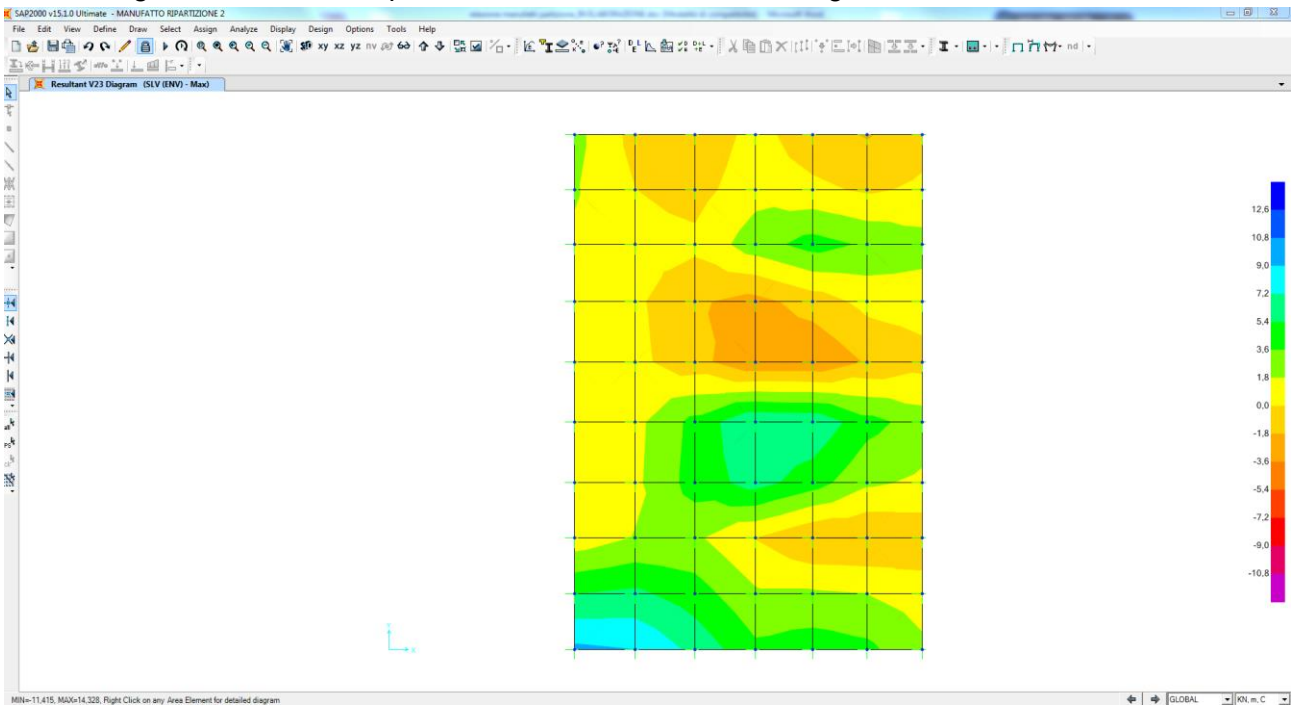
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:

