

S.S. N. 9 "VIA EMILIA"

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira <small>(Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</small>	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</small>	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo <small>Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</small>	INTEGRAZIONE PRESTAZIONI Ing. Renato Del Prete	PROGETTISTA Ing. Valerio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>
			PROGETTAZIONE STRADALE Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>	PROGETTAZIONE IDRAULICA Ing. Fabrizio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>
 Ing. Valerio Bajetti <small>Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</small>	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</small>	 E&G Engineering & Graphics S.r.l. Ing. Gabriele Incecchi <small>Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</small>	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI Ing. Renato Vaira <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI Ing. Nicola Ligas <small>(I.T. S.r.l.)</small>
			COMPUTI Ing. Valerio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>	CANTIERISTICA Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>
 Prof. Ing. Matteo Ranieri <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</small>	ECOPLAN Arch. Nicoletta Frattini <small>Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</small>	ARKE INGEGNERIA s.r.l. Ing. Gioacchino Angarano <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</small>	GEOLOGIA Dott. Danilo Gallo	GEOTECNICA Ing. Gianfranco Sodero <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>
			AMBIENTE Dott. Emilio Macchi <small>(ECOPLAN S.r.l.)</small>	SICUREZZA Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	PROGETTISTA  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Danilo GALLO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI
--	---	--	---	---

<h1>LB11</h1>	<h2>L - PROGETTO STRUTTURALE TOMBINATURE IDRAULICHE</h2> <p>LB - RELAZIONI DI CALCOLO TOMBINATURE E OPERE MINORI RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTI DI PARTIZIONE</p>
---------------	---

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. COMI E 1701	NOME FILE LB11-T00TM00STRRE11_B.dwg CODICE ELAB. T00TM00STRRE11	REVISIONE B	SCALA: -----
---	--	---------------------------	---------------------

D				
C				
B	EMISSIONE A SEGUITO PARERE REGIONE LOMBARDIA E CONSORZIO BONIFICA MUZZA	GIUGNO 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI
A	EMISSIONE	DICEMBRE 2017	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO
				APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	UNITA' DI MISURA	5
5	MATERIALI	6
5.1	Calcestruzzo	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	6
5.2	Acciaio	6
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	7
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	8
7.2	Definizione della strategia progettuale	9
7.3	Parametri di calcolo	11
7.3.1	Parametri numerici sismici	11
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
7.3.4	Fattori di struttura.....	12
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	12
8	ANALISI DEI CARICHI.....	15
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	15
8.2	Peso proprio del gradino in c.a. sulla soletta a tergo della paratoia.....	15
8.3	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	15
8.4	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno.....	15
8.5	Azione sismica.....	15
8.5.1	Azione inerziale delle masse.....	15
8.6	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	15
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	17
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	17
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	17
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	18
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	19
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni.....	20
10	MODELLO DI CALCOLO	21
10.1	Definizione del modello di calcolo.....	21
10.2	Applicazione dei carichi elementari	22
10.2.1	Peso proprio del gradino in c.a.	22
10.2.2	Spinta laterale dei terreni (facce esterne delle pareti caricate)	22
10.2.3	Spinta laterale dei terreni (facce interne delle pareti caricate)	23
10.2.4	Carichi accidentali a tergo del muro (disposizione esterna)	23
10.2.5	Carichi accidentali a tergo del muro (disposizione interna)	24
10.2.6	Inerzia sismica orizzontale longitudinale degli elementi strutturali.....	25
10.2.7	Inerzia sismica orizzontale trasversale degli elementi strutturali	26

10.2.8	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione longitudinale positiva	26
10.2.9	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione longitudinale negativa	27
10.2.10	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione trasversale positiva	27
10.2.11	Sovrappinta dinamica dei terreni – Direzione trasversale negativa	28
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLE PARETI VERTICALI	29
11.1	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori massimi)	29
11.2	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori minimi)	31
11.3	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori massimi)	34
11.4	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori minimi)	36
12	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE	39
12.1	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori massimi)	39
12.2	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR (Inviluppo dei valori minimi)	41
12.3	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori massimi)	43
12.4	Combinazione di inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Inviluppo dei valori minimi)	45
13	PARETI VERTICALI – VERIFICHE STRUTTURALI	47
13.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	47
13.2	Sezione ed armatura di verifica	47
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	48
13.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione verticale	48
13.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione orizzontale	48
13.3.3	Combinazione Frequente – Direzione verticale	49
13.3.4	Combinazione Frequente – Direzione orizzontale	49
13.3.5	Combinazione Rara – Direzione verticale	50
13.3.6	Combinazione Rara – Direzione orizzontale	50
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione verticale	51
13.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione orizzontale	52
13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione verticale	53
13.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	54
13.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione verticale	55
13.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione orizzontale	56
14	ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI	57
14.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	57
14.2	Sezione ed armatura di verifica	57
14.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	58
14.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione trasversale	58
14.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione longitudinale	58
14.3.3	Combinazione Frequente – Direzione trasversale	59
14.3.4	Combinazione Frequente – Direzione longitudinale	59
14.3.5	Combinazione Rara – Direzione trasversale	60
14.3.6	Combinazione Rara – Direzione longitudinale	60

14.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione trasversale	61
14.4.1	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione longitudinale	62
14.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione trasversale	63
14.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	64
14.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione trasversale	65
14.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione longitudinale	66
15	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	67

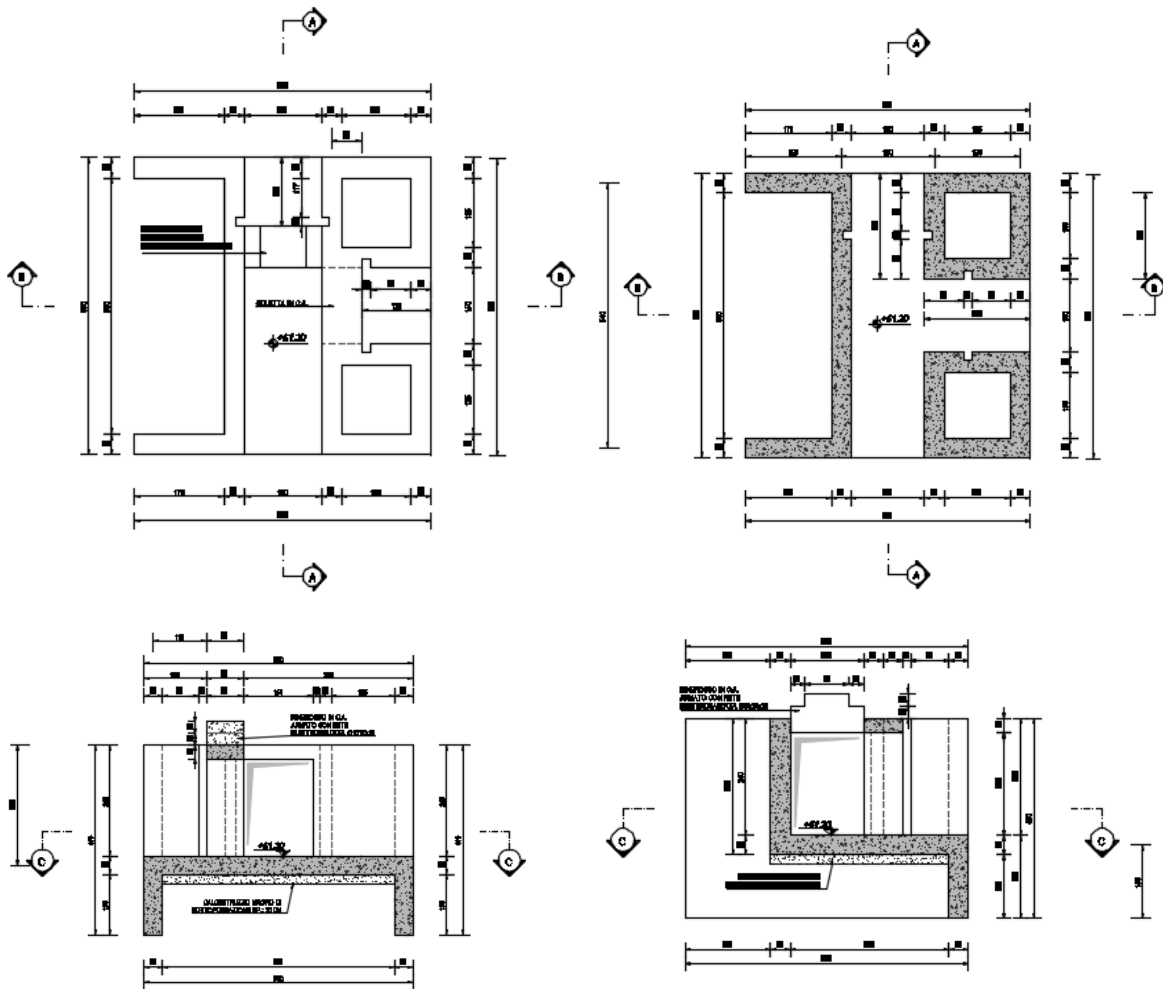
1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali dei manufatti di ripartizione di valle in cemento armato dei tombini scatolari nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le strutture del manufatto di ripartizione, sia in elevazione che di fondazione, sono realizzate in cemento armato gettato in opera con uno spessore costante pari a 40 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 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **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 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 2016-1
- **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 interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
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	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	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	$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	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)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	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	$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

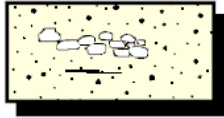
Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 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 - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

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 da due unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- Terreno tipo: **U1 (Sabbie e sabbie limose)**



Sabbie

Sabbie da limose a debolmente limose, a granulometria da fine a grossolana, a tratti con lenti e livelli di ghiaia

Parametri caratteristici

- peso di volume $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno $\phi' = 32^\circ$
- coesione $C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$

- Terreno tipo: **U2 (Limi e limi sabbiosi)**



Limi e limi sabbiosi

Limi e limi sabbiosi, talora argillosi, con contenuto in sabbia variabile (da sabbiosi a con sabbia), con sottili livelli e lenti di sabbie generalmente a granulometria fina.

Parametri caratteristici

- peso di volume $\gamma = 1950 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno $\phi' = 27^\circ$
- coesione $C' = 0,170 \text{ Kg/cm}^2$

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 **U2**.

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 Casalpusterlengo sito nella provincia di Lodi.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 9,6501

LATITUDINE
 45,1778

Ricerca per comune

REGIONE
 Lombardia

PROVINCIA
 Lodi

COMUNE
 Casalpusterlengo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

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

superficie rigata

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. 14.01.2008 “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**

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2 CLASSI D’USO

In presenza di azioni sismiche, 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 D.M. 5 novembre 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 su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale 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

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (T_R [anni])	Strategia scelta (T_R [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	~100	949
SLC	~100	1950

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	0,038	2,576	0,228
SLD	101	0,046	2,541	0,257
SLV	949	0,100	2,549	0,298
SLC	1950	0,126	2,536	0,306

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**.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

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**.

Tabella 3.2.IV – *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

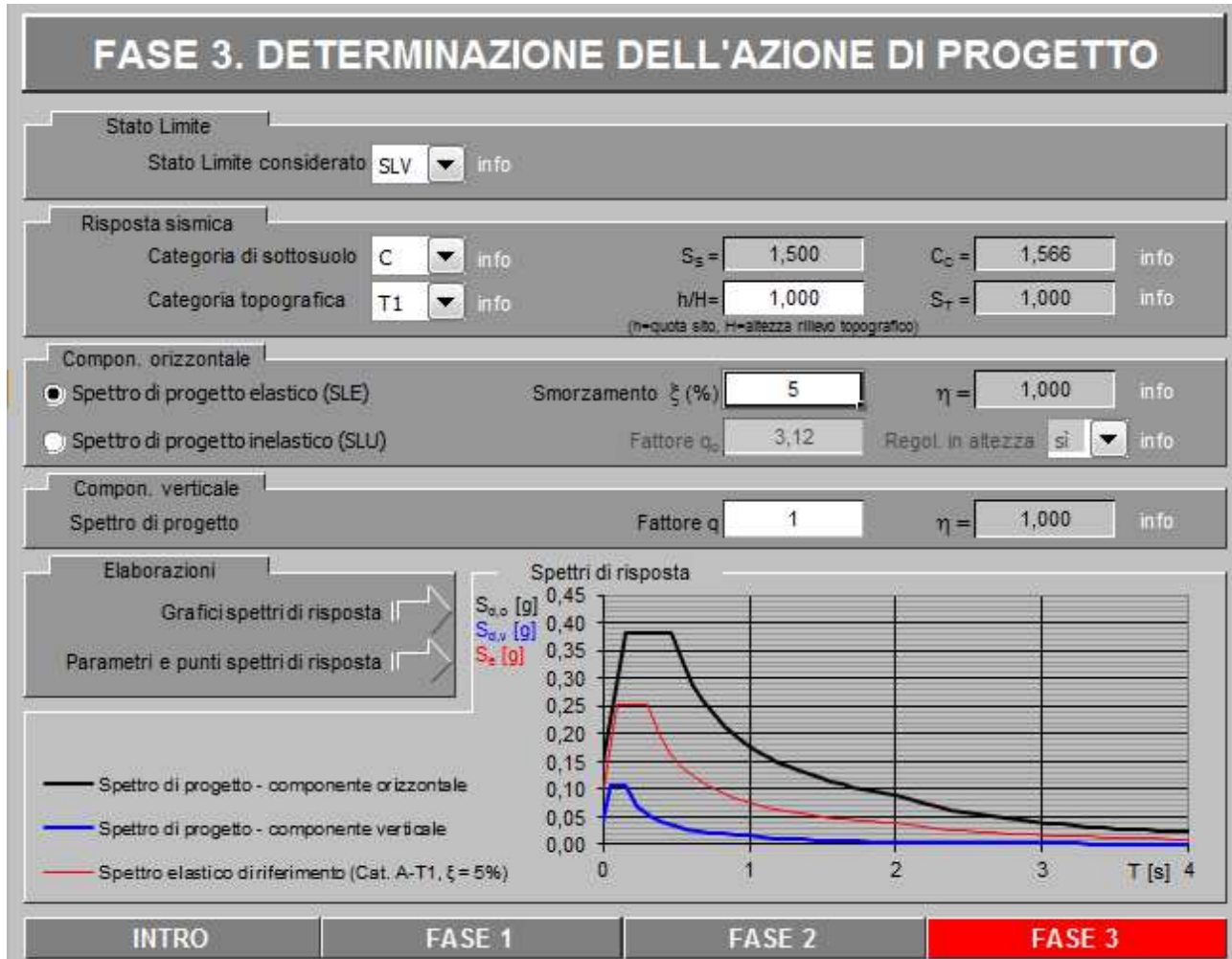
A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

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):



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	0,100 g
F_o	2,549
T_c	0,298 s
S_s	1,500
C_c	1,566
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,466 s
T_D	1,999 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ 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)

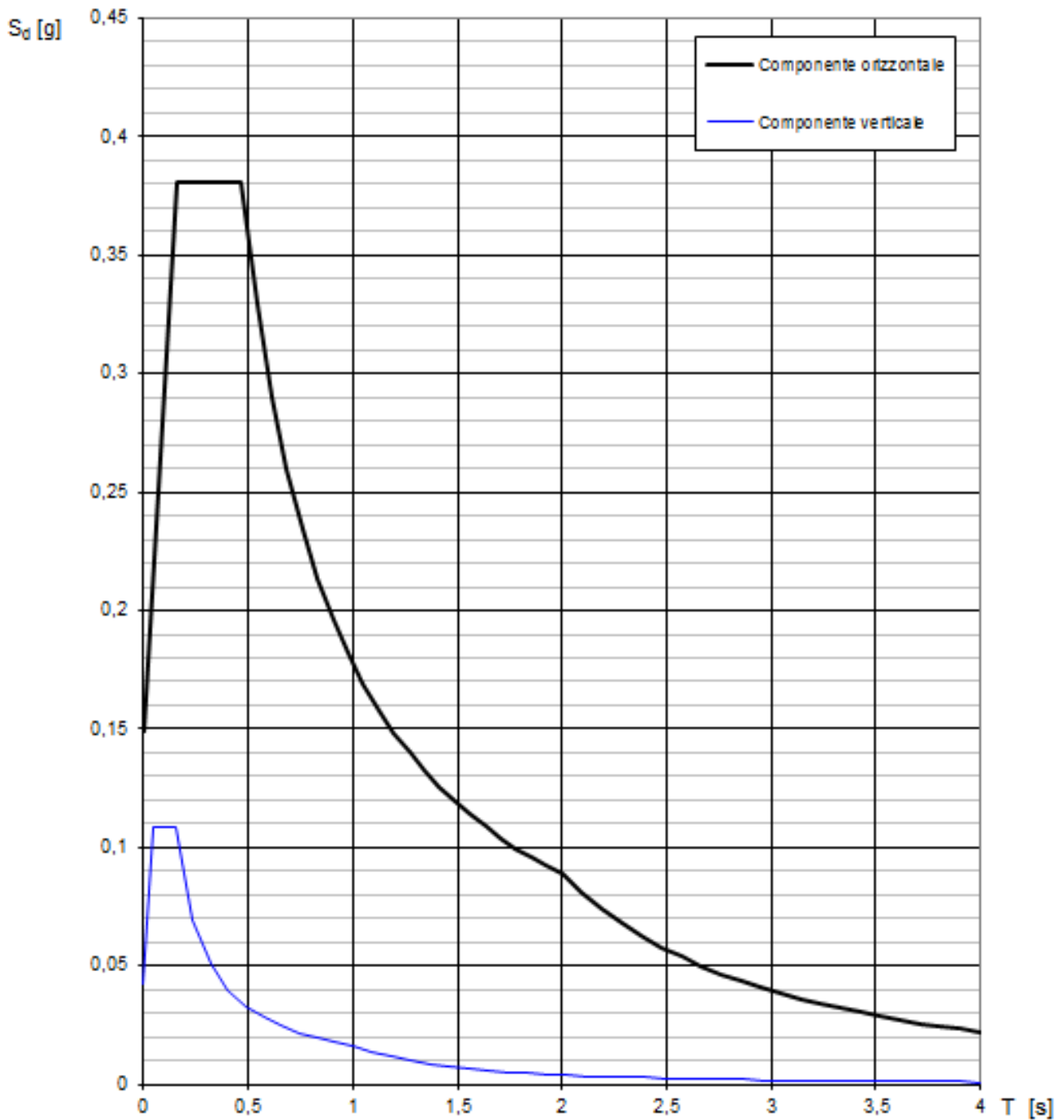
Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,149
T_B ←	0,155	0,381
T_C ←	0,466	0,381
	0,539	0,329
	0,612	0,290
	0,685	0,259
	0,758	0,234
	0,831	0,214
	0,904	0,197
	0,977	0,182
	1,050	0,169
	1,123	0,158
	1,196	0,149
	1,269	0,140
	1,342	0,132
	1,415	0,126
	1,488	0,119
	1,561	0,114
	1,634	0,109
	1,707	0,104
	1,780	0,100
	1,853	0,096
	1,926	0,092
T_D ←	1,999	0,089
	2,094	0,081
	2,189	0,074
	2,284	0,068
	2,380	0,063
	2,475	0,058
	2,570	0,054
	2,666	0,050
	2,761	0,047
	2,856	0,044
	2,952	0,041
	3,047	0,038
	3,142	0,036
	3,238	0,034
	3,333	0,032
	3,428	0,030
	3,523	0,029
	3,619	0,027
	3,714	0,026
	3,809	0,024
	3,905	0,023
	4,000	0,022

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:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



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 dello stesso.

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 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).

8.5 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

8.5.1 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 .

8.6 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

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

dove:

- γ → peso per unità di volume del terreno:
- H → altezza di applicazione della spinta
- a_g/g → accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- S → 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. 14.01.2008 “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. 14.01.2008 “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. 14.01.2008 “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. 14.01.2008 “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

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento all'approccio 2 (A1 + M1 + R3) previsto dal D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 5.1.3.12, tabella 5.1.V, sono di seguito riepilogati:

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

I coefficienti di partecipazione dei carichi , secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 5.1.3.12, tabella 5.1.VI, sono di seguito riepilogati:

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

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

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 laterale dei terreni	g_3	1,35	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	s_1	-	-	-	-
Inerzia sismica trasversale	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	-	-	-	-

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

CARICO ELEMENTARE	SLE - QP	SLE - FREQ.01	SLE - FREQ.02	SLE - FREQ.03	SLE - RARA 01	SLE - RARA 02	SLE - RARA 03
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
g_1	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
g_3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
q_1	0,00	0,75	0,75	0,00	1,00	1,00	0,00
q_2	0,00	0,75	0,00	0,75	1,00	0,00	1,00
s_1	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
s_3	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
s_5	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

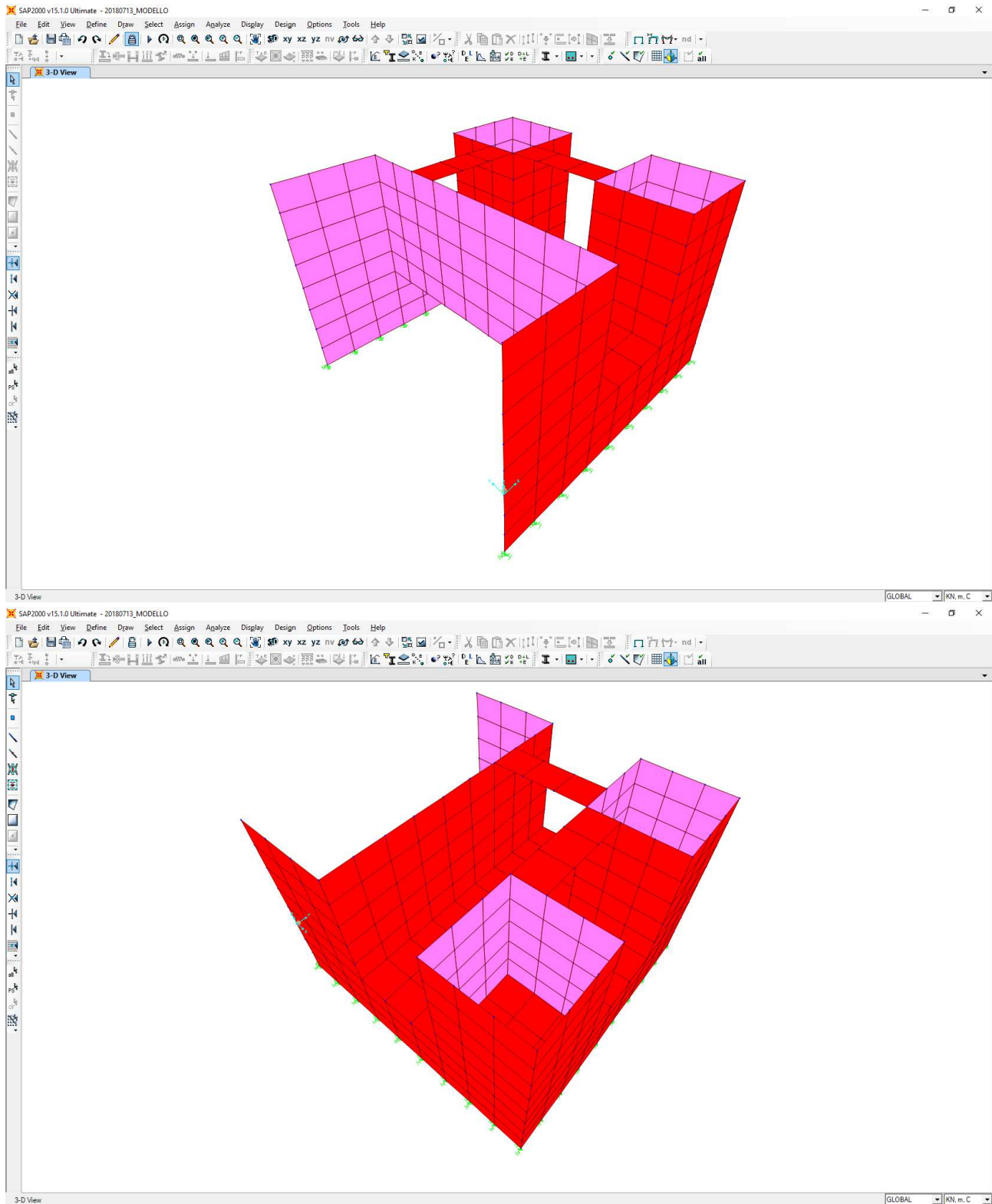
CARICO ELEMENTARE	SLU - STR 01		SLU - STR 02		SLU - STR 03	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
g_1	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
g_2	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
g_3	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
q_1	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	0,00
q_2	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
s_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s_3	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
s_5	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