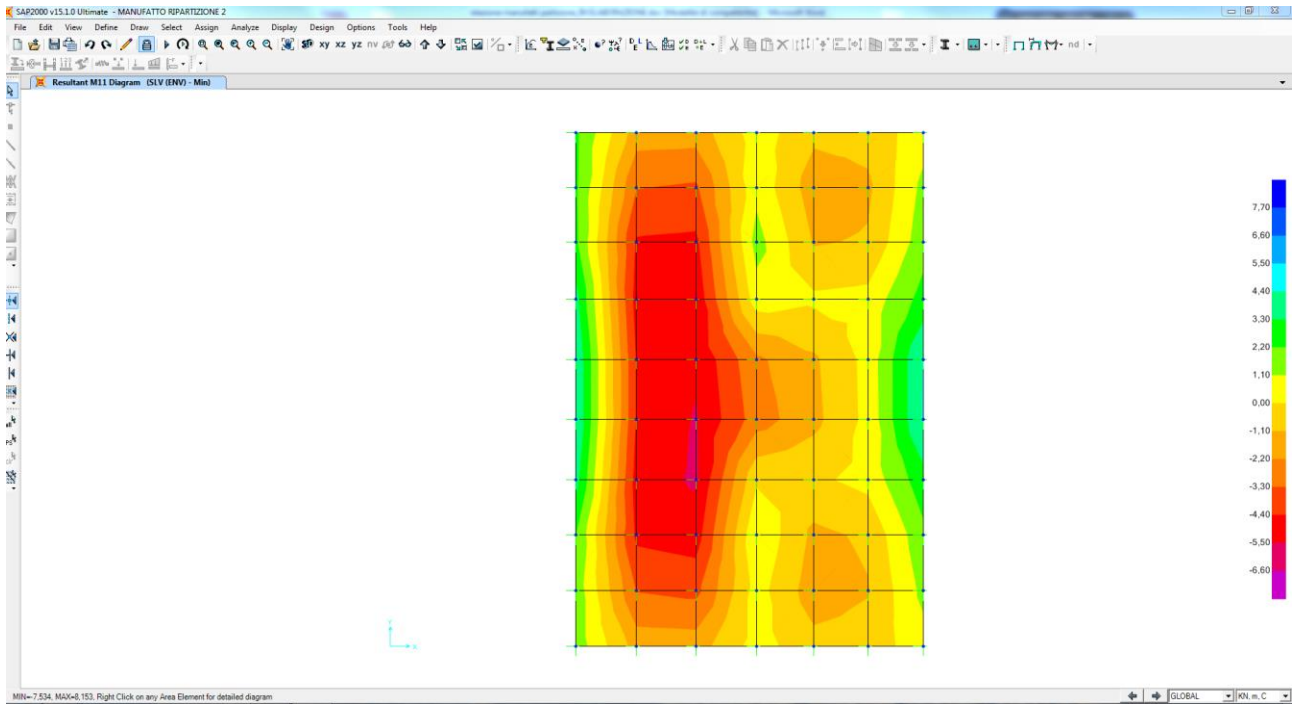


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

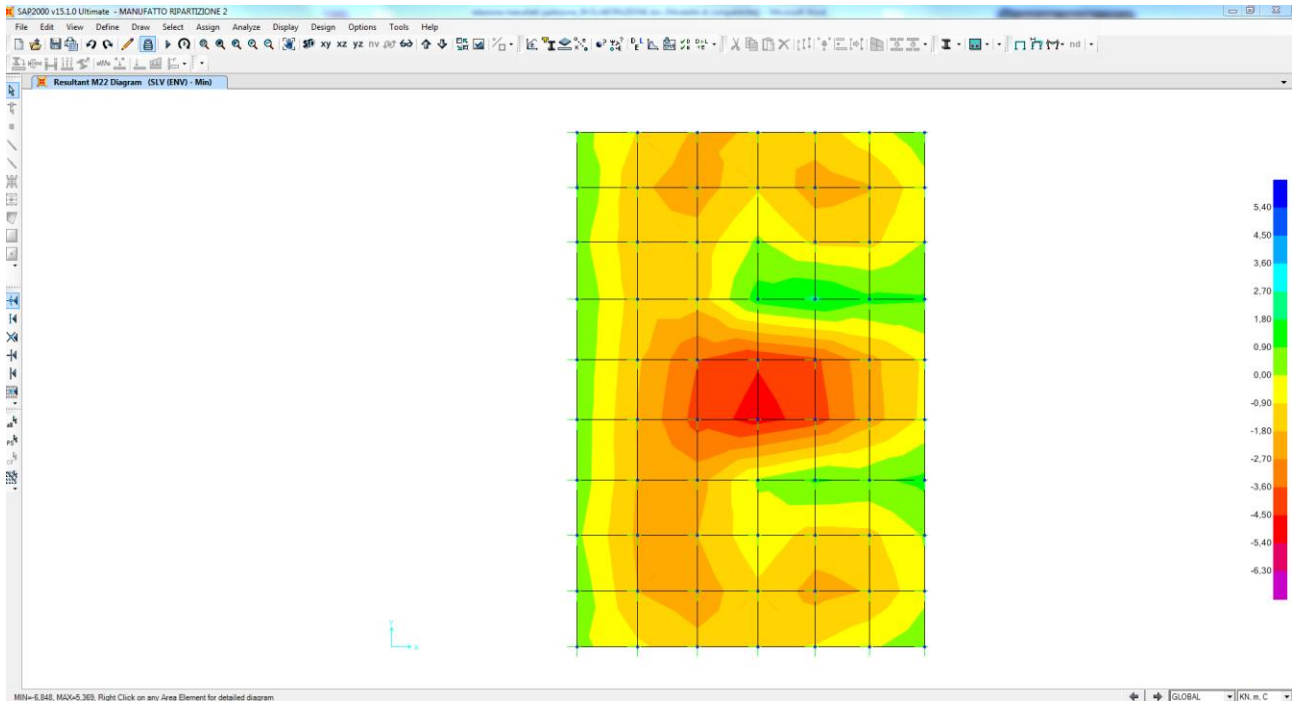


12.4 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

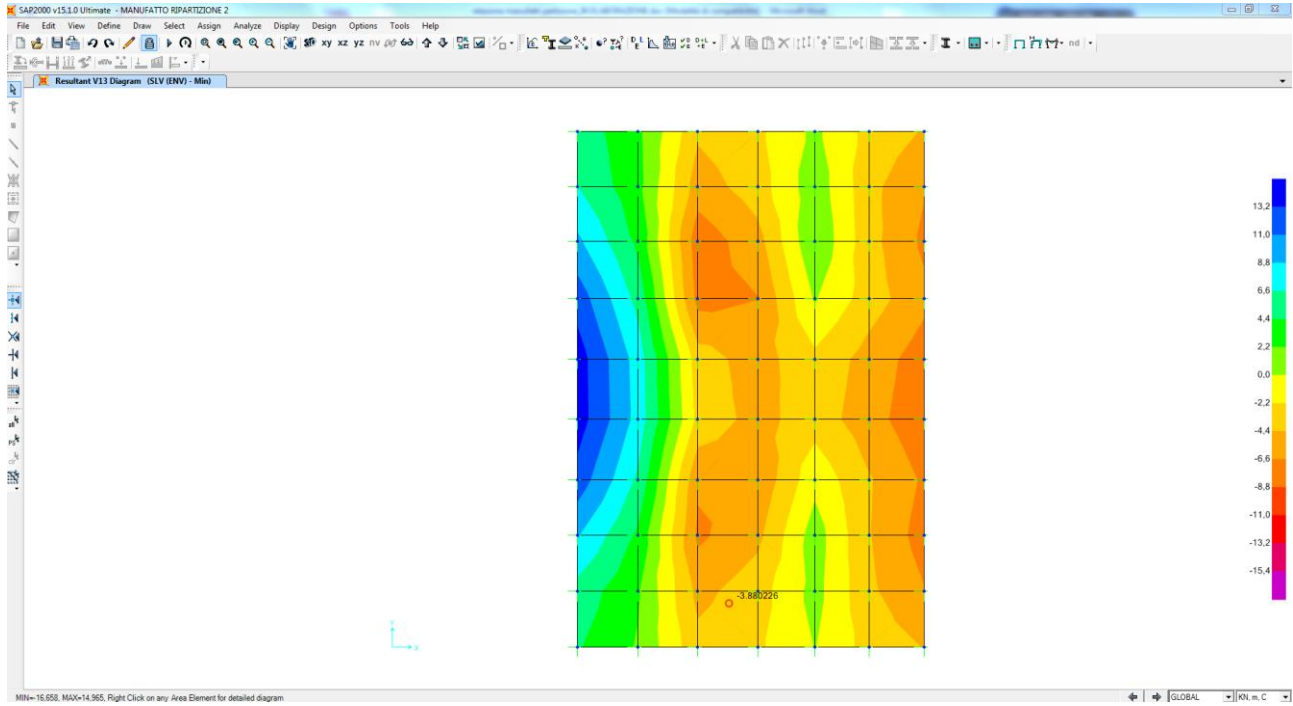
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