CARICO ELEMENTARE	SLV 01	SLV 02	SLV 03	SLV 04	SLV 05	SLV 06	SLV 07	SLV 08
	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
g_2	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
q_1	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
s_1	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
s_3	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
s_5	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

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 (i muri sono collegati direttamente alla canna del tombino scatolare), è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1:



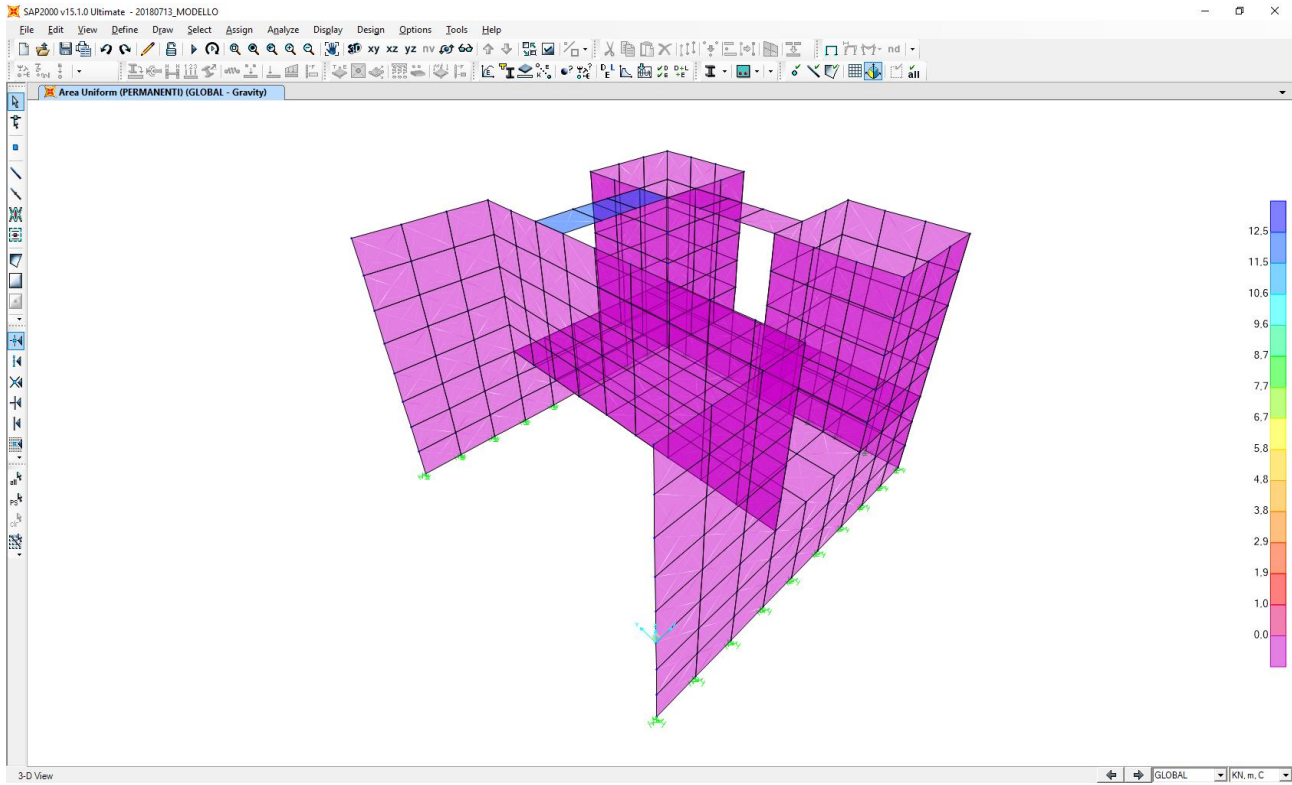
Gli elementi strutturali sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo “shell”, con comportamento a “lastra – piastra” e con spessore pari allo spessore reale della sezione strutturale.

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):

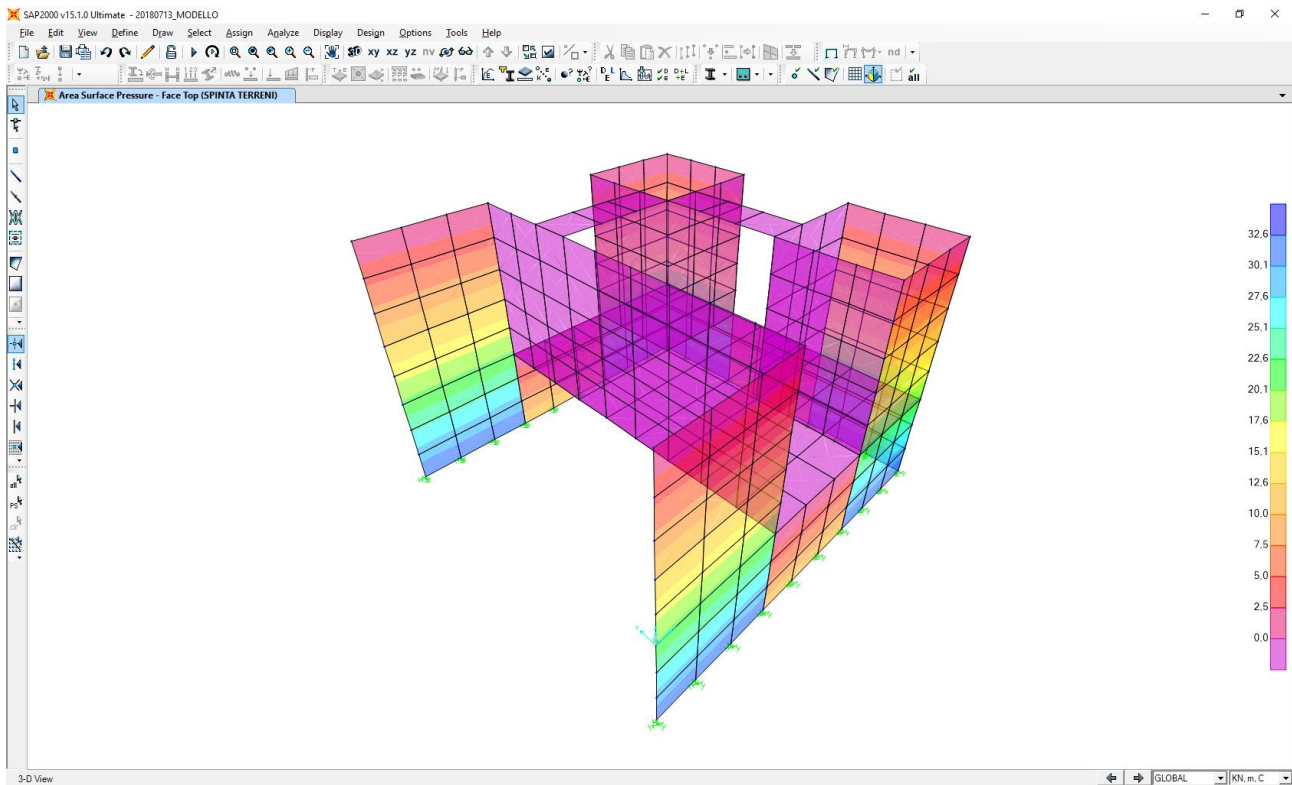
- Direzione verticale → $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale → $k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

10.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

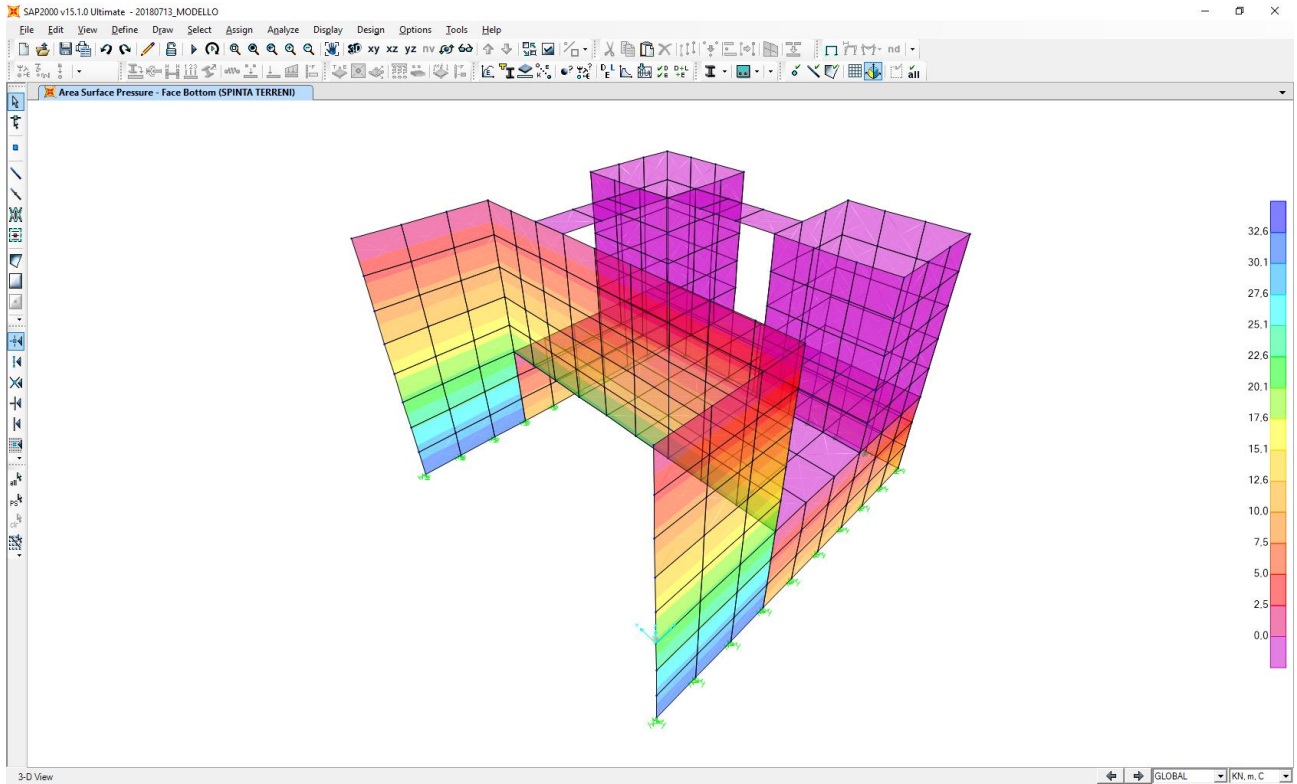
10.2.1 PESO PROPRIO DEL GRADINO IN C.A.



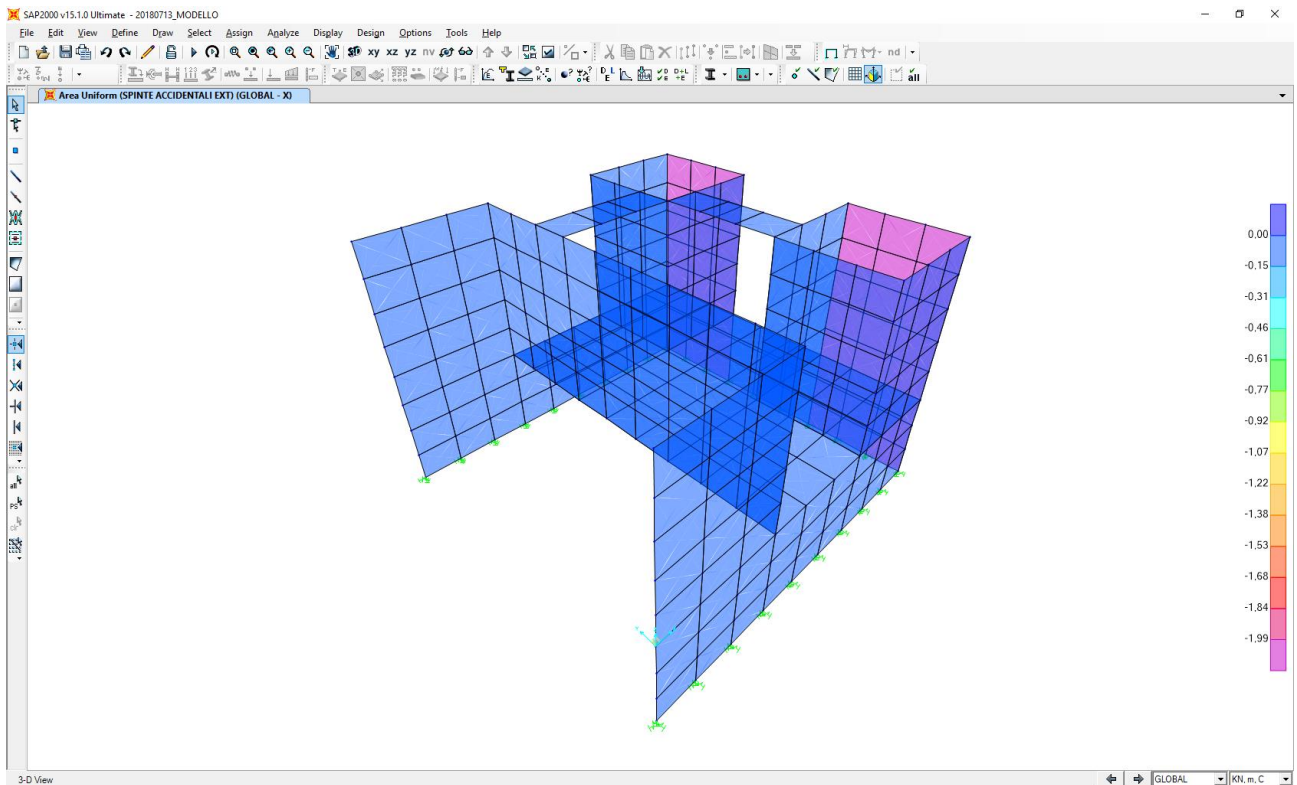
10.2.2 SPINTA LATERALE DEI TERRENI (FACCE ESTERNE DELLE PARETI CARICATE)

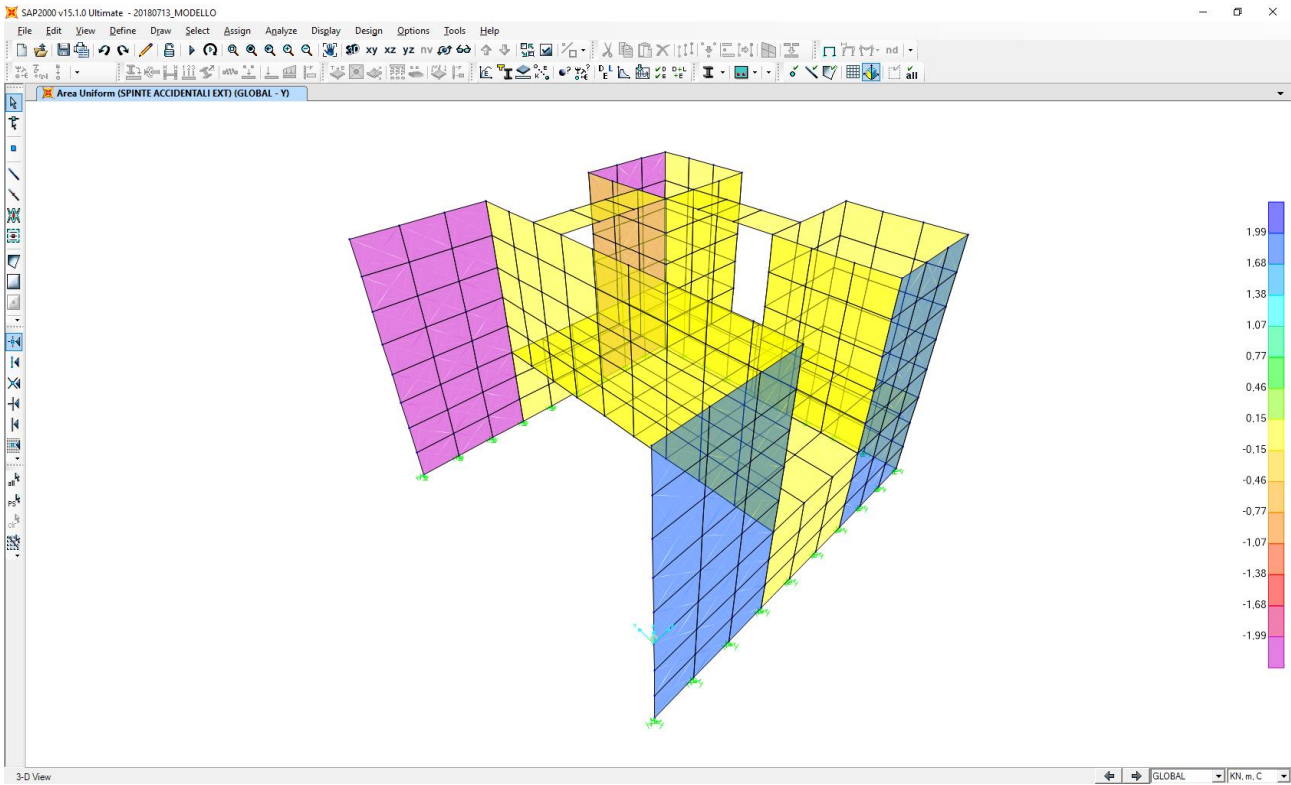


10.2.3 SPINTA LATERALE DEI TERRENI (FACCE INTERNE DELLE PARETI CARICATE)

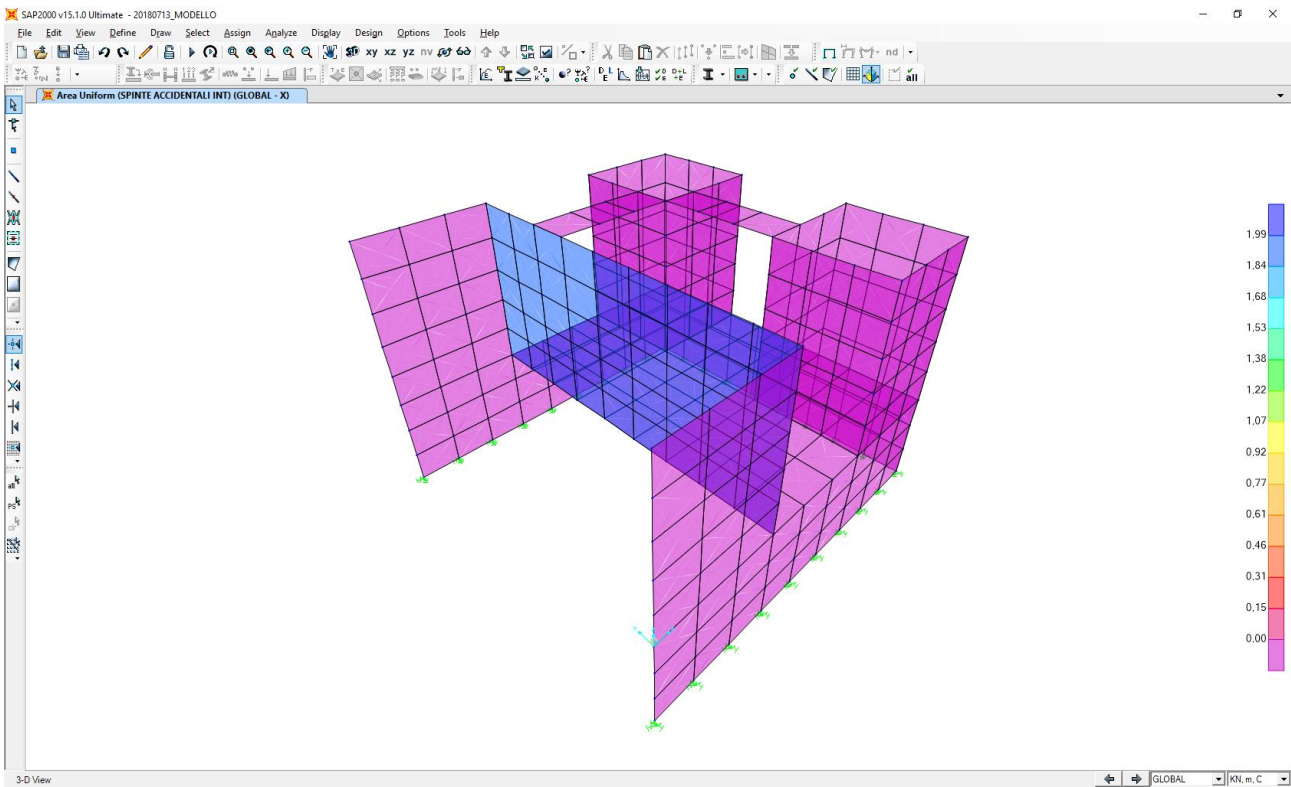


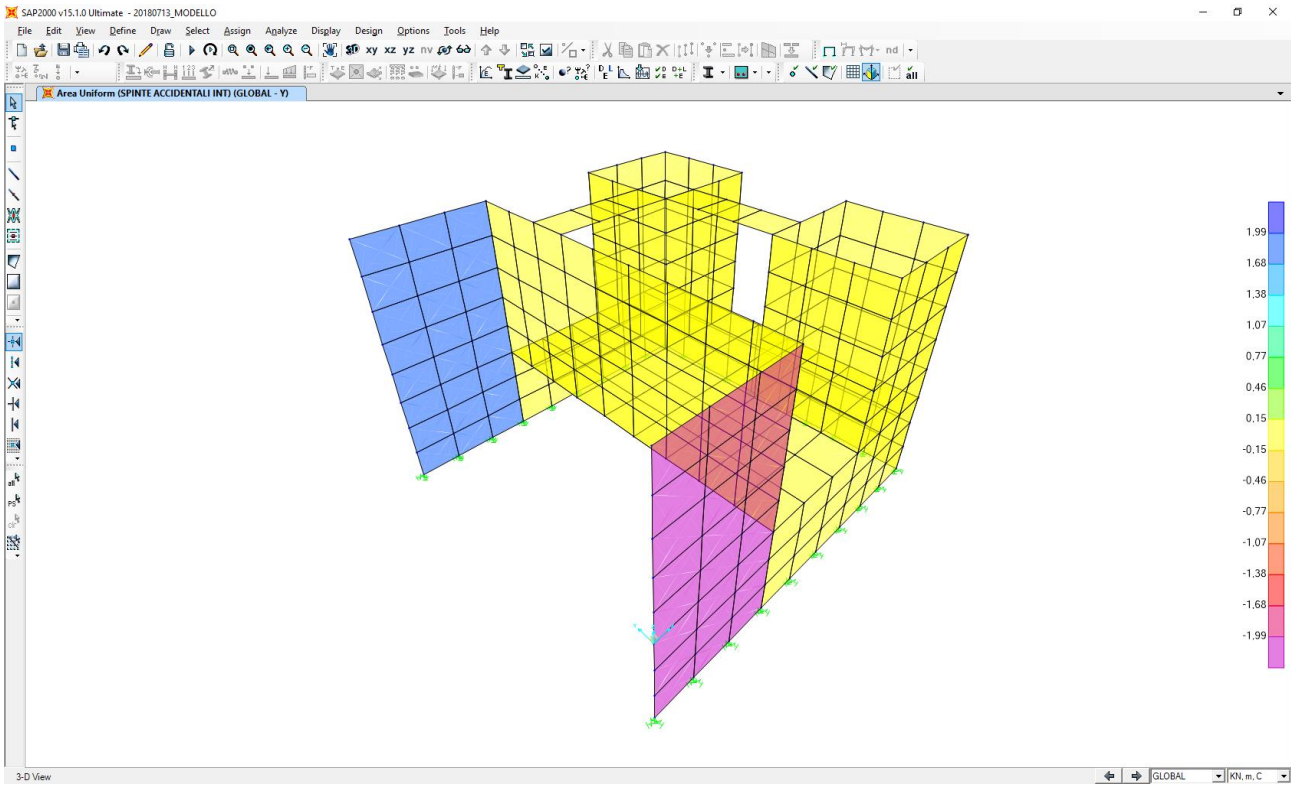
10.2.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO (DISPOSIZIONE ESTERNA)