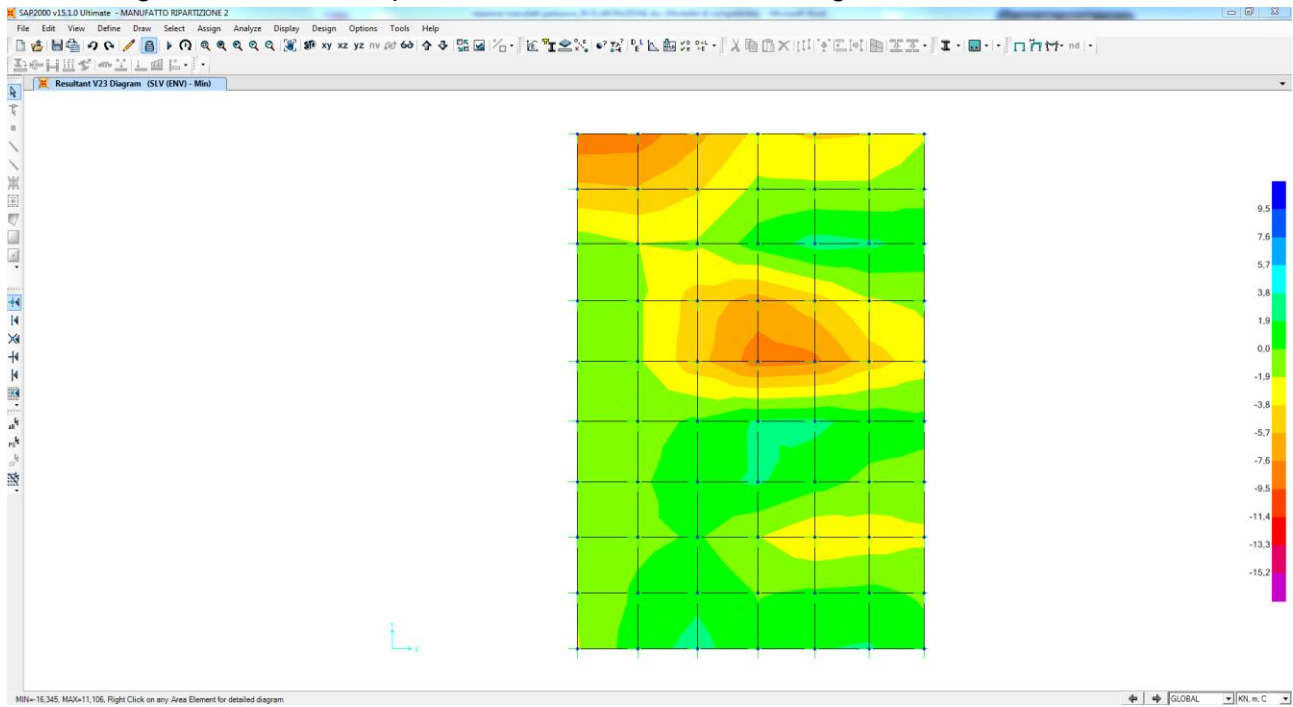
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:



13 PARETI VERTICALI – VERIFICHE STRUTTURALI

13.1 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Per ciascuna combinazione di carico sono state considerate le seguenti condizioni:

- N_{max}
- $M_{vert,max}$
- $M_{oriz,max}$
- $V_{vert,max}$
- $V_{oriz,max}$

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori di calcolo delle azioni sollecitanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	N_{sd} (kN)	$M_{vert, sd}$ (M11) (kNm)	$M_{oriz, sd}$ (M22) (kNm)	$V_{vert, sd}$ (V13) (kN)	$V_{oriz, sd}$ (V23) (kN)
SLE - QP	N_{max}	-62,78	0,52	2,67	-0,40	2,12
	$M_{vert,max}$	-7,52	12,90	3,41	14,45	4,17
	$M_{oriz,max}$	19,39	1,97	13,07	0,16	-17,71
	$V_{vert,max}$	-7,52	12,90	3,41	14,45	4,17
	$V_{oriz,max}$	19,39	1,97	13,07	0,16	-17,71
SLE - FREQ	N_{max}	-62,75	0,64	2,90	-0,50	2,56
	$M_{vert,max}$	-10,42	16,84	4,56	18,52	5,11
	$M_{oriz,max}$	19,35	1,86	12,94	0,14	-17,44
	$V_{vert,max}$	-10,42	16,84	4,56	18,52	5,11
	$V_{oriz,max}$	12,03	-2,40	2,30	0,15	-17,58
SLE - RARA	N_{max}	-62,74	0,68	2,98	-0,53	2,70
	$M_{vert,max}$	-11,38	18,15	4,94	19,87	5,42
	$M_{oriz,max}$	19,34	1,82	12,89	0,14	-17,35
	$V_{vert,max}$	-11,38	18,15	4,94	19,87	5,42
	$V_{oriz,max}$	12,03	-2,39	2,27	0,14	-17,54
SLU - STR	N_{max}	-86,13	0,97	4,15	-0,79	3,75
	$M_{vert,max}$	-14,09	24,54	6,62	26,89	7,30
	$M_{oriz,max}$	27,39	2,64	18,52	0,18	-24,96
	$V_{vert,max}$	-14,09	24,54	6,62	26,89	7,30
	$V_{oriz,max}$	17,14	-3,44	3,27	0,19	-25,22
SLV	N_{max}	-65,21	0,22	3,09	-0,04	2,54
	$M_{vert,max}$	-13,81	15,15	4,45	17,70	5,03
	$M_{oriz,max}$	60,15	3,46	9,30	6,34	8,74
	$V_{vert,max}$	-13,81	15,15	4,45	17,70	5,03
	$V_{oriz,max}$	-8,39	-0,66	-3,15	0,52	-16,34

Le azioni normali di compressione sono indicate con segno negativo.

13.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura verticale è realizzata mediante:

- Ø16/20 interni
- Ø16/20 esterni

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

- Ø12/20 interni
- Ø12/20 esterni

L'armatura a taglio è costituita da Ø10/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

13.3.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 7,52$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 12,90$ kNm.

The screenshot shows the software interface for the vertical load verification (M11). The main window displays the following data:

- Titolo:** (empty)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	10,05	34,2
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. Metodo n
 - N_{Ed} : 7,52 kN
 - M_{xEd} : 12,9 kNm
 - M_{yEd} : 0
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. Metodo n
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67,5%, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², ϵ_{s/E_c} 15, ϵ_{syd} 1,957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{c1} 1,971
 - C28/35: ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 15,87
- Results:**
 - σ_c : -0,8956 N/mm²
 - σ_s : 37,5 N/mm²
 - ϵ_s : 0,1875%
 - d : 34,2 cm
 - x : 9,02, x/d : 0,2637
 - δ : 0,7697
- Iterations:** 4
- Buttons:** Verifica, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,89 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 37,5 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 13,07$ kNm.

The screenshot shows the software interface for the horizontal load verification (M22). The main window displays the following data:

- Titolo:** (empty)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	7,2
2	5,65	32,8
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. Metodo n
 - N_{Ed} : 0 kN
 - M_{xEd} : 13,07 kNm
 - M_{yEd} : 0
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U. Metodo n
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67,5%, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², ϵ_{s/E_c} 15, ϵ_{syd} 1,957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{c1} 1,971
 - C28/35: ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 15,87
- Results:**
 - σ_c : -1,294 N/mm²
 - σ_s : 75,46 N/mm²
 - ϵ_s : 0,3773%
 - d : 32,8 cm
 - x : 6,712, x/d : 0,2046
 - δ : 0,7
- Iterations:** 5
- Buttons:** Verifica, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,294 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 75,46 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 10,42$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 16,84$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M11

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 10,42 kN
 M_{Ed} 0 16,84 kNm
 M_{Ed} 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

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,97
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,9
 E_{syd} 1,957 % $C_{c,adm}$ 11
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -1,169 N/mm²
 σ_s 48,66 N/mm²

ϵ_s 0,2433 %
 d 34,2 cm
 x 9,061 x/d 0,265
 δ 0,7712

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,169 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 48,66 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 12,94$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M22

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	7,2
			2	5,65	32,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{Ed} 0 12,94 kNm
 M_{Ed} 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

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,97
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,9
 E_{syd} 1,957 % $C_{c,adm}$ 11
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -1,281 N/mm²
 σ_s 74,71 N/mm²

ϵ_s 0,3735 %
 d 32,8 cm
 x 6,712 x/d 0,2046
 δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,28 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 74,71 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 11,38$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 18,15$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M11

Titolo: []

N° figure elementari: 1 | Zoom

N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 0 | 11,38 kN
 M_{Ed}: 0 | 18,15 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls

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

Materiali: B450C | C28/35

E_{su} : 67,5 %
 f_{yd} : 391,3 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm²
 E_s/E_c : 15
 E_{syd} : 1,957 %
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²

E_{c2} : 2 %
 E_{cu} : 3,5
 f_{cd} : 15,87
 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $\sigma_{c,adm}$: 11
 τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

σ_c : -1,26 N/mm²
 σ_s : 52,37 N/mm²
 ϵ_s : 0,2618 ‰
 d : 34,2 cm
 x : 9,071 | x/d : 0,2652
 δ : 0,7715

Verifica | N° iterazioni: 4 | Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,26 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 52,37 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 12,89$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M22

Titolo: []

N° figure elementari: 1 | Zoom

N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	7,2
			2	5,65	32,8

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed}: 0 | 0 kN
 M_{Ed}: 0 | 12,89 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls

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

Materiali: B450C | C28/35

E_{su} : 67,5 %
 f_{yd} : 391,3 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm²
 E_s/E_c : 15
 E_{syd} : 1,957 %
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²

E_{c2} : 2 %
 E_{cu} : 3,5
 f_{cd} : 15,87
 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $\sigma_{c,adm}$: 11
 τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

σ_c : -1,276 N/mm²
 σ_s : 74,42 N/mm²
 ϵ_s : 0,3721 ‰
 d : 32,8 cm
 x : 6,712 | x/d : 0,2046
 δ : 0,7

Verifica | N° iterazioni: 5 | Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,276 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 74,42 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE VERTICALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

La verifica semplificata allo SL di fessurazione vine condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 17.01.2018, par. 4.1.2.2.4.4, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	37,50	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	48,66	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 17.01.2018, par. 4.1.2.2.4.4, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ 75,46 [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 12 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 20,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ 74,71 [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 12 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 20,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