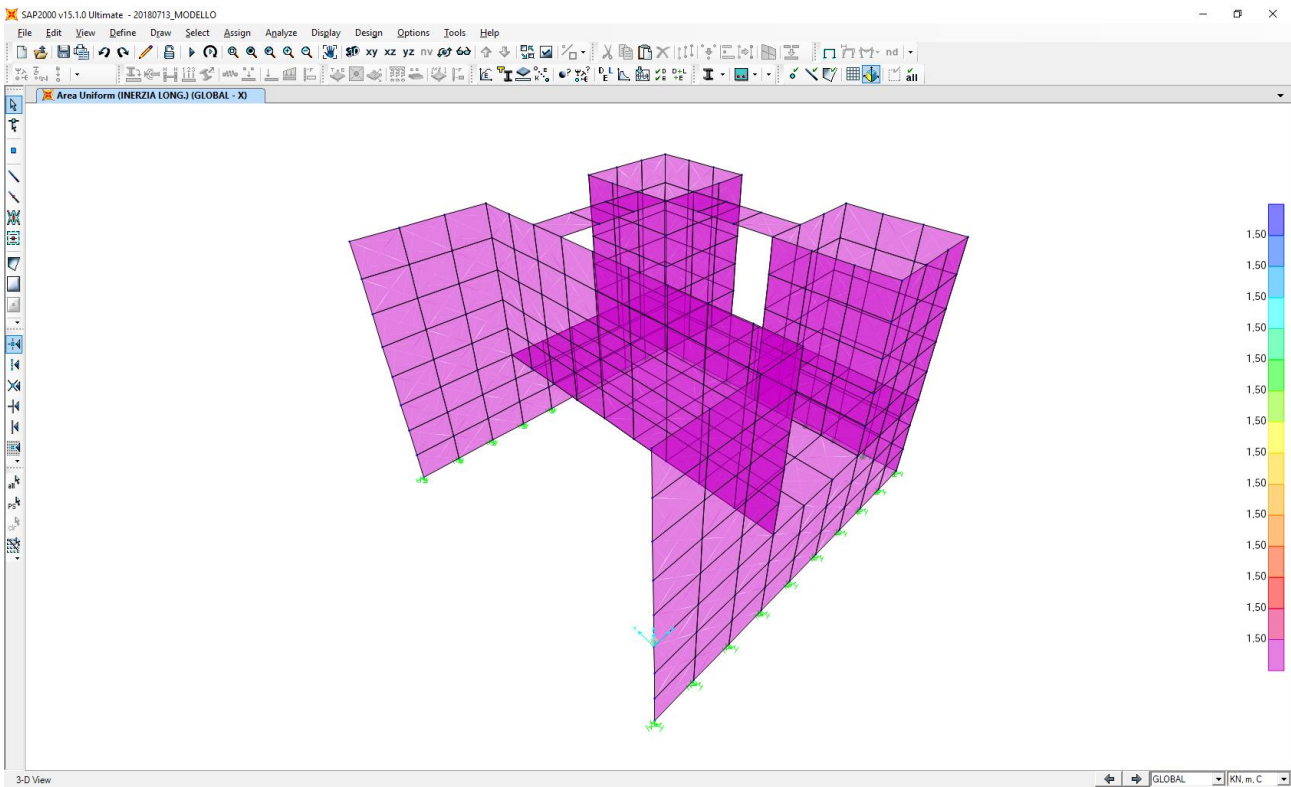


10.2.5 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO (DISPOSIZIONE INTERNA)

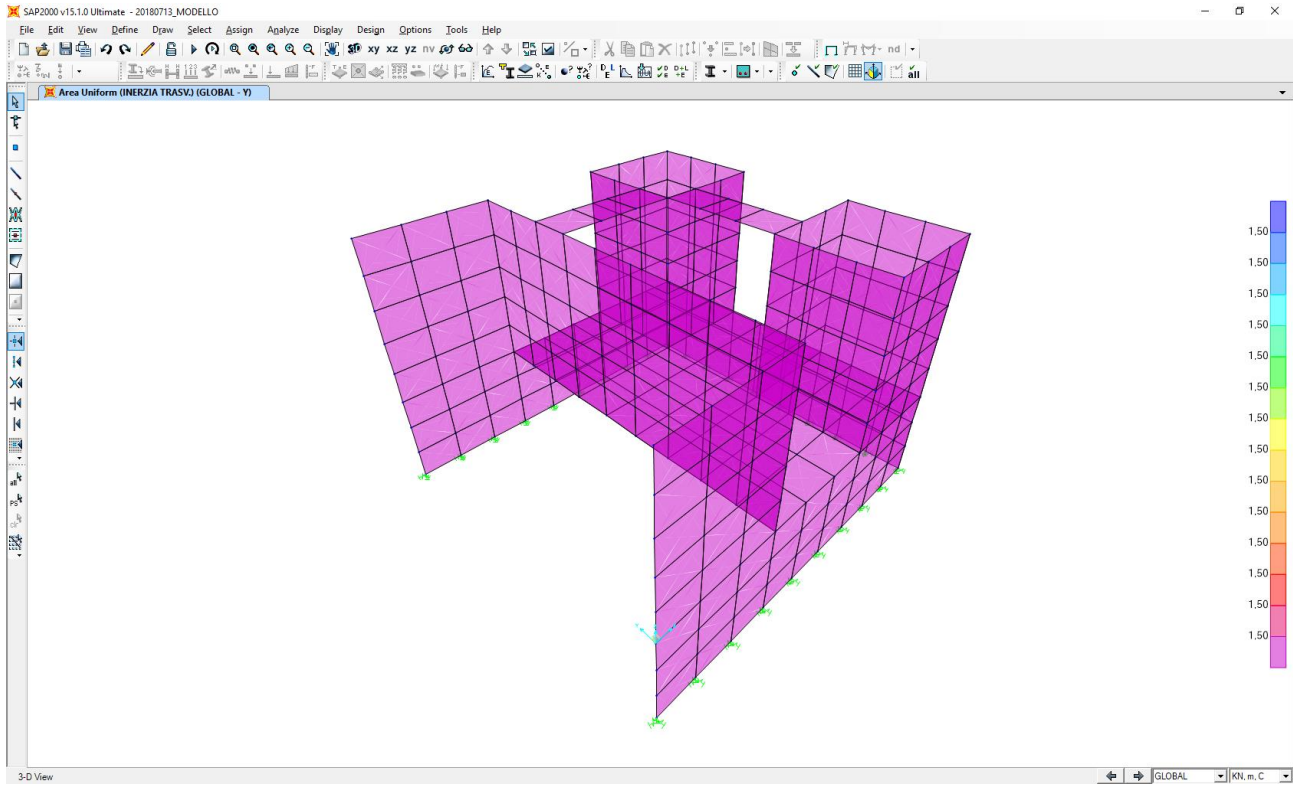




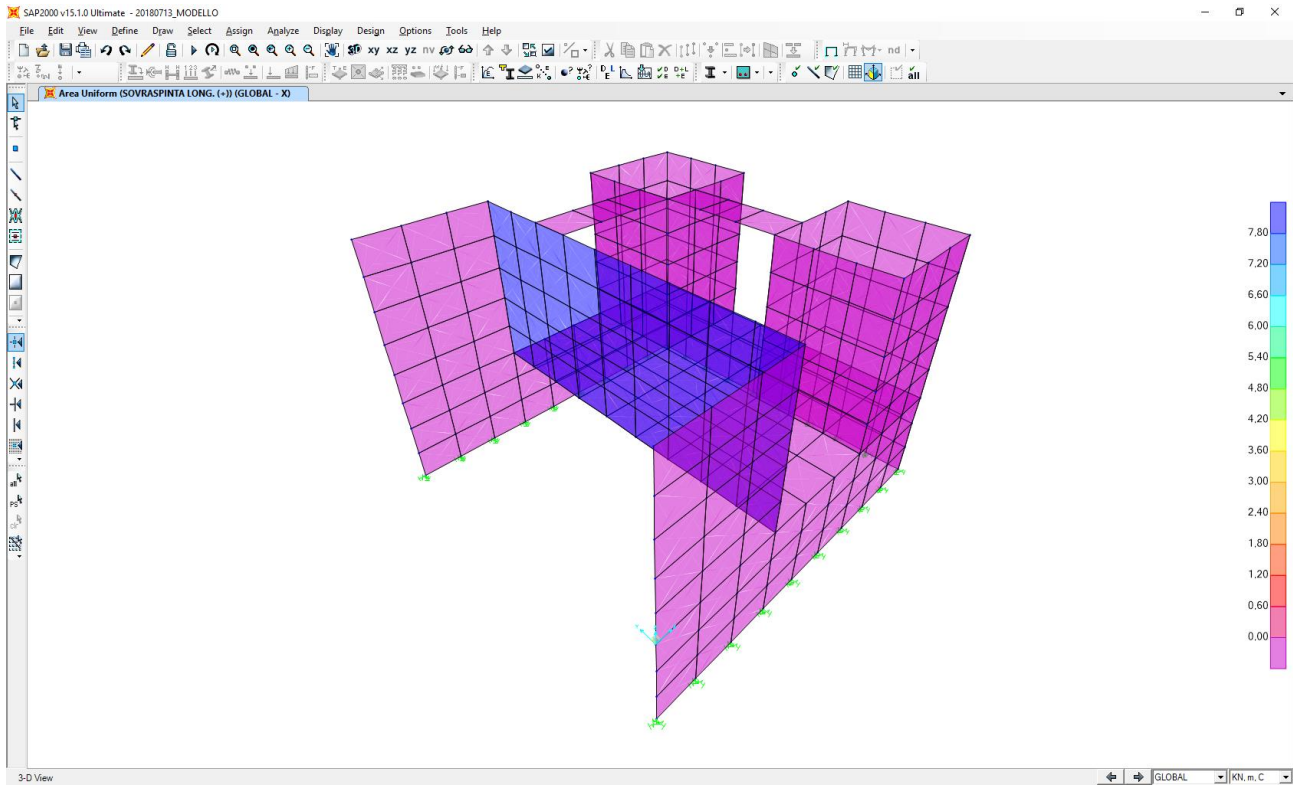
10.2.6 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE LONGITUDINALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



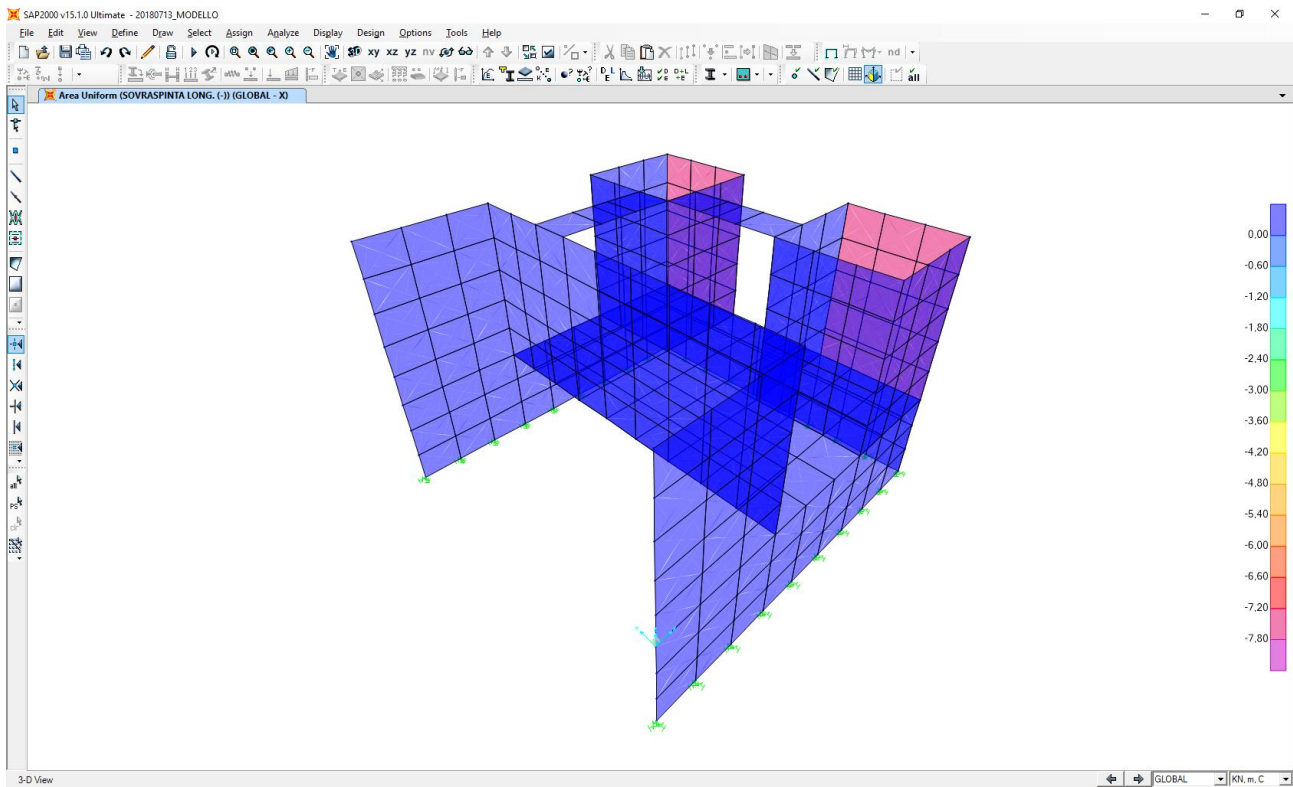
10.2.7 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE TRASVERSALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



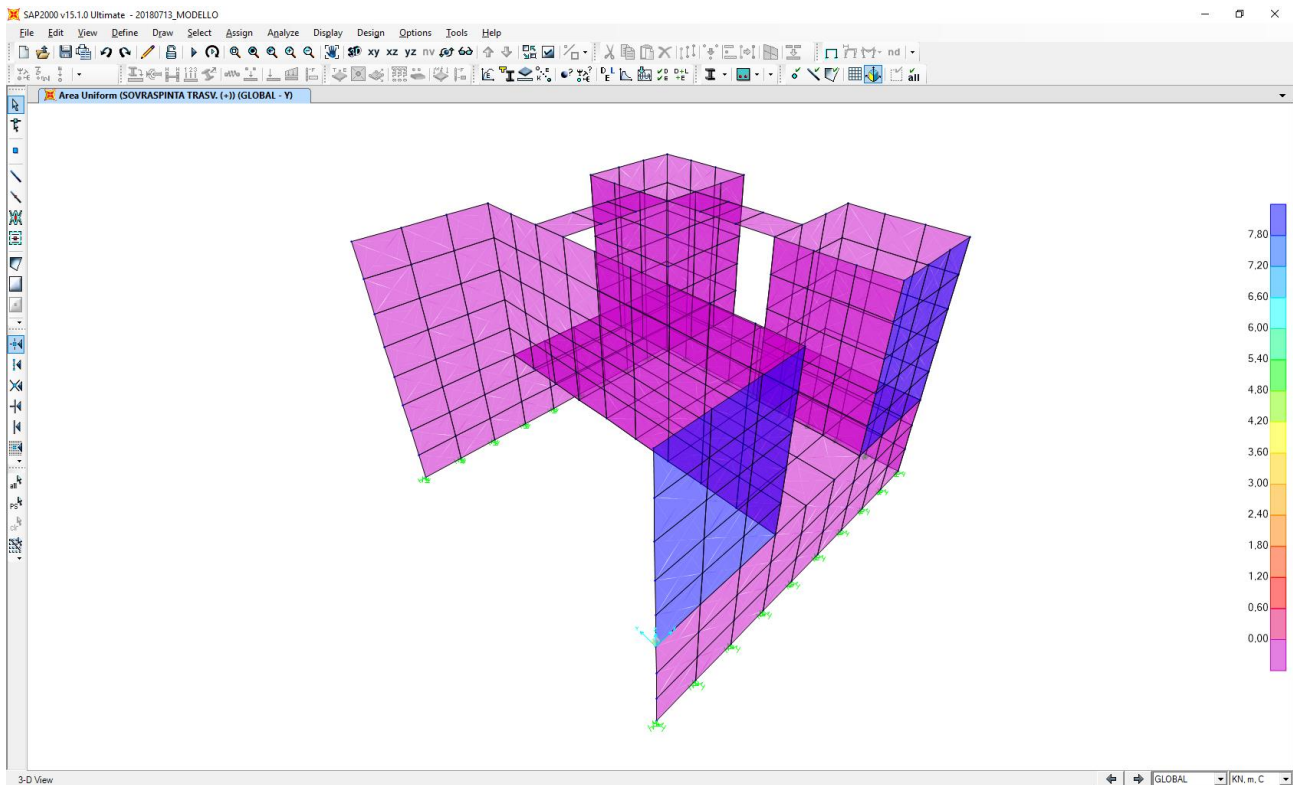
10.2.8 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE LONGITUDINALE POSITIVA



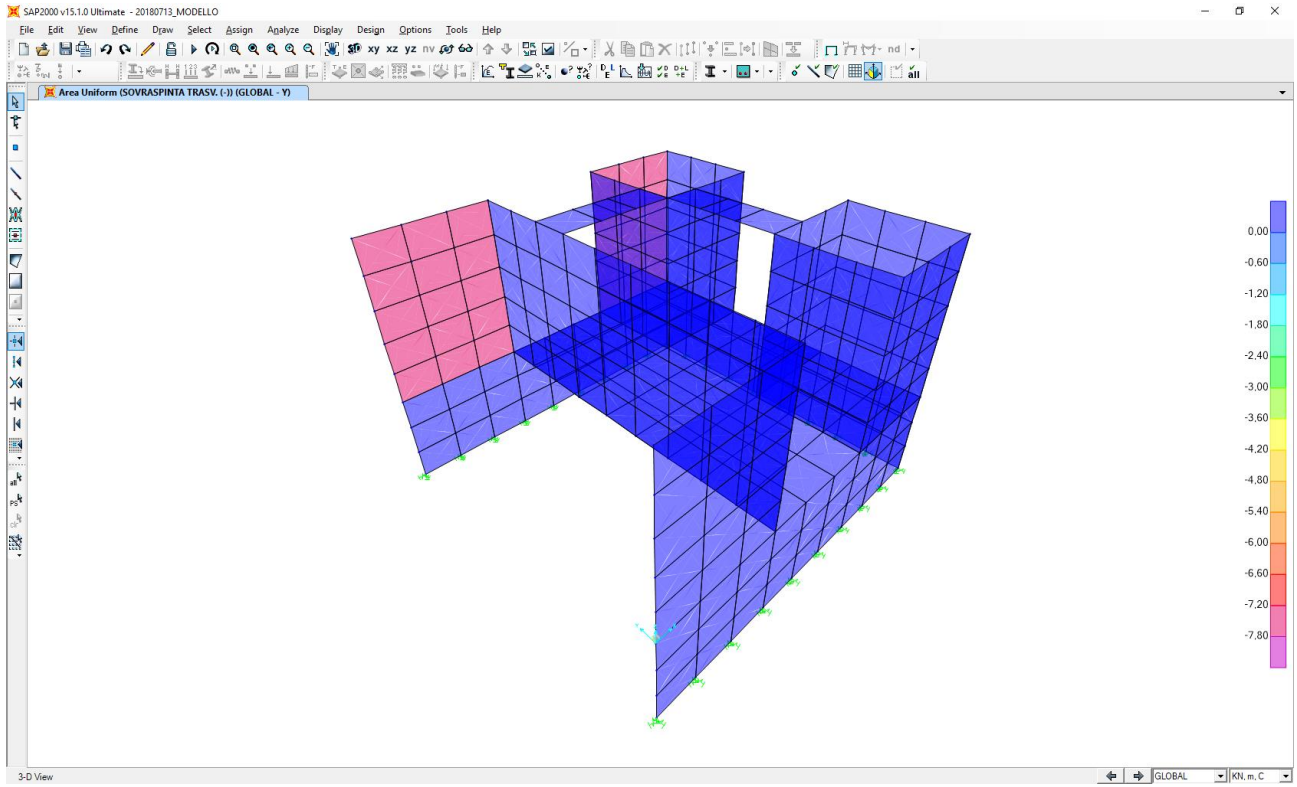
10.2.9 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE LONGITUDINALE NEGATIVA



10.2.10 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE TRASVERSALE POSITIVA



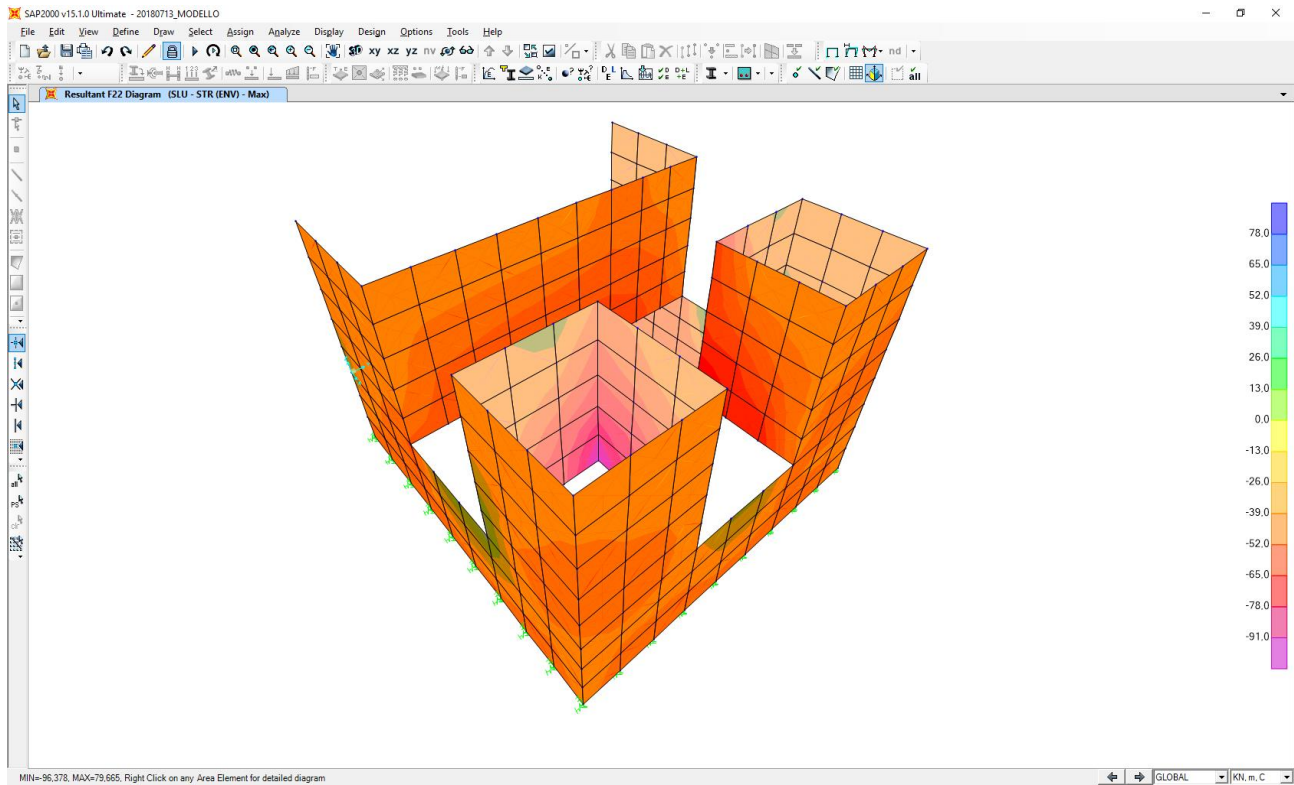
10.2.11 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI – DIREZIONE TRASVERSALE NEGATIVA



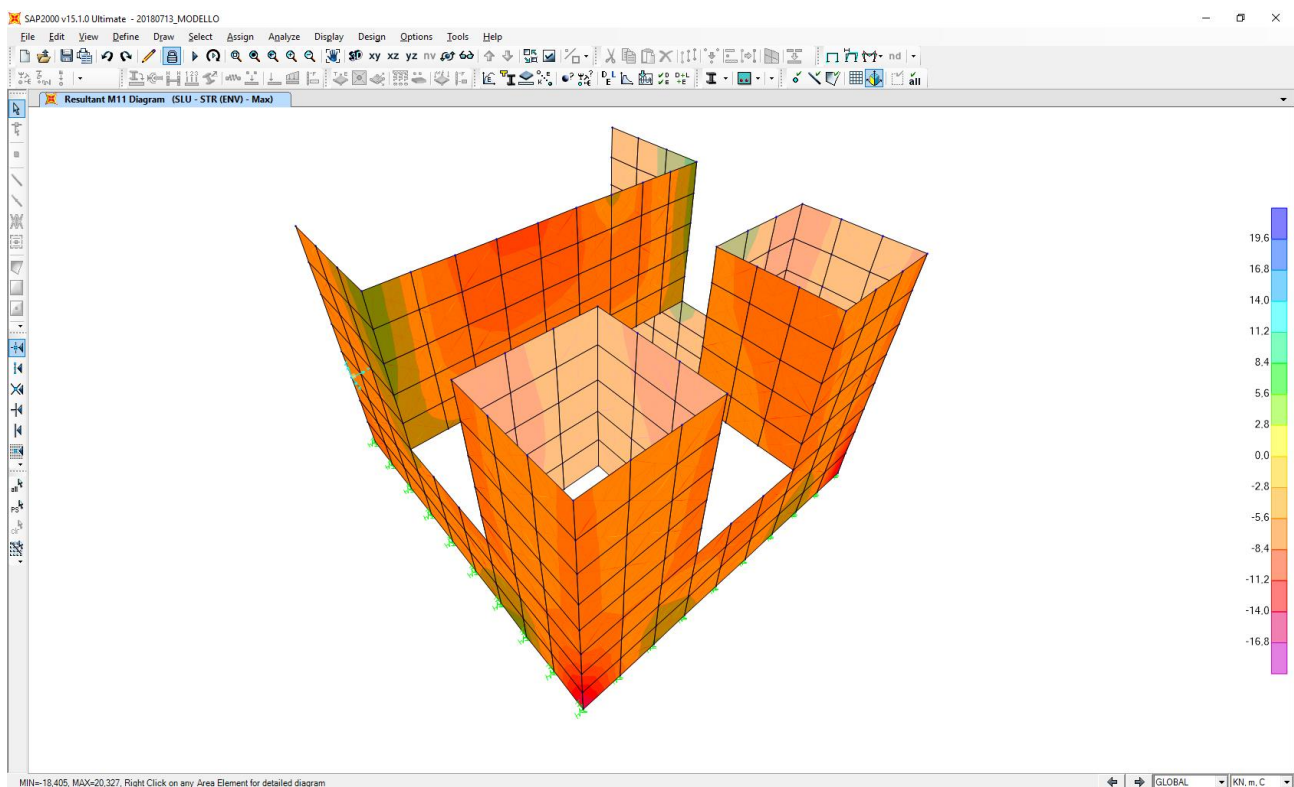
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLE PARETI VERTICALI

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

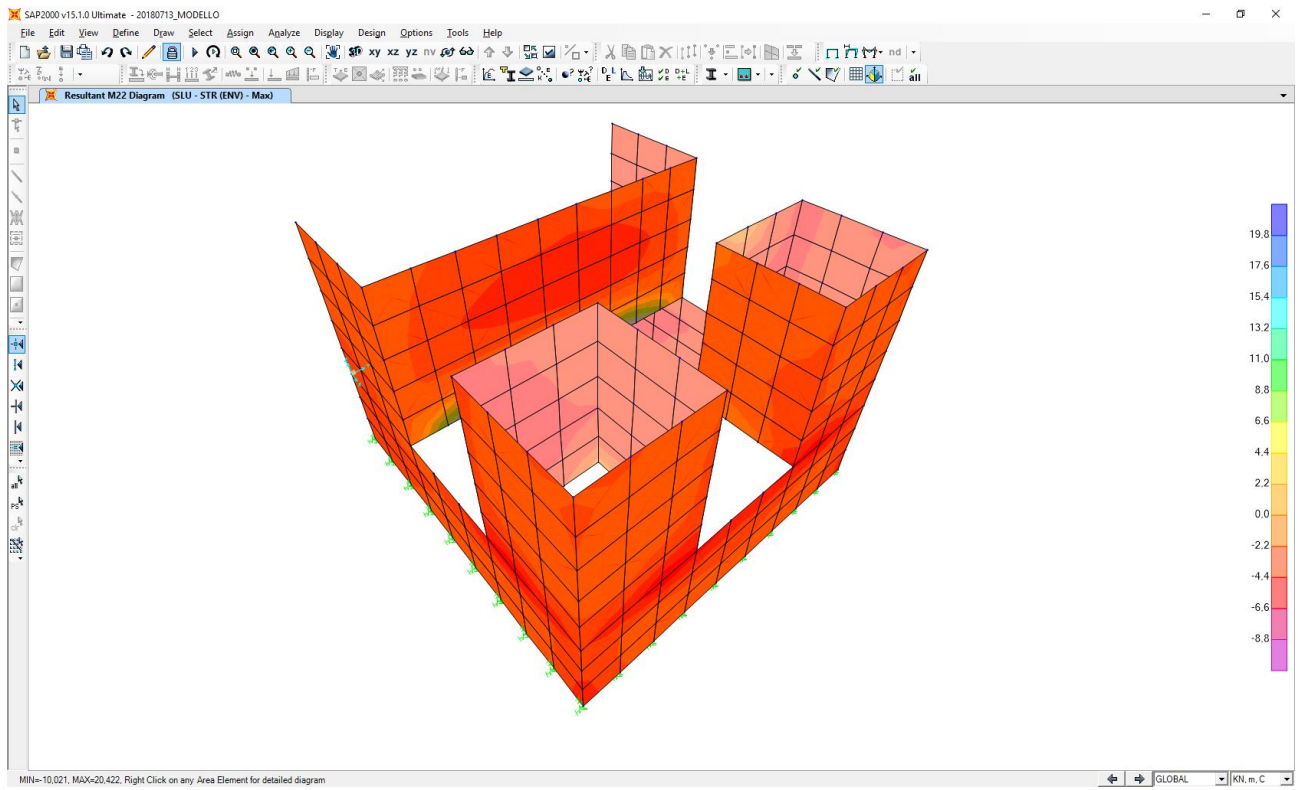
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



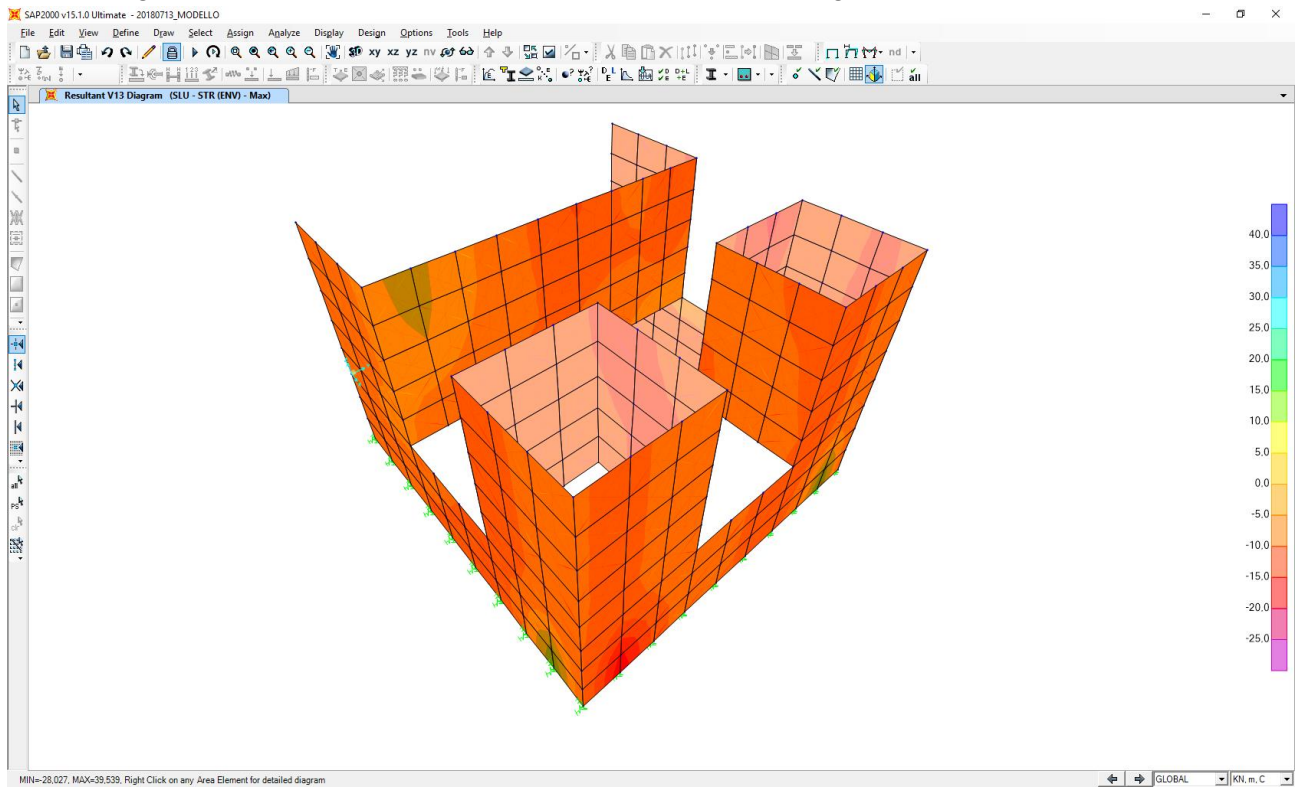
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



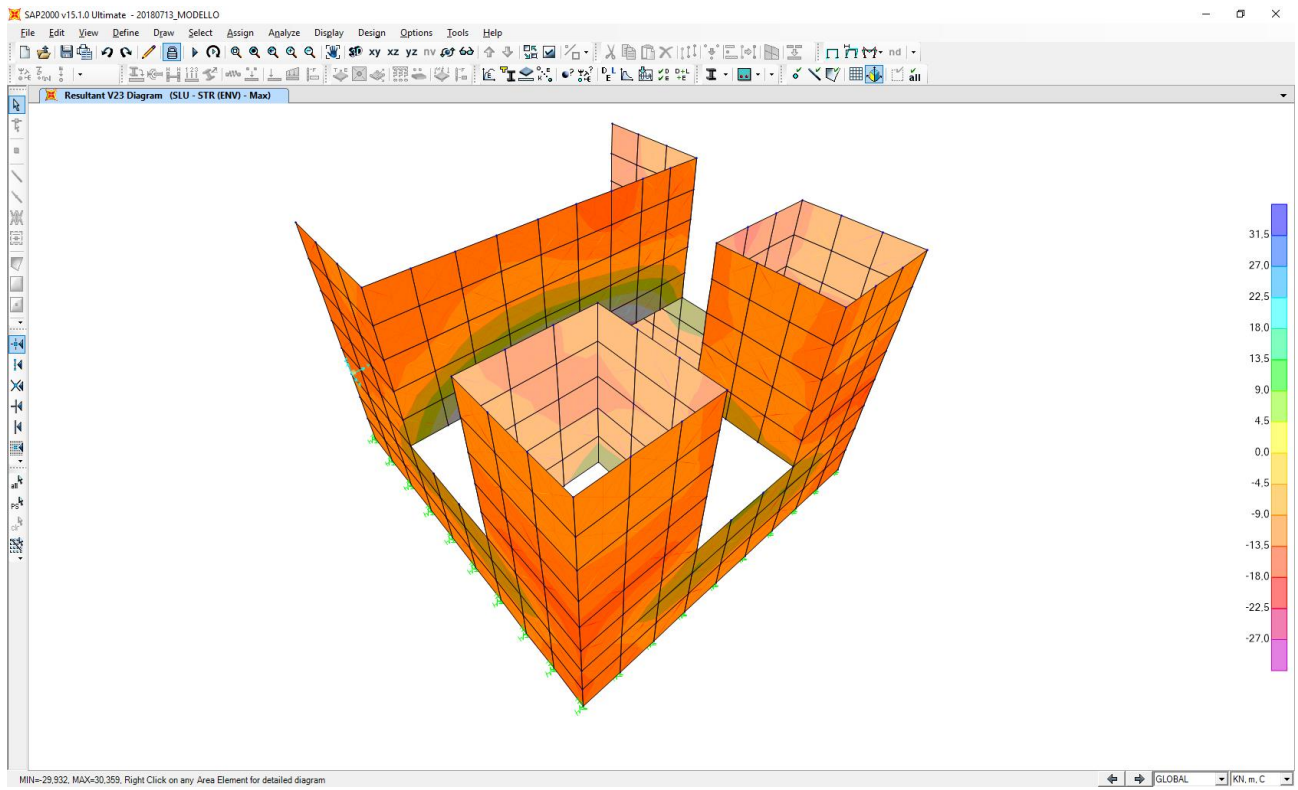
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



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

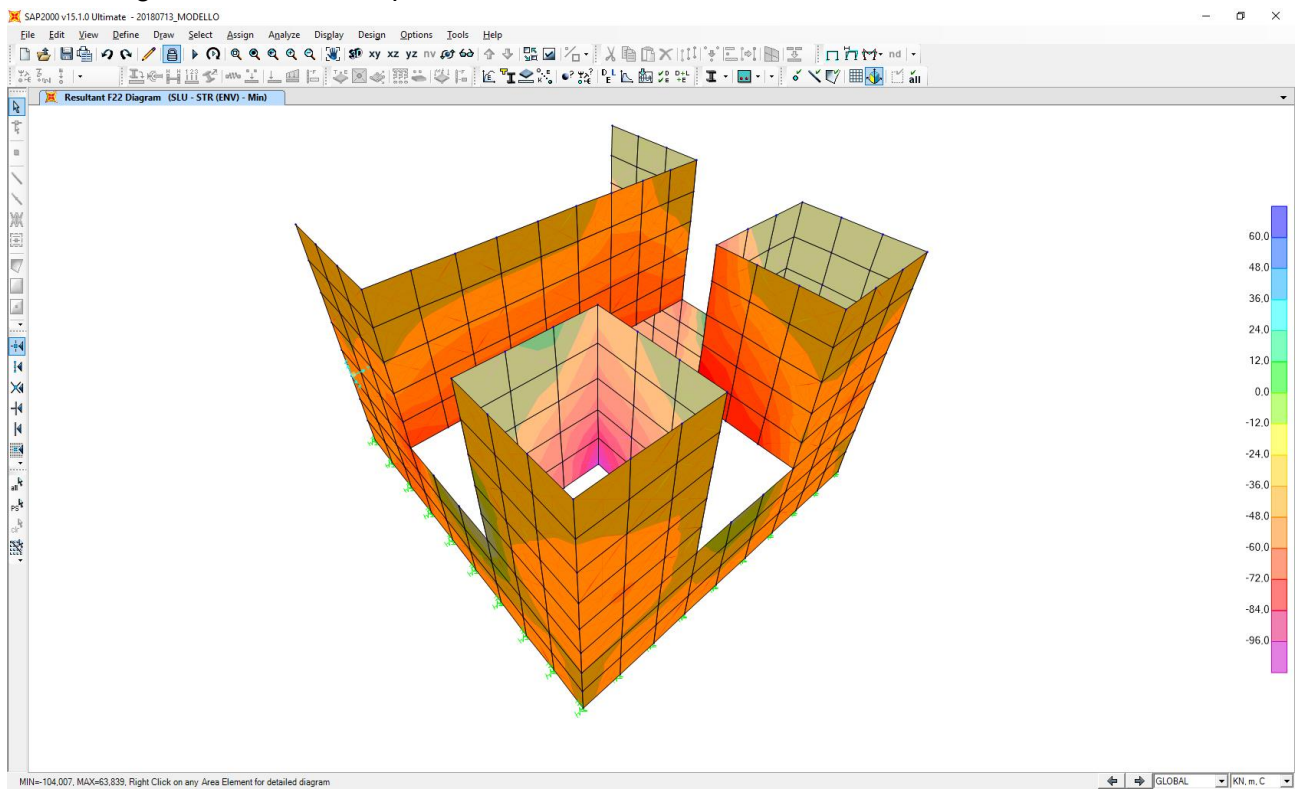


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

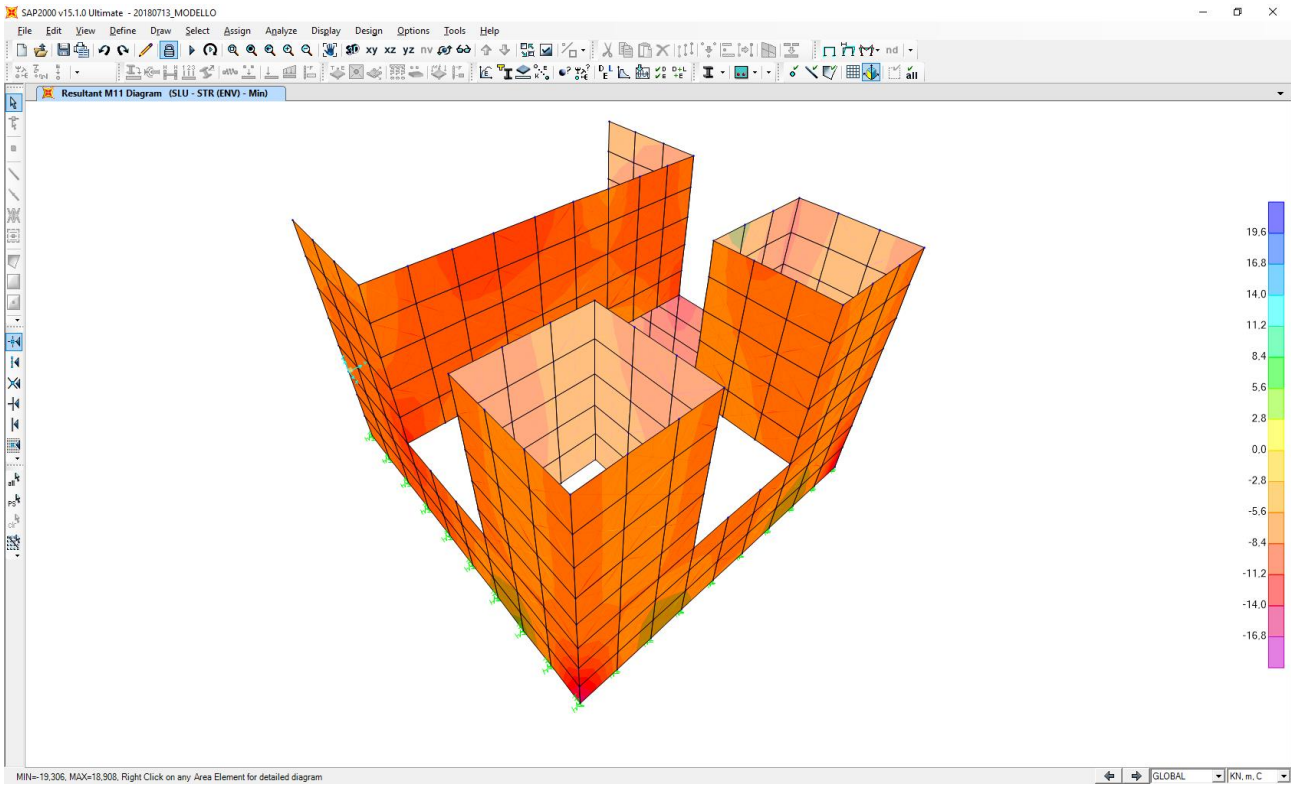


11.2 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

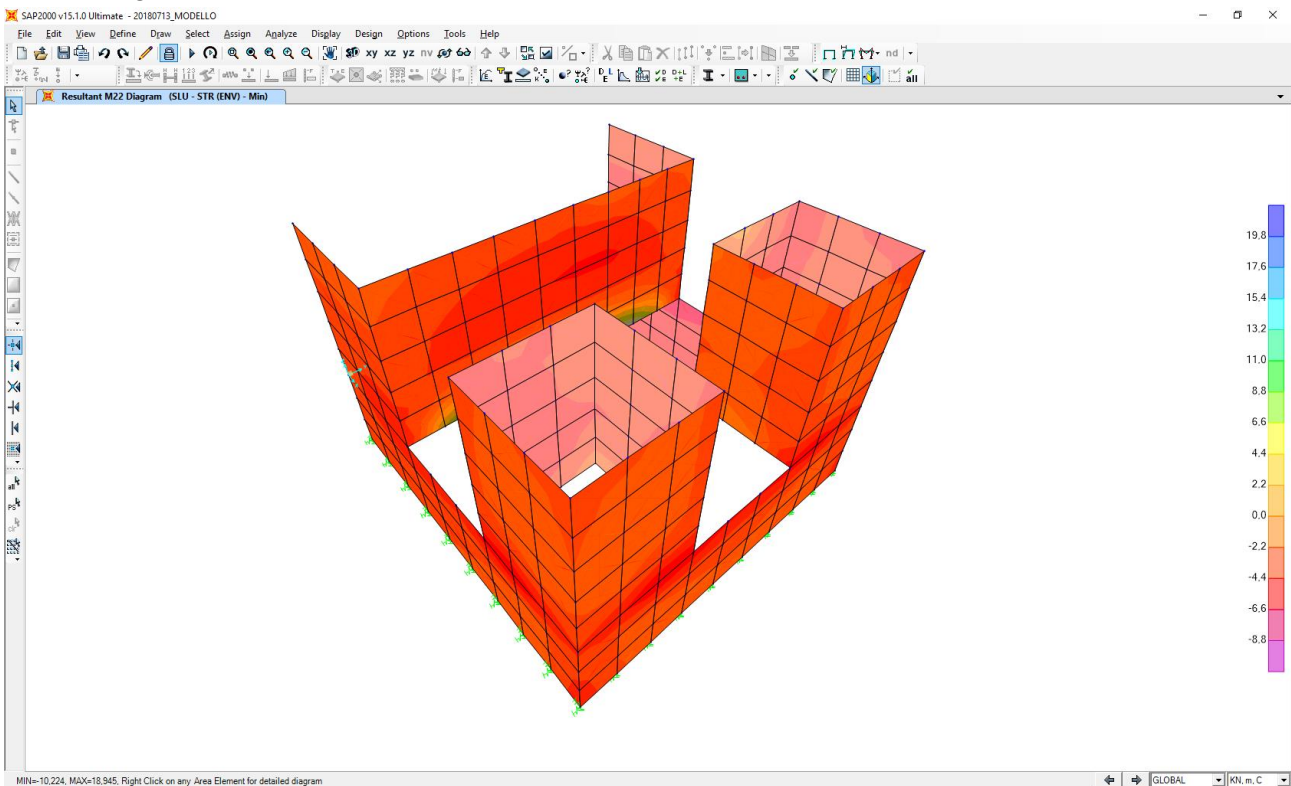
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