13.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE VERTICALE

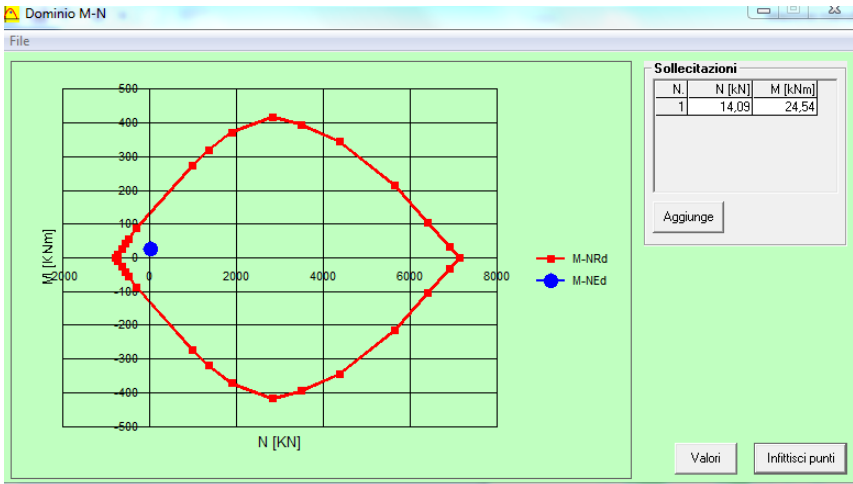
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 14,09$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 24,54$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 136,6$ kNm > $M_{sd} = 24,54$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 18,52 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M22

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	7,2
			2	5,65	32,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 18,52 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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. Metodo n
 Tipo flessione Retta Deviata

M_{Rd} 82,09 kNm

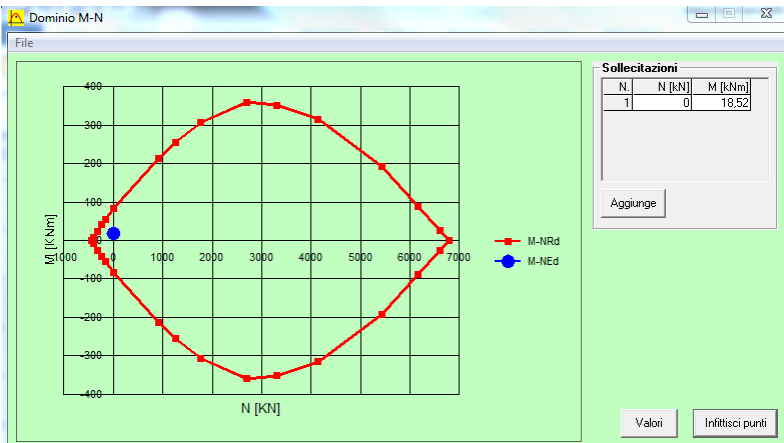
Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 29,93 %
 d 32,8 cm
 x 3,434 x/d 0,1047
 δ 0,7

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 82,09 \text{ kNm} > M_{Sd} = 18,52 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE VERTICALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 26,89$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	26,89	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	9,88	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	8,23	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	125,20	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	125,20	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	4,66	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE ORIZZONTALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 25,22$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	25,22	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	9,88	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	8,23	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	125,20	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	125,20	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	4,96	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

14.1 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Per ciascuna combinazione di carico sono state considerate le seguenti condizioni:

- $M_{long,max}$
- $M_{trasv,max}$
- $V_{long,max}$
- $V_{trasv,max}$

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori di calcolo delle azioni sollecitanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	$M_{trasv,Sd}$ (M11) (kNm)	$M_{long,Sd}$ (M22) (kNm)	$V_{trasv,Sd}$ (V13) (kN)	$V_{long,Sd}$ (V23) (kN)
SLE - QP	$M_{trasv,max}$	10,74	0,08	-13,75	-0,16
	$M_{long,max}$	-7,11	-5,64	-9,72	9,36
	$V_{trasv,max}$	-4,75	-2,04	17,51	-0,20
	$V_{long,max}$	-1,10	-4,29	-0,24	-14,69
SLE - FREQ	$M_{trasv,max}$	10,63	0,06	-13,53	-0,13
	$M_{long,max}$	3,81	6,72	6,92	5,03
	$V_{trasv,max}$	-4,34	-1,90	17,78	-0,16
	$V_{long,max}$	-1,04	-4,30	-0,15	-14,65
SLE - RARA	$M_{trasv,max}$	10,59	0,05	-13,45	-0,12
	$M_{long,max}$	4,13	7,33	7,18	5,45
	$V_{trasv,max}$	-4,20	-1,85	17,87	-0,14
	$V_{long,max}$	-1,02	-4,31	-0,12	-14,64
SLU - STR	$M_{trasv,max}$	15,14	0,13	-18,98	-0,17
	$M_{long,max}$	5,57	9,90	9,69	7,35
	$V_{trasv,max}$	-5,84	-2,45	24,42	-0,20
	$V_{long,max}$	-1,40	-5,90	-0,16	-19,93
SLV	$M_{trasv,max}$	8,46	1,62	16,43	0,19
	$M_{long,max}$	3,46	9,30	6,34	8,74
	$V_{trasv,max}$	-4,49	-0,23	-16,47	1,05
	$V_{long,max}$	-0,66	-3,15	0,52	-16,34