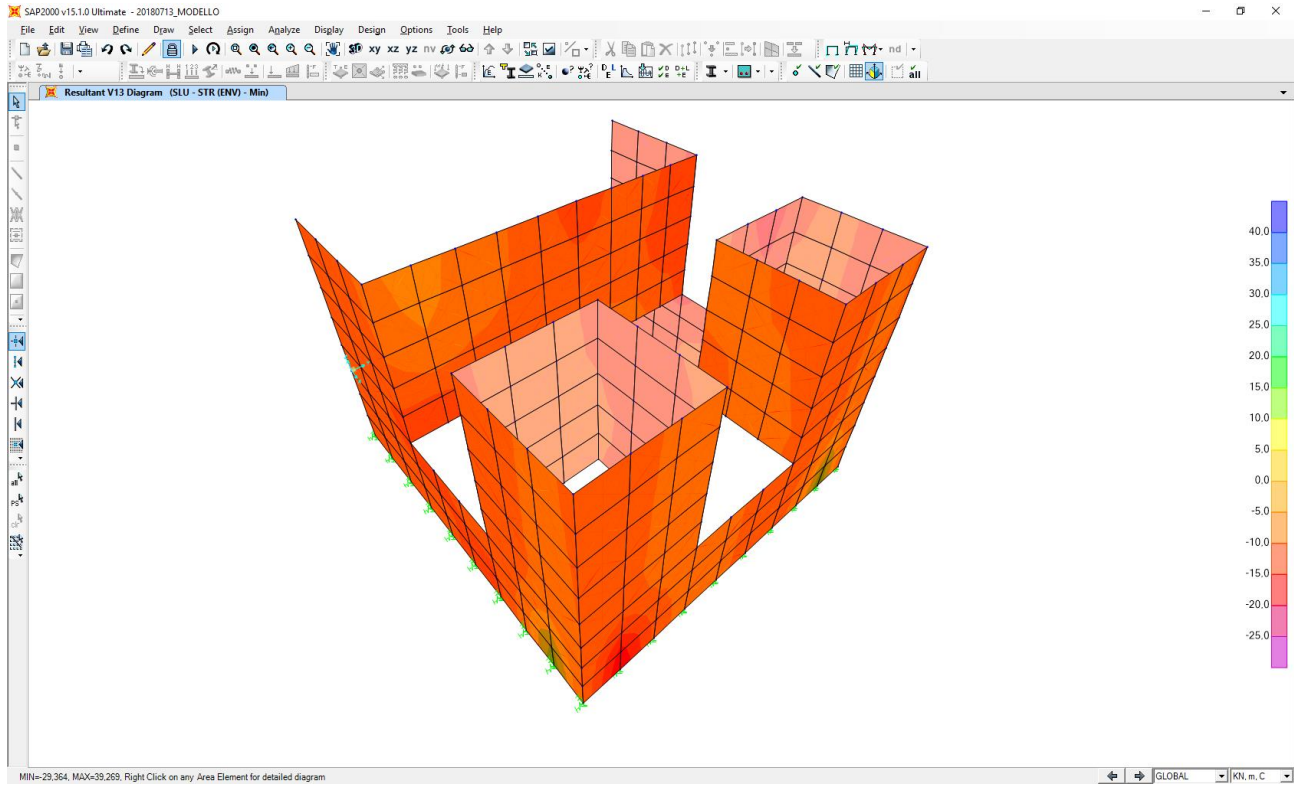
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



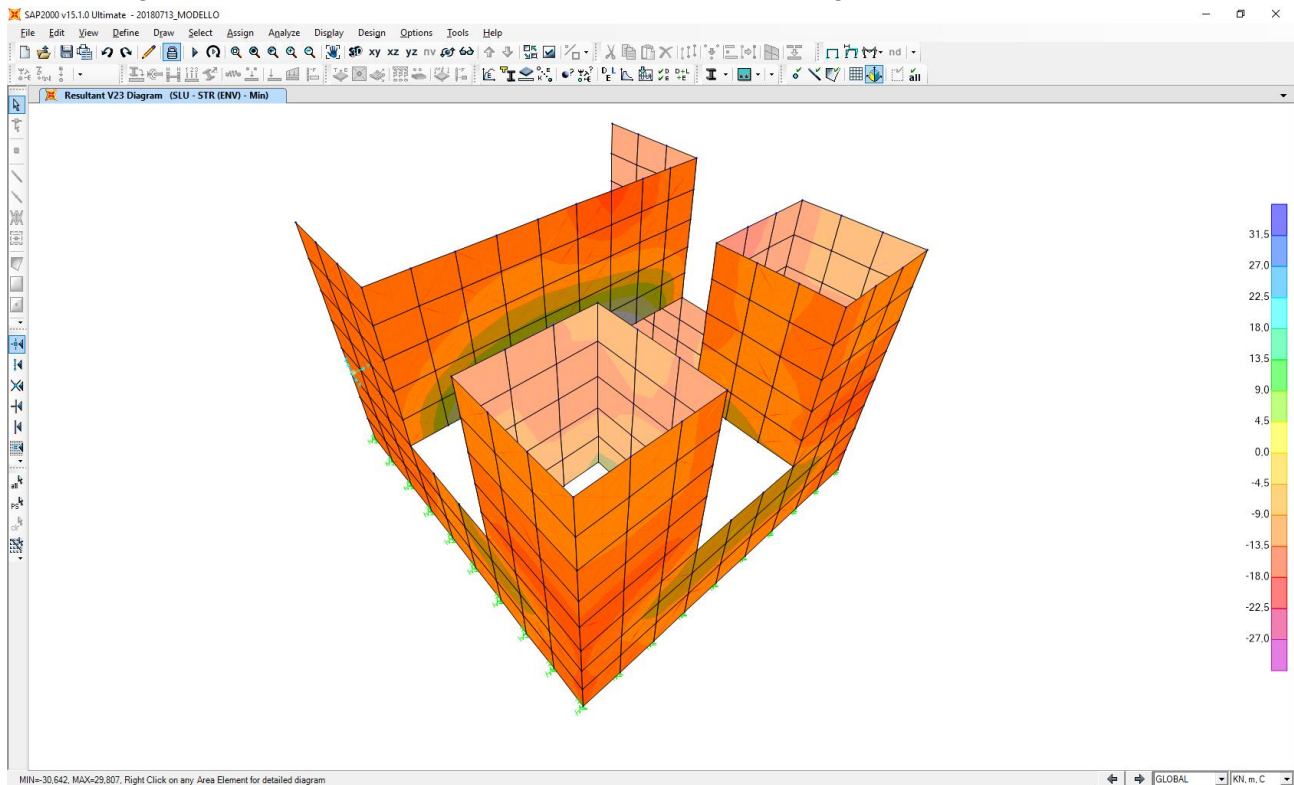
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



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

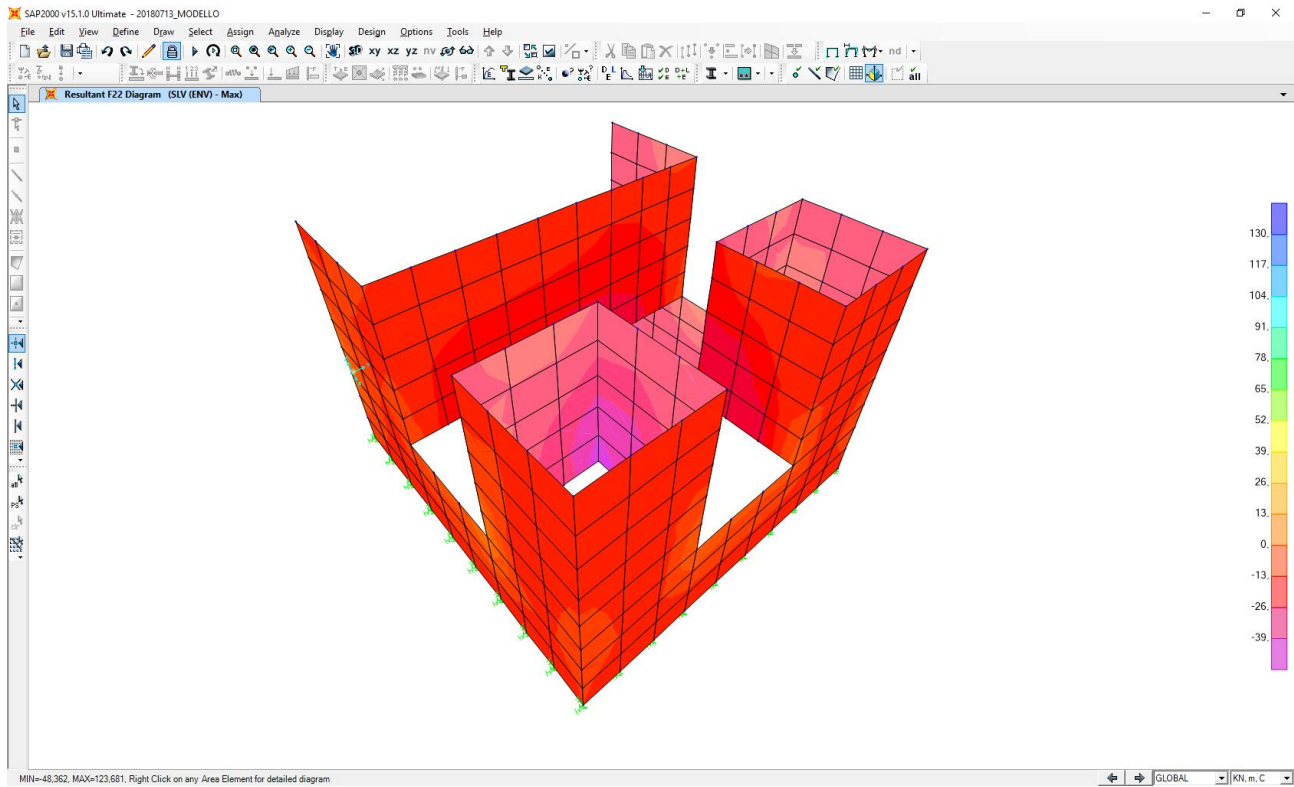


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

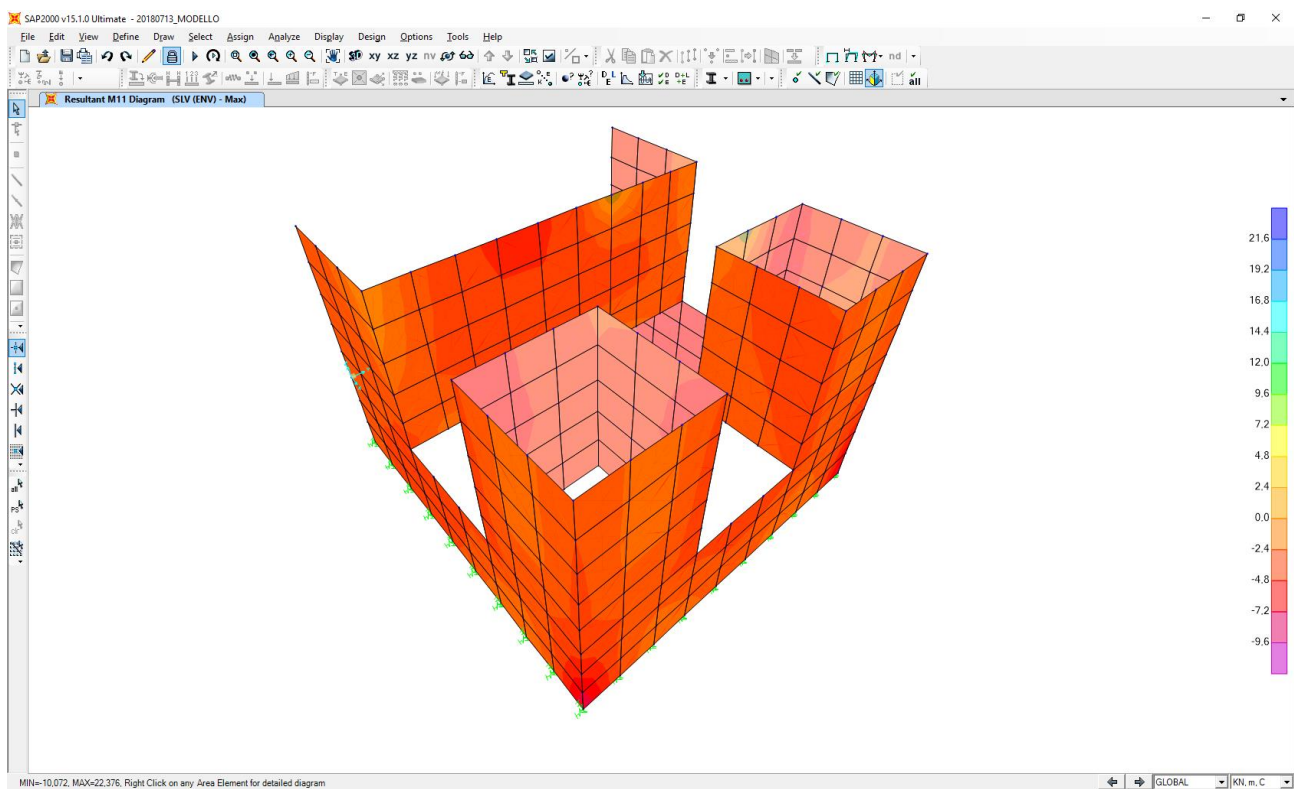


11.3 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MASSIMI)

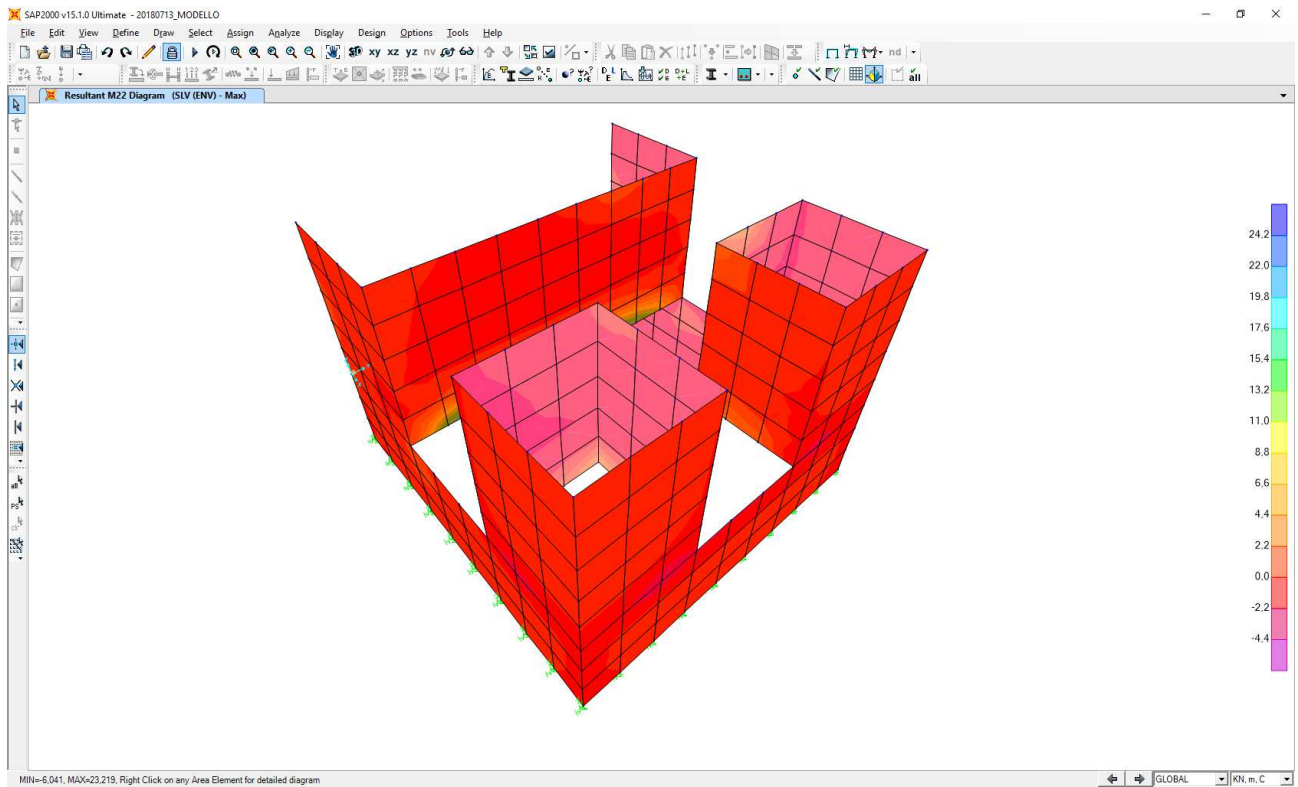
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



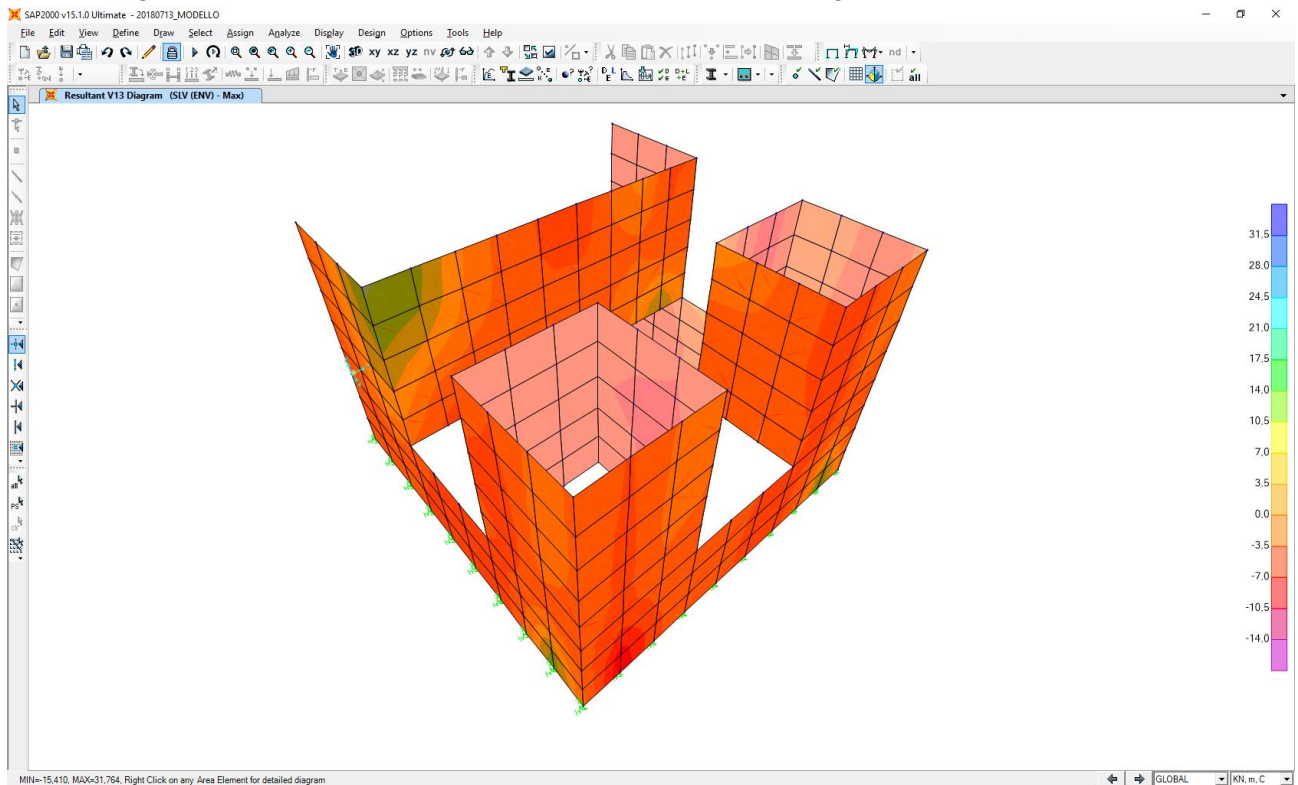
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



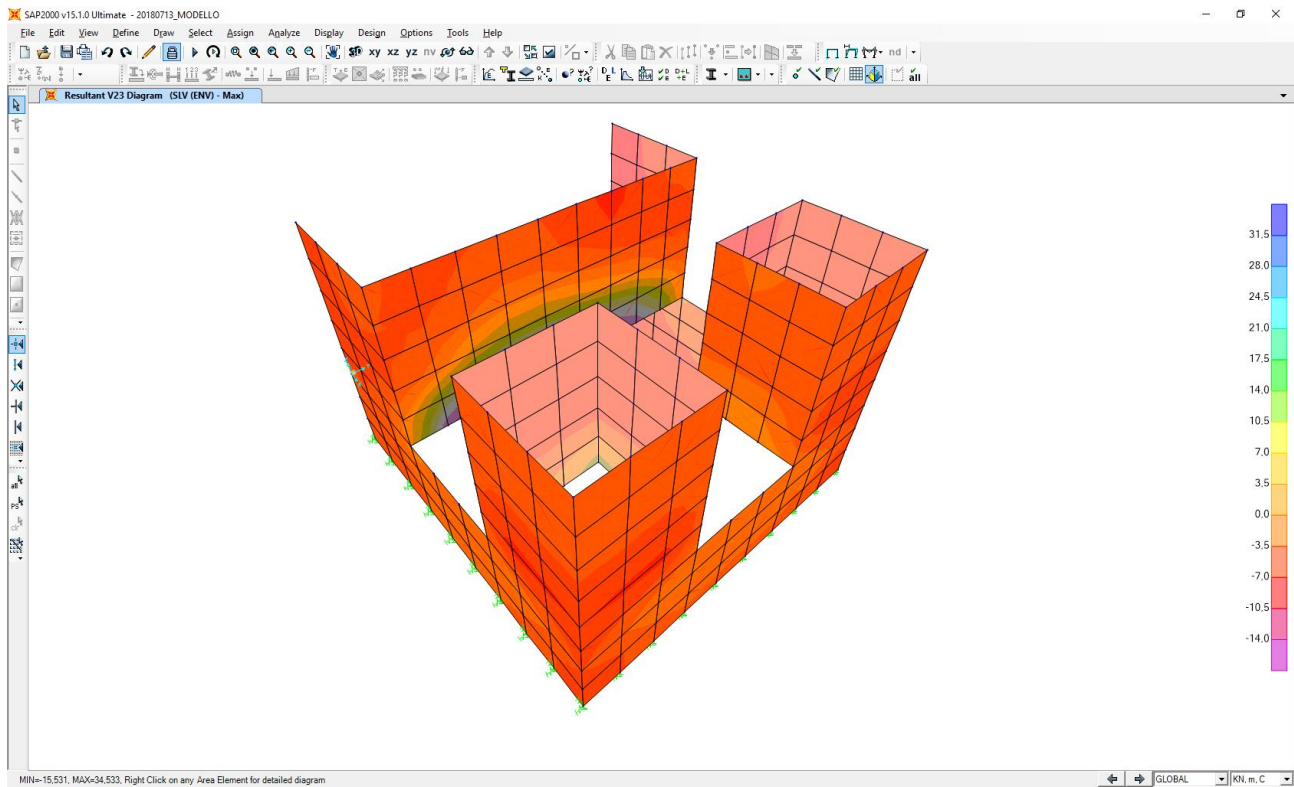
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



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

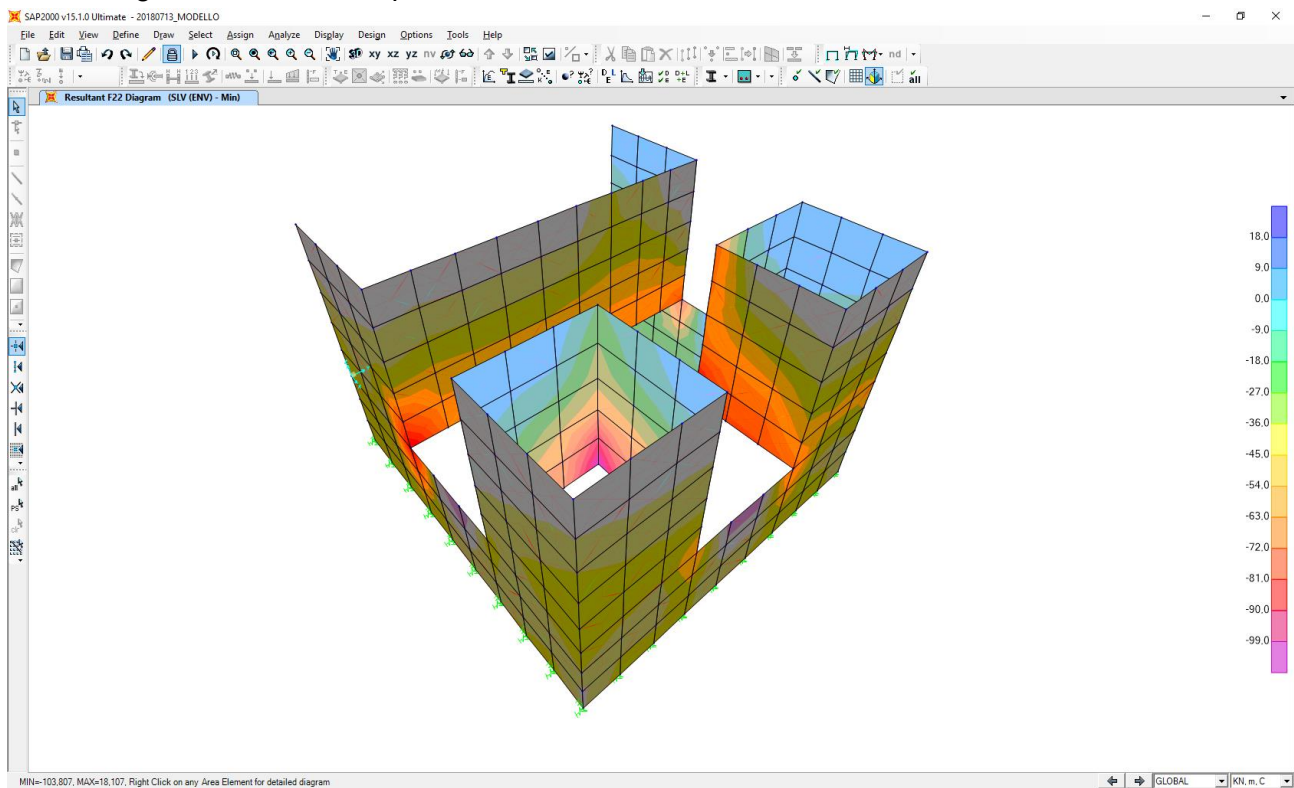


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

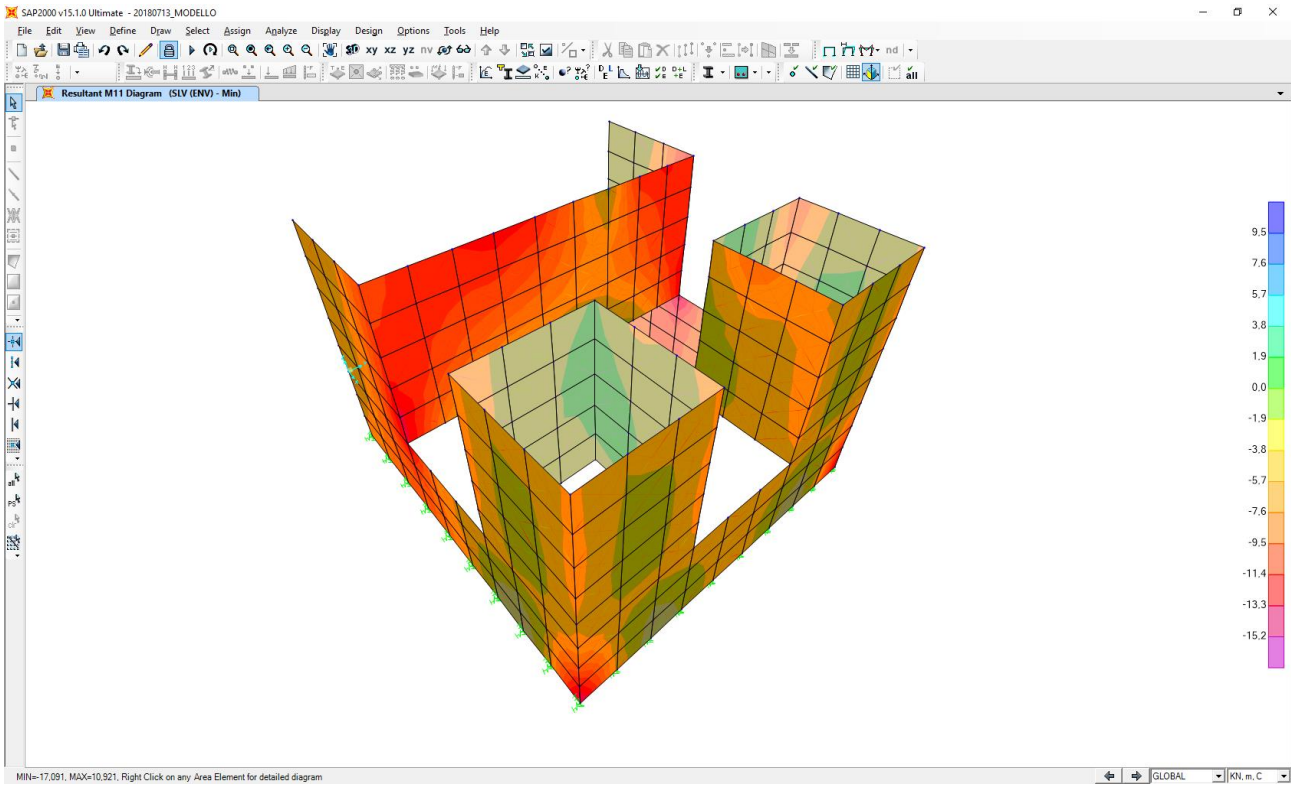


11.4 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

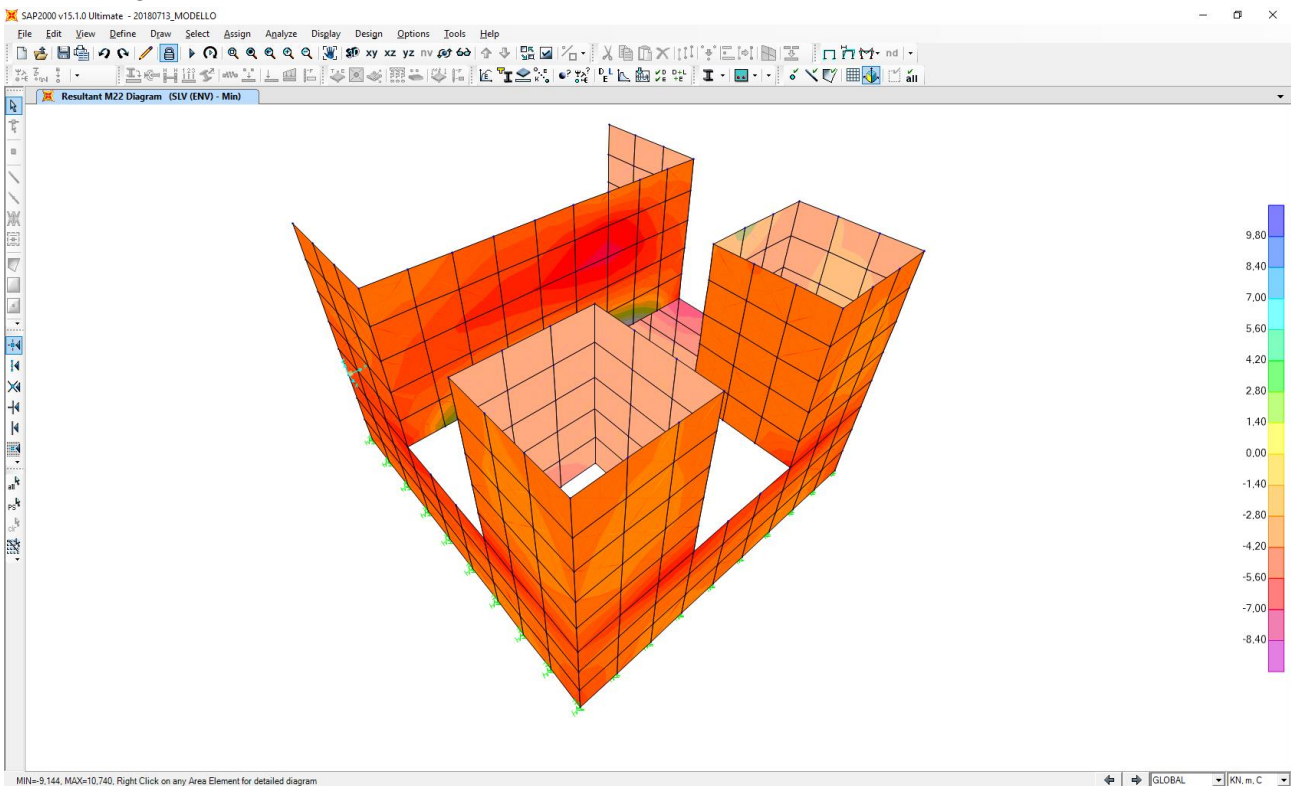
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



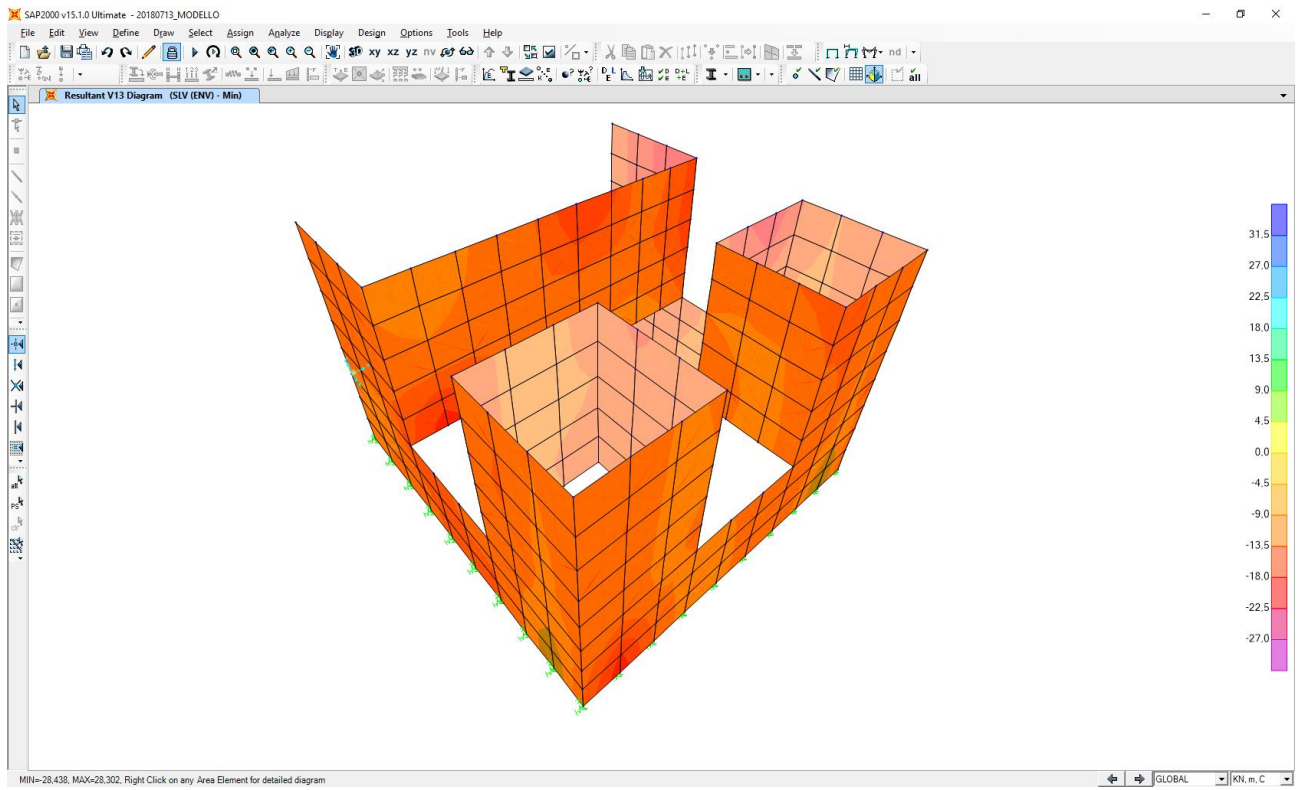
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



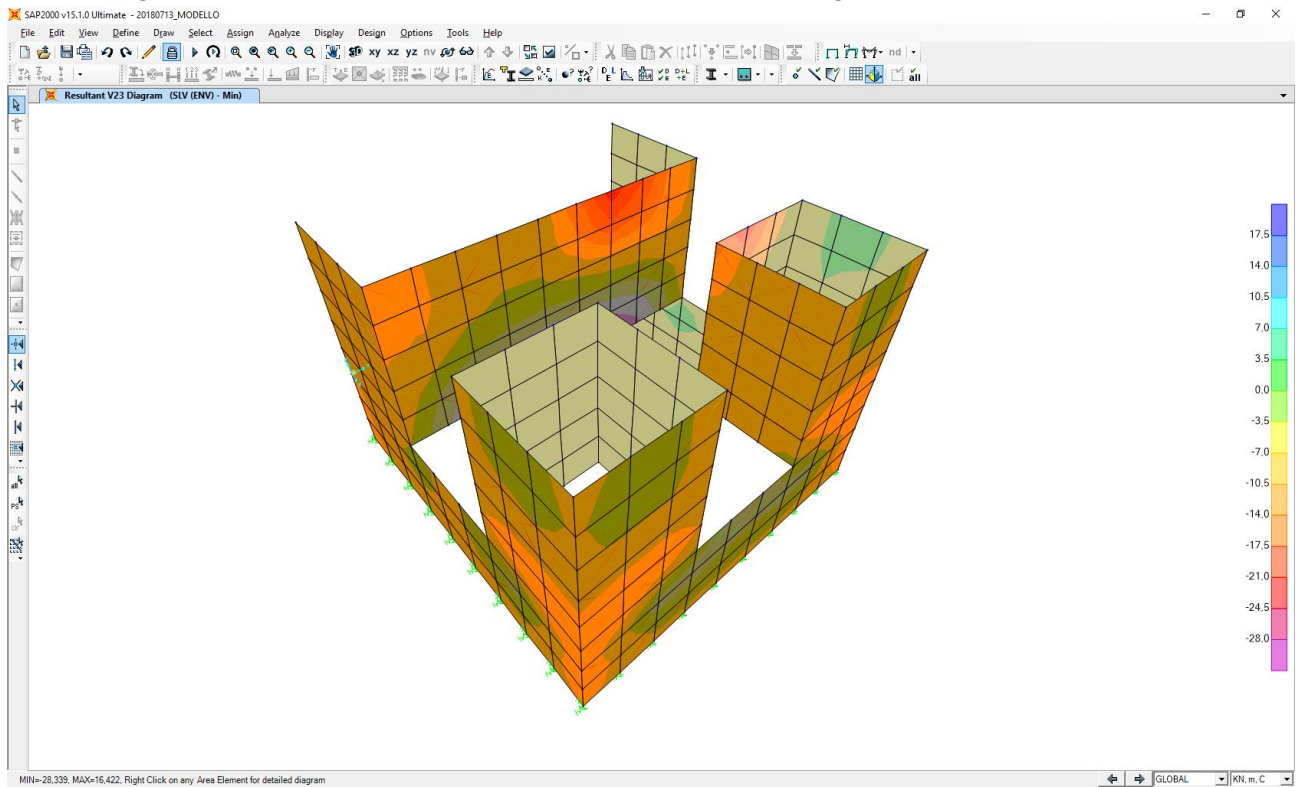
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



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



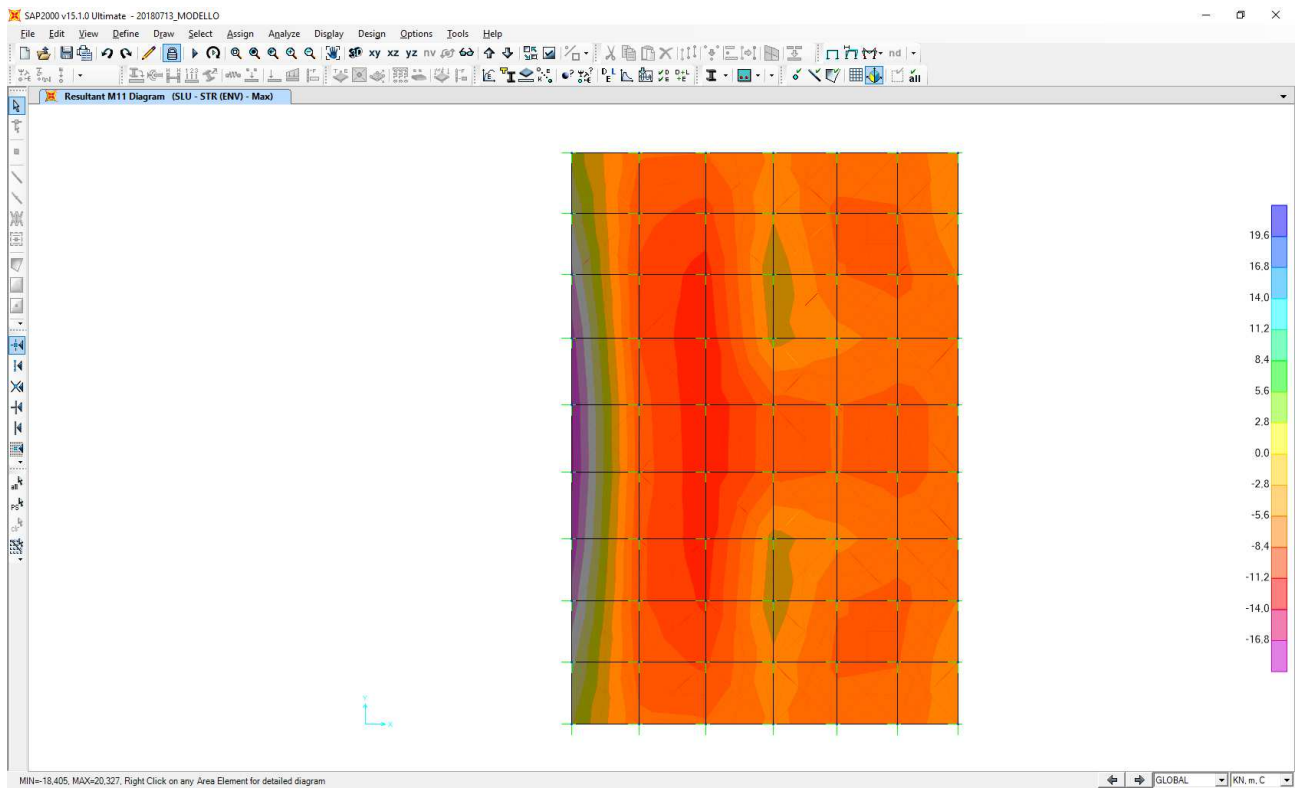
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:



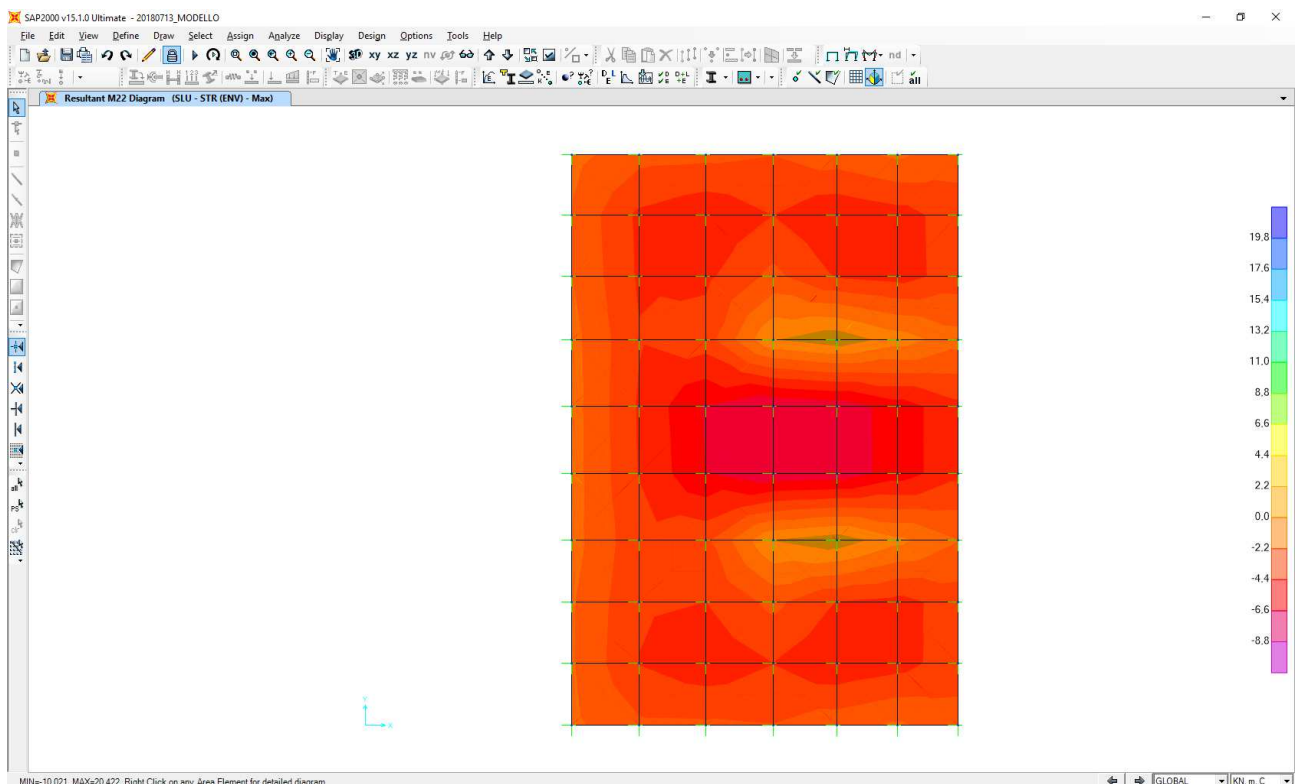
12 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

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

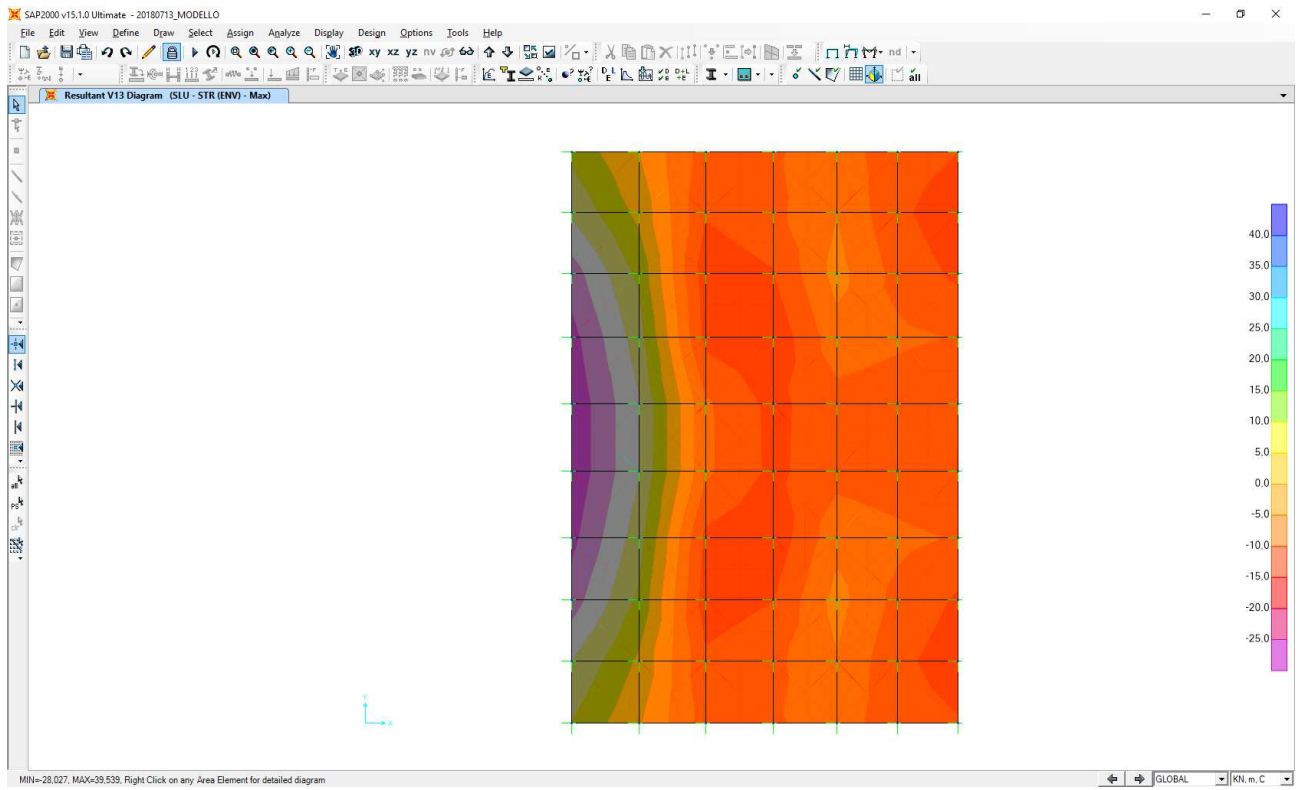
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



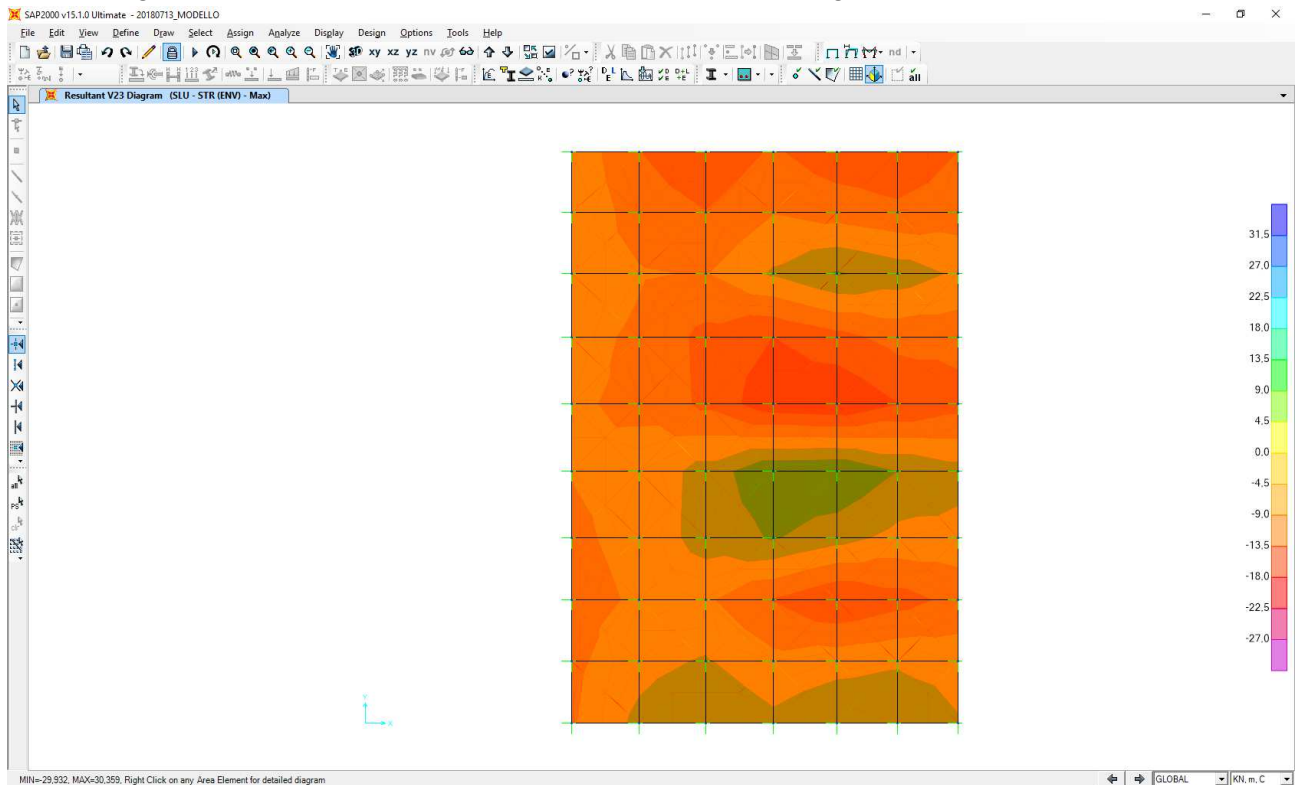
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



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

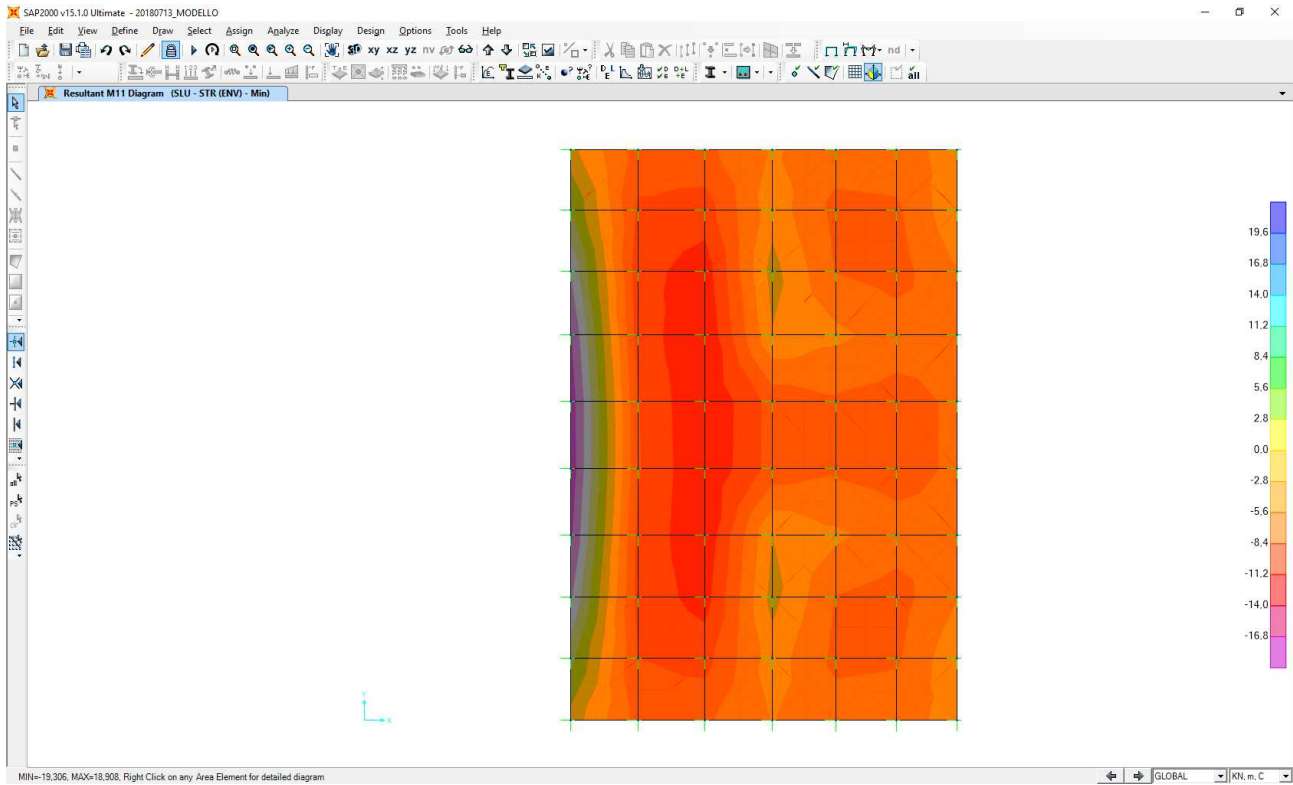


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

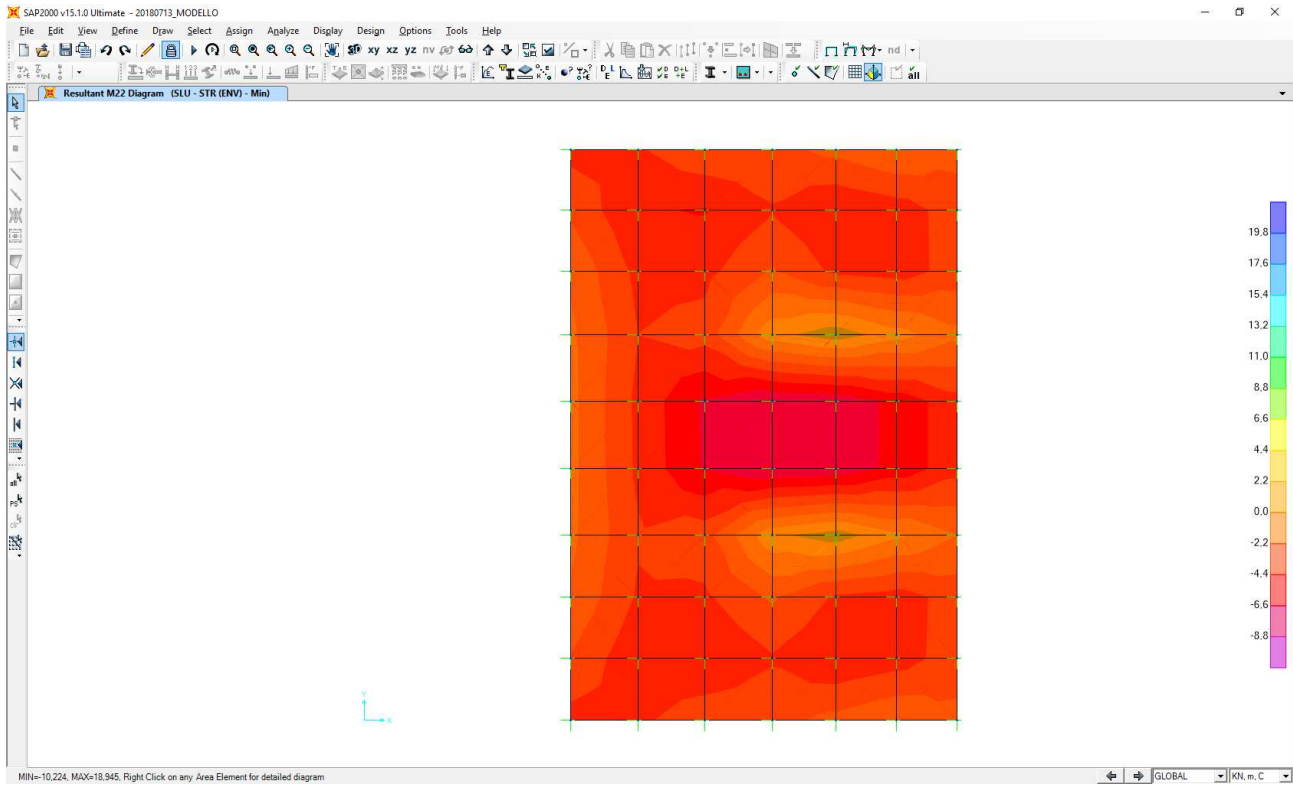


12.2 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

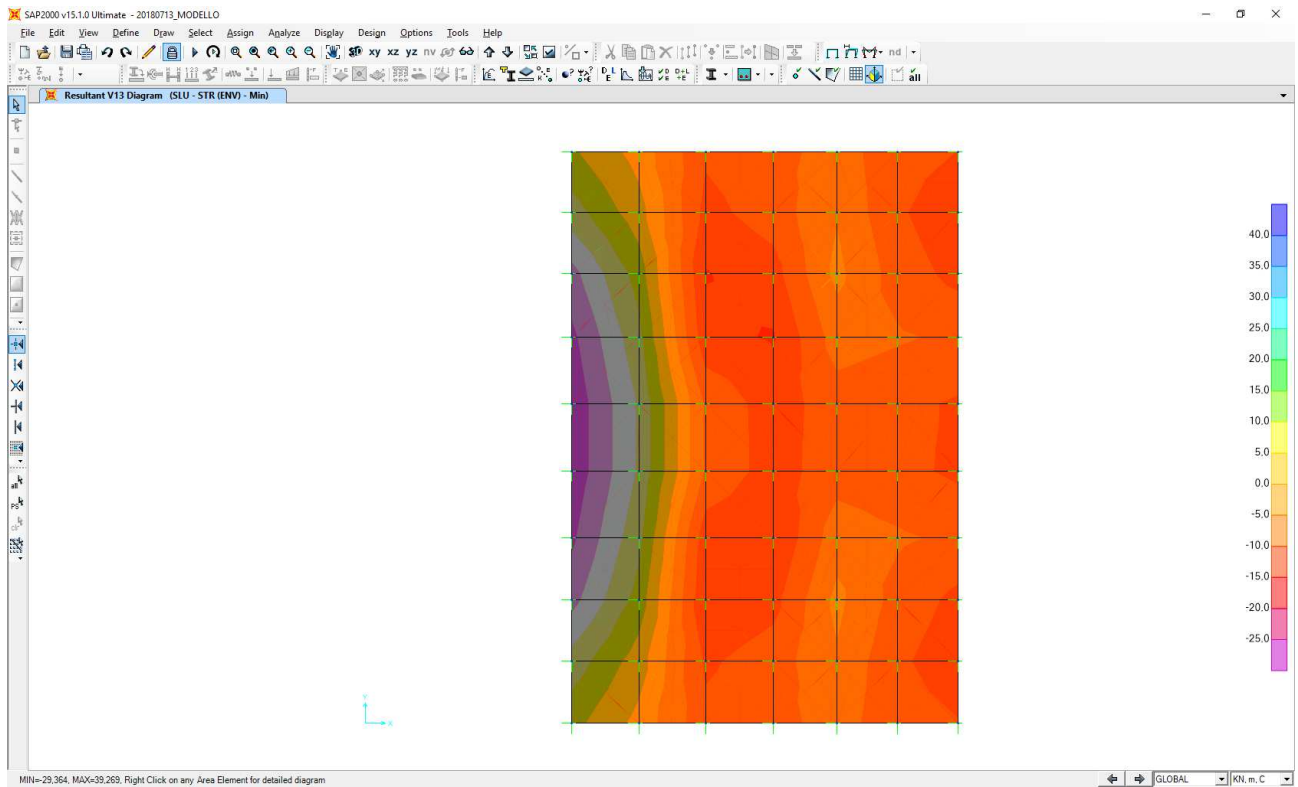
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



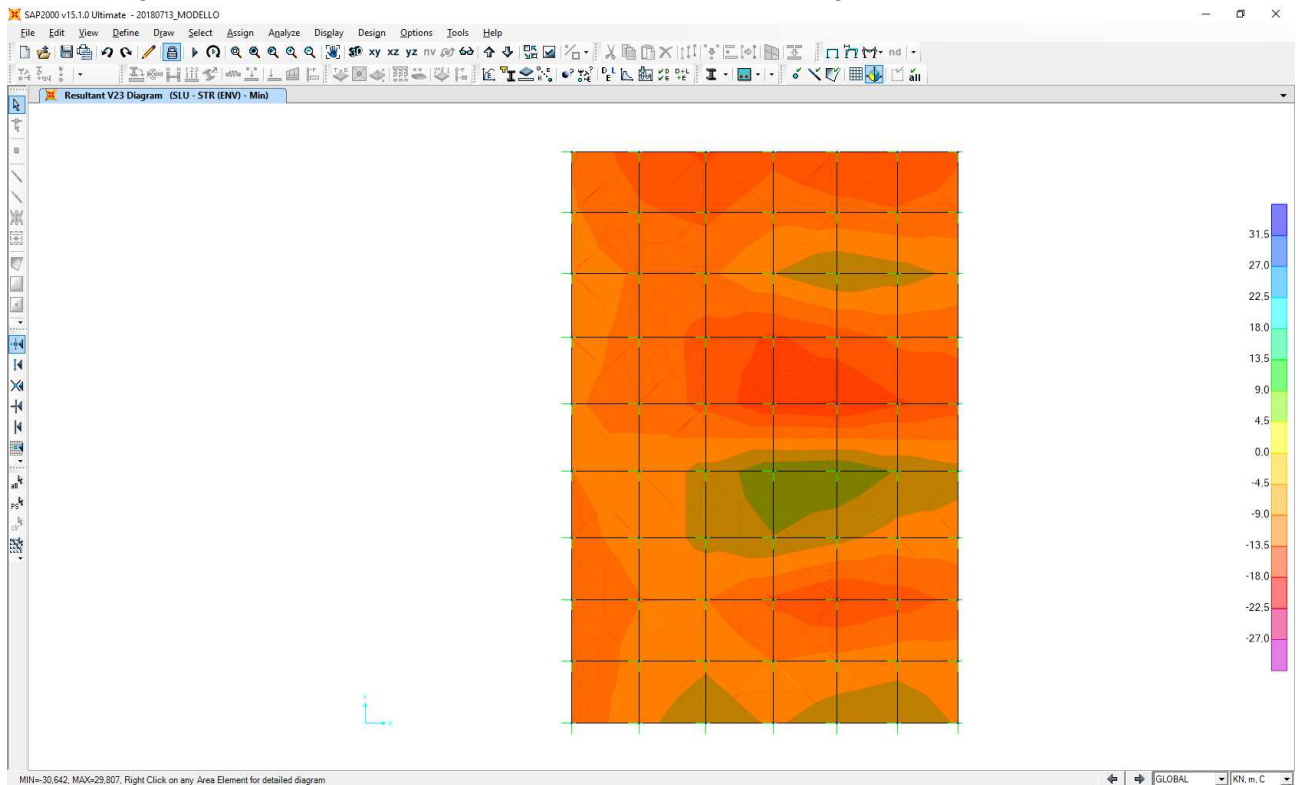
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



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

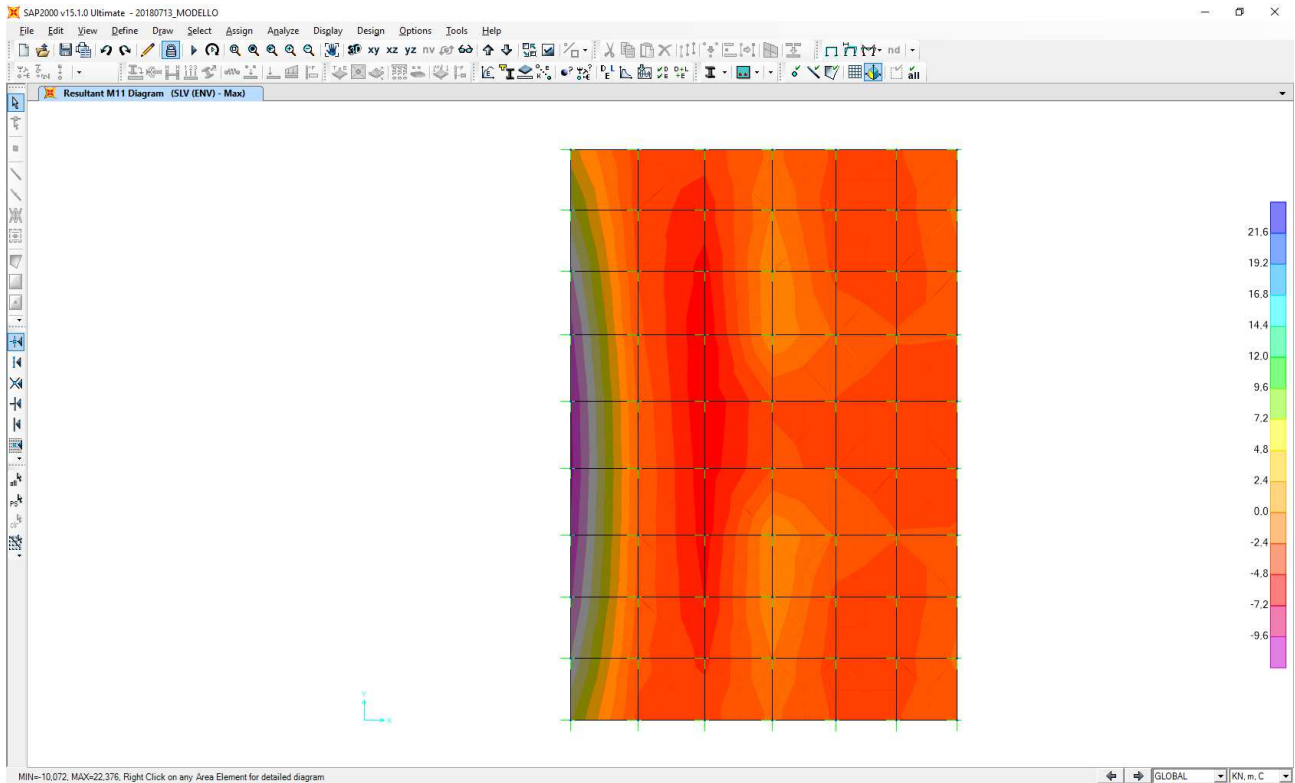


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

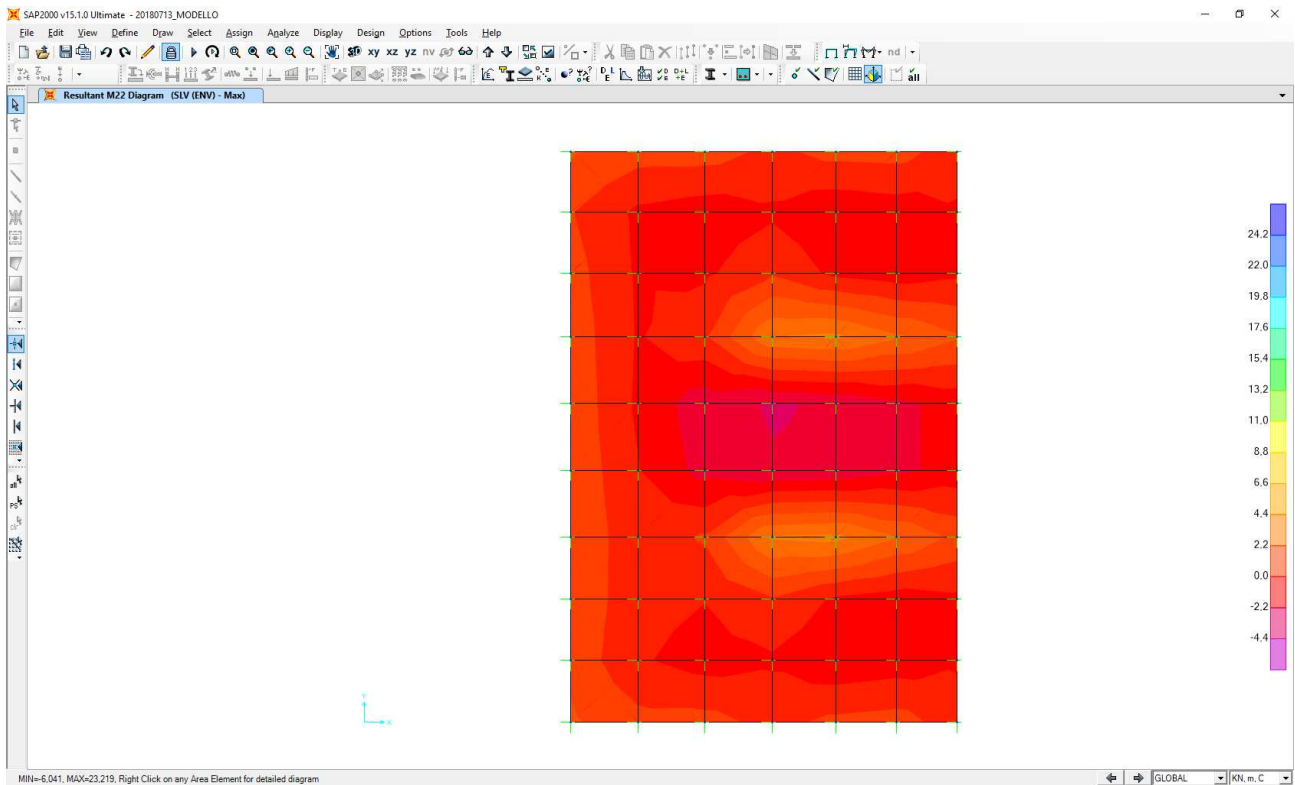


12.3 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MASSIMI)