14.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale è realizzata mediante:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti Ø16/80x40. Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

14.3.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 10,74$ kNm.

Verifica CA. S.L.U. - File: [] [] []

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

Titolo : []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6,4
			2	10,05	33,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 10,74 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro
 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 ‰, σ_c: -0,7746 N/mm², σ_s: 35,01 N/mm²
 f_{yd}: 391,3 N/mm², ε_{cu}: 3,5 ‰, ε_s: 0,175 ‰, d: 33,6 cm
 E_s: 200.000 N/mm², f_{cd}: 15,87, ε_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0,8, x: 8,373, x/d: 0,2492
 E_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0,8, ε_{syd}: 1,957 ‰, σ_{c,adm}: 11, τ_{co}: 0,6667, τ_{c1}: 1,971
 σ_{s,adm}: 255 N/mm², τ_{c1}: 1,971

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,77 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 35,01 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -5,64$ kNm.

Verifica CA. S.L.U. - File: M22.zattera [] [] []

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

Titolo : []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	4,8
			2	10,05	35,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 5,64 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro
 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 ‰, σ_c: -0,3633 N/mm², σ_s: 17,46 N/mm²
 f_{yd}: 391,3 N/mm², ε_{cu}: 3,5 ‰, ε_s: 0,0873 ‰, d: 35,2 cm
 E_s: 200.000 N/mm², f_{cd}: 15,87, ε_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0,8, x: 8,373, x/d: 0,2379
 E_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0,8, ε_{syd}: 1,957 ‰, σ_{c,adm}: 11, τ_{co}: 0,6667, τ_{c1}: 1,971
 σ_{s,adm}: 255 N/mm², τ_{c1}: 1,971

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,36 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 17,46 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 10,63 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M11 zattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6,4
			2	10,05	33,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 10,63 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Materiali: B450C, C28/35

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -0,7667 N/mm²
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰ σ_s : 34,65 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87 ‰ ϵ_s : 0,1732 ‰
 ϵ_s / ϵ_c : 15 f_{cc} / f_{cd} : 0,8 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 d : 33,6 cm
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667 x : 8,373 x/d : 0,2492
 τ_{c1} : 1,971 δ : 0,7515

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,76 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 34,65 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 6,72 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M22 zattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	4,8
			2	10,05	35,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 6,72 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Materiali: B450C, C28/35

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -0,4329 N/mm²
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰ σ_s : 20,8 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87 ‰ ϵ_s : 0,104 ‰
 ϵ_s / ϵ_c : 15 f_{cc} / f_{cd} : 0,8 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 d : 35,2 cm
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667 x : 8,373 x/d : 0,2379
 τ_{c1} : 1,971 δ : 0,7373

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,43 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 20,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 10,59$ kNm.

The screenshot shows the software interface for the verification of a cross-section (M11 zattera). The main window displays the following data:

- Section Properties:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	6,4
			2	10,05	33,6
- Applied Forces:**
 - N: 0 kN
 - M_{Ed}: 10,59 kNm
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- Materials:**
 - B450C: $\epsilon_{su} = 67,5\%$, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{s/E_c} = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c1} = 1,971$
 - C28/35: $\epsilon_{c2} = 2$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 15,87$, $\tau_{co} = 0,6667$
- Stress Results:**
 - $\sigma_c = -0,7638$ N/mm²
 - $\sigma_s = 34,52$ N/mm²
 - $\epsilon_s = 0,1726$
 - $d = 33,6$ cm
 - $x = 8,373$, $x/d = 0,2492$
 - $\delta = 0,7515$
- Verification:** N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,76 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 34,52 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 7,33$ kNm.