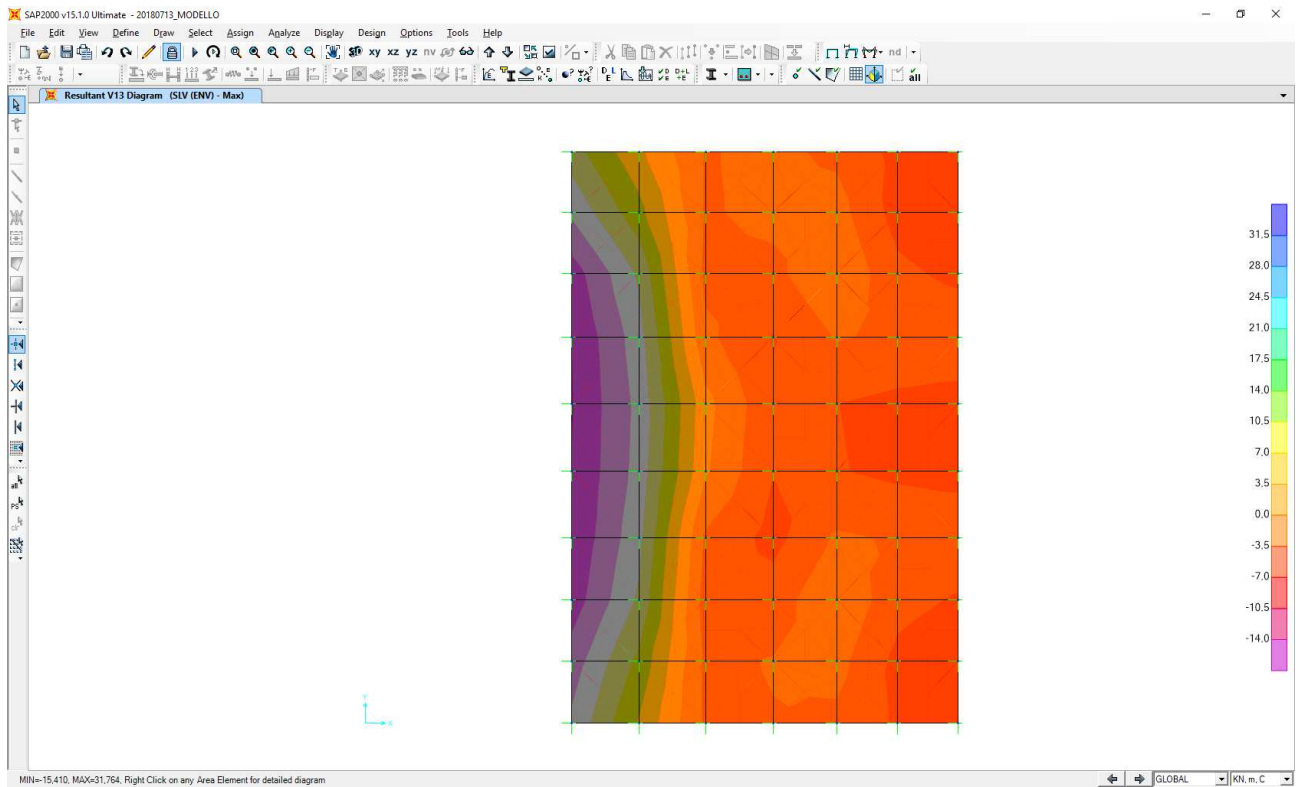
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



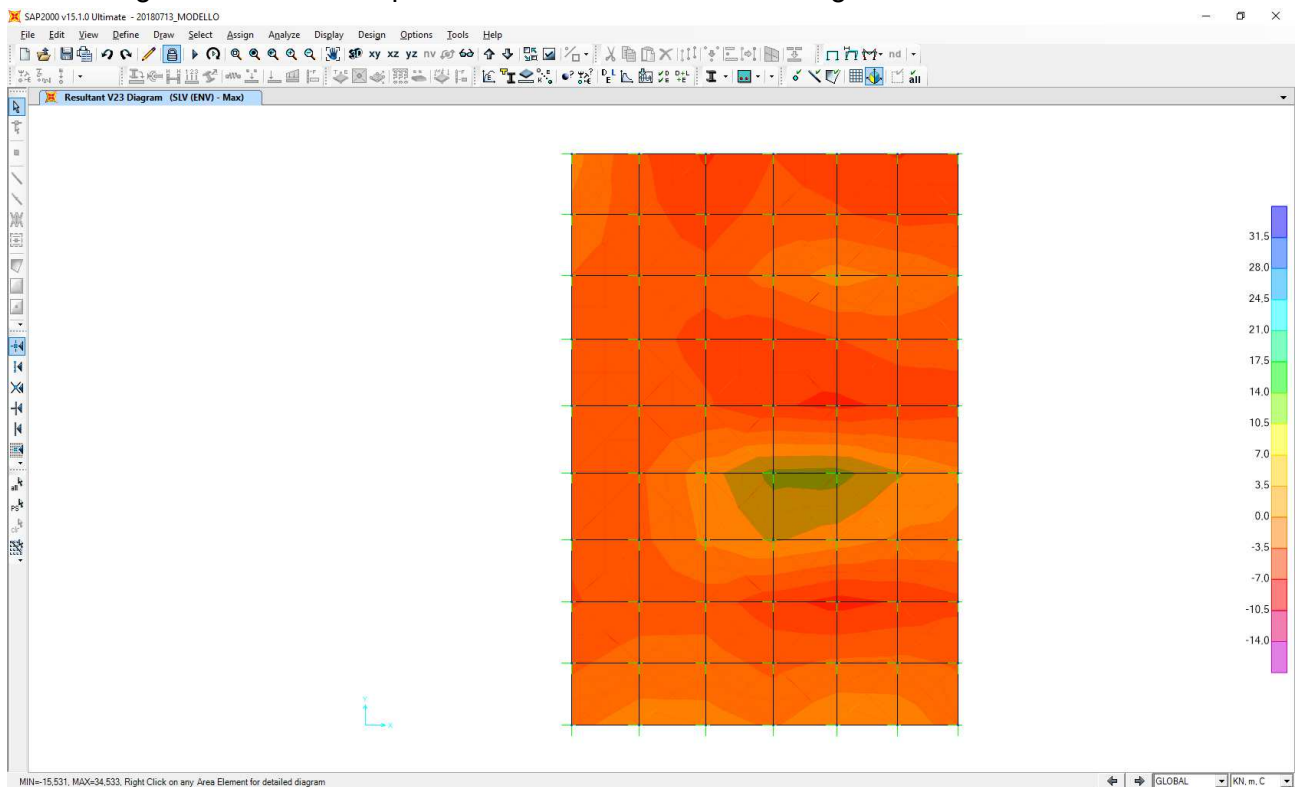
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



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

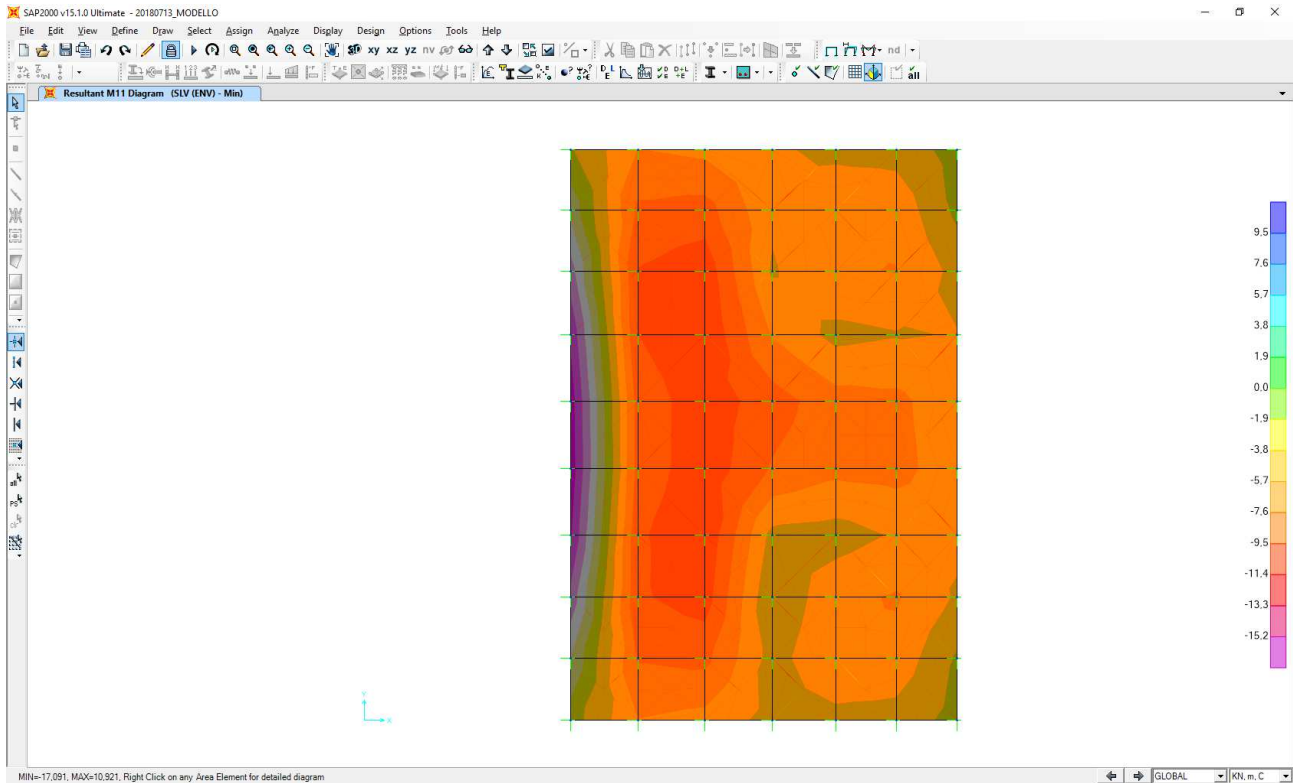


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

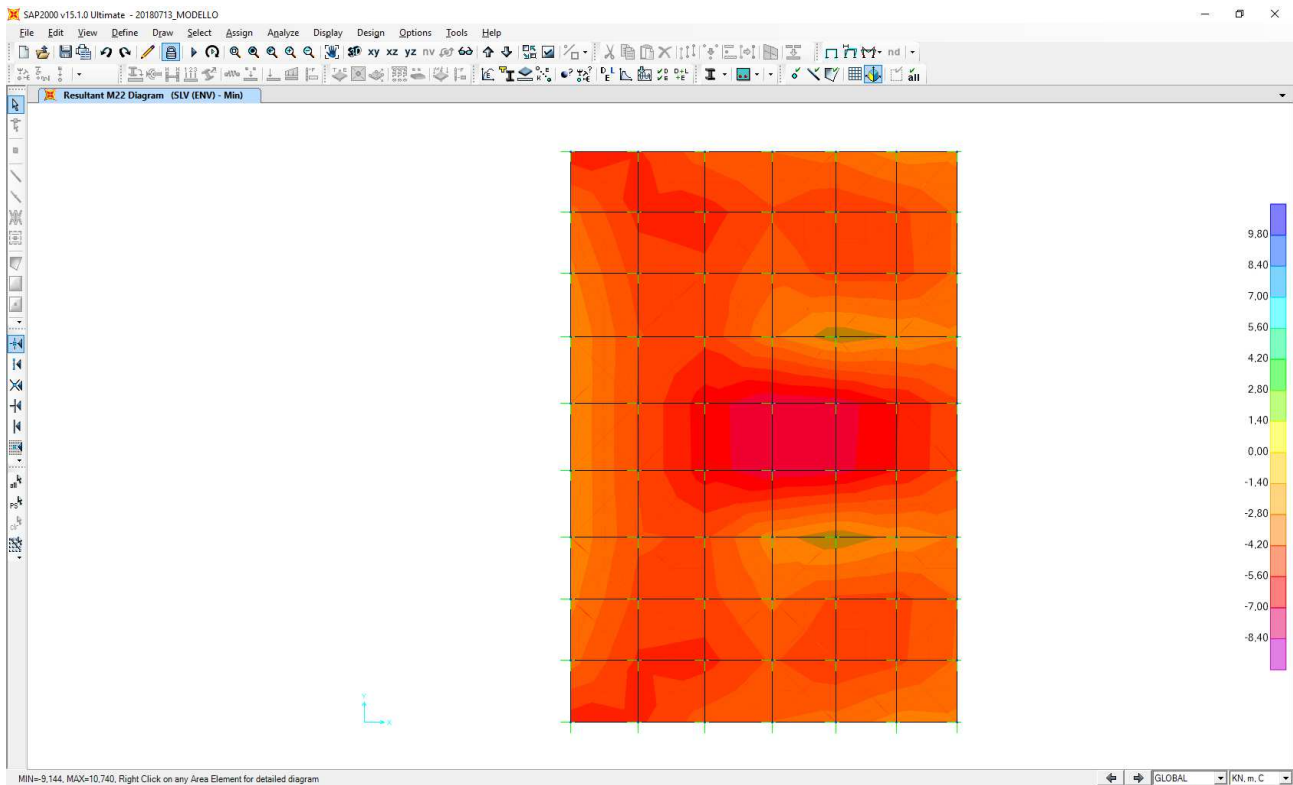


12.4 COMBINAZIONE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (INVILUPPO DEI VALORI MINIMI)

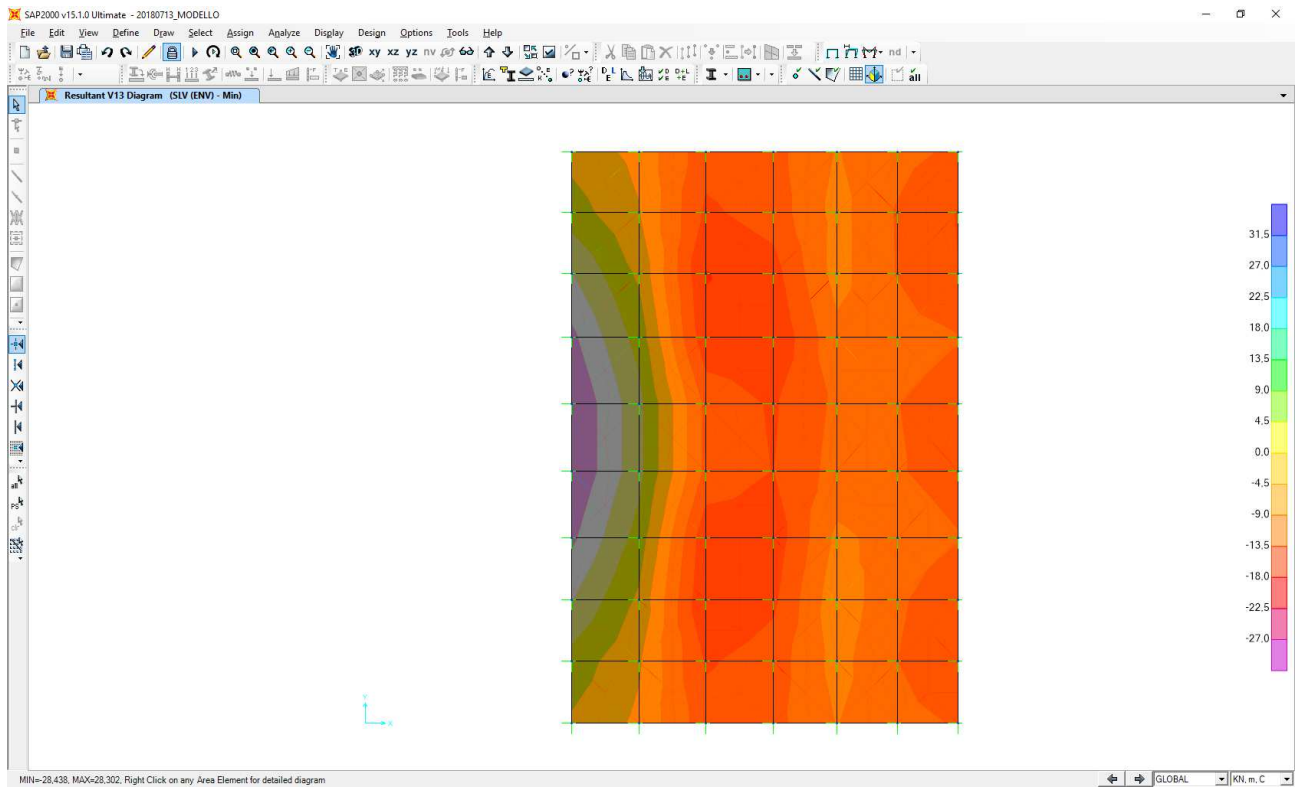
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



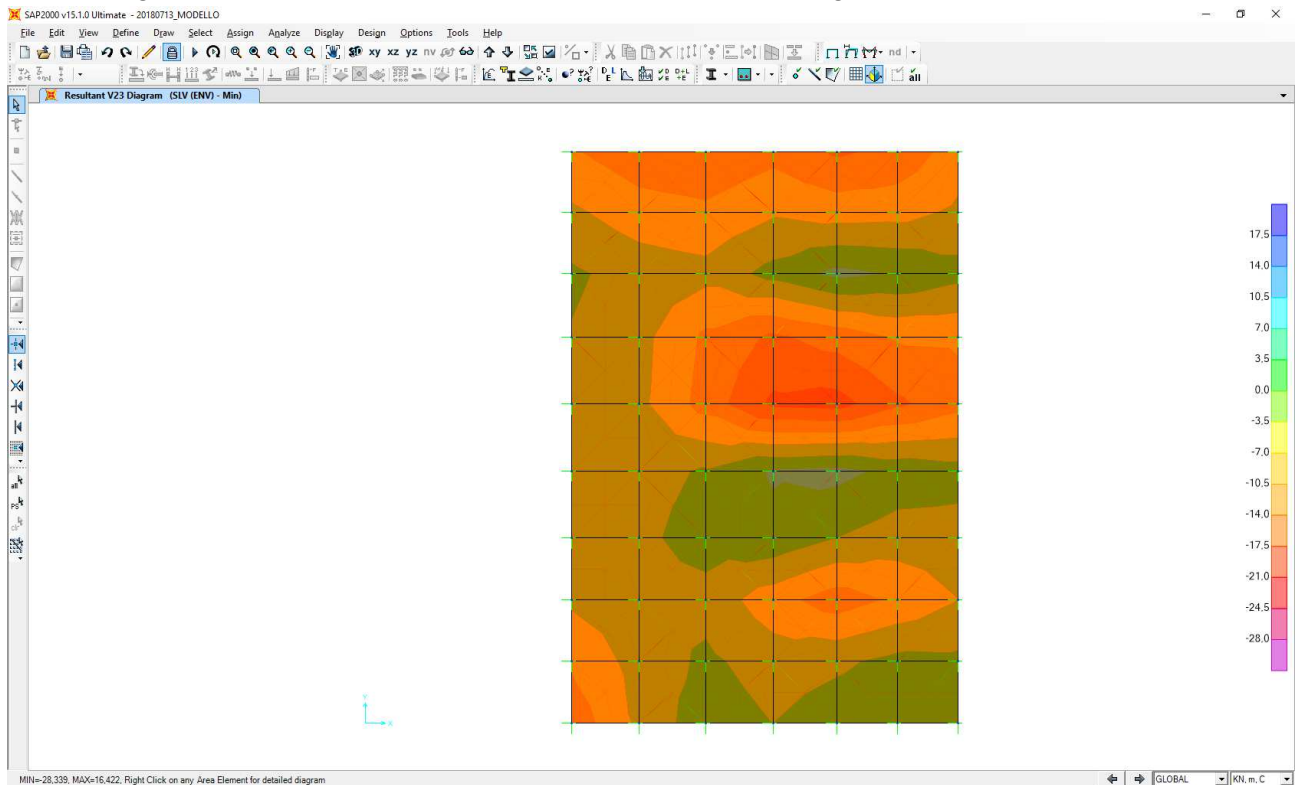
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



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]	$M_{oriz.Sd}$ [kNm]	$M_{vert.Sd}$ [kNm]	$V_{oriz.Sd}$ [kN]	$V_{vert.Sd}$ [kN]
SLE - QP	N_{max}	-76,51	0,42	4,79	-0,65	6,19
	$M_{oriz,max}$	-4,37	-13,38	-2,68	-20,37	-3,38
	$M_{vert,max}$	-38,55	2,36	13,60	-0,04	19,20
	$V_{oriz,max}$	-4,37	-13,38	-2,68	-20,37	-3,38
	$V_{vert,max}$	-38,55	2,36	13,60	-0,04	19,20
SLE - FREQ.	N_{max}	-76,64	0,52	4,74	-0,52	6,26
	$M_{oriz,max}$	-4,30	-14,07	-2,80	-21,41	-3,62
	$M_{vert,max}$	-38,53	2,85	14,74	-1,12	21,09
	$V_{oriz,max}$	-4,38	-13,78	-2,76	21,45	-3,46
	$V_{vert,max}$	-38,66	2,58	14,72	-0,01	21,21
SLE - RARA	N_{max}	-77,04	0,59	5,05	0,37	6,48
	$M_{oriz,max}$	-4,27	-14,30	-2,84	-21,75	-3,70
	$M_{vert,max}$	-38,54	2,93	15,13	-1,11	21,82
	$V_{oriz,max}$	-4,36	-14,01	-2,80	21,83	-3,52
	$V_{vert,max}$	-38,69	2,65	15,09	0,00	21,89
SLU - STR	N_{max}	-104,01	0,79	6,82	0,50	8,75
	$M_{oriz,max}$	-5,77	-19,31	-3,84	-29,36	-4,99
	$M_{vert,max}$	-52,02	3,95	20,42	-1,50	29,45
	$V_{oriz,max}$	-5,88	-18,91	-3,78	29,47	-4,75
	$V_{vert,max}$	-52,24	3,58	20,38	0,00	29,55
SLV	N_{max}	-103,81	0,89	7,30	0,28	9,17
	$M_{oriz,max}$	-6,72	-16,35	-3,33	24,87	-3,70
	$M_{vert,max}$	-36,05	4,75	23,22	-1,71	34,53
	$V_{oriz,max}$	-5,96	-15,68	-3,33	24,93	-3,45
	$V_{vert,max}$	-36,05	4,75	23,22	-1,71	34,53

Le azioni normali in 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 Ø10/40x40.

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 $N_{Sd} = 38,55$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 13,60$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,92 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 25,04 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -13,38$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,32 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 77,25 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 38,53$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 14,74$ kNm.

Verifica C.A. 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	5,8
			2	10,05	34,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

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

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

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{cu} 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_c/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -1,007 N/mm²
 σ_s 28,6 N/mm²

ϵ_s 0,143 ‰
 d 34,2 cm
 x 11,82 x/d 0,3457
 δ 0,8721

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,00 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 28,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -14,07$ kNm.

Verifica C.A. 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	5,65	7,2
			2	5,65	32,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -14,07 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{cu} 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_c/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -1,393 N/mm²
 σ_s 81,23 N/mm²

ϵ_s 0,4062 ‰
 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:

$$\sigma_c = 1,39 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 81,23 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 38,54$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 15,13$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,03 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 29,81 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -14,30$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,41 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 82,56 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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 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. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, 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:	$\sigma_{s,max}$	25,04	[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}	200,00	[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:	$\sigma_{s,max}$	28,60	[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}	200,00	[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.

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. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, 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:		$\sigma_{s,max}$	77,25 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		\varnothing_{max}	12 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		s_{max}	200,00 [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:		$\sigma_{s,max}$	81,23 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		\varnothing_{max}	12 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		s_{max}	200,00 [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 $N_{sd} = 36,05$ kN.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 23,22$ kNm.

Verifica C.A. 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	5,8
			2	10,05	34,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 36,05 0 kN
 M_{xEd} 23,22 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{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 ‰

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