The screenshot shows the software interface for the verification of a cross-section (M22 zattera). The main window displays the following data:

- Section Properties:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	4,8
			2	10,05	35,2
- Applied Forces:**
 - N: 0 kN
 - M_{Ed}: 7,33 kNm
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- Materials:**
 - B450C: $\epsilon_{su} = 67,5\%$, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{s/E_c} = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{c1} = 1,971$
 - C28/35: $\epsilon_{c2} = 2$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 15,87$, $\tau_{co} = 0,6667$
- Stress Results:**
 - $\sigma_c = -0,4722$ N/mm²
 - $\sigma_s = 22,69$ N/mm²
 - $\epsilon_s = 0,1135$
 - $d = 35,2$ cm
 - $x = 8,373$, $x/d = 0,2379$
 - $\delta = 0,7373$
- Verification:** N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,47 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 22,69 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 17.01.2018, par. 4.1.2.2.4.4, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	35,01 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		s_{max}	20,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:		\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	34,65 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		s_{max}	20,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:		\varnothing_{max}	32,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		s_{max}	300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

14.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 17.01.2018, par. 4.1.2.2.4.4, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w_1
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	17,46 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w_2
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	20,80 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00 [mm]

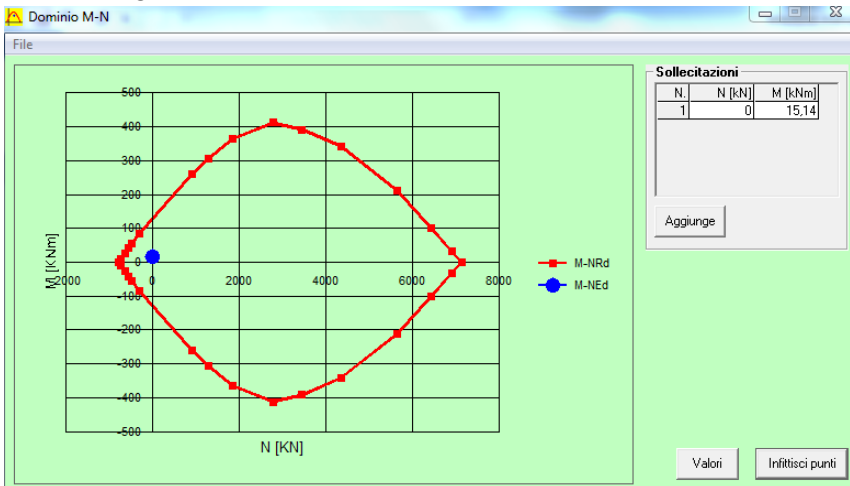
VERIFICA POSITIVA

14.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 15,14$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 134,20$ kNm > $M_{Sd} = 15,14$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 9,90$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: M22 zattera

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

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	4,8
			2	10,05	35,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 9,90 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

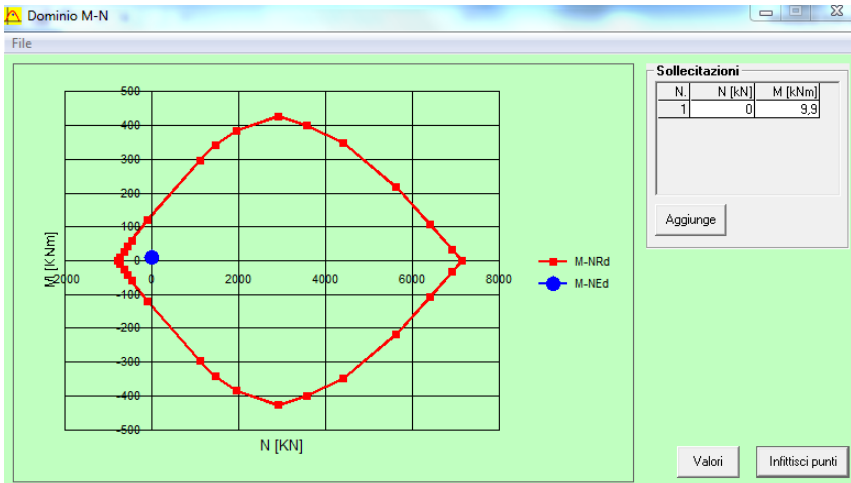
Precompresso

Materiali
 B450C 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} 135,8 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 26,87 ‰
 d 35,2 cm
 x 4,057 x/d 0,1153
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 135,80$ kNm > $M_{Sd} = 9,90$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE TRASVERSALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 24,42$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	24,42	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	16,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	2,01	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	6,28	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, par.4.1.2.3.5.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	8,23	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	79,64	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	79,64	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,26	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE LONGITUDINALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 19,93$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	19,93	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	16,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	2,01	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	6,28	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, par.4.1.2.3.5.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f'_{yd}	8,23	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	79,64	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	79,64	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	4,00	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA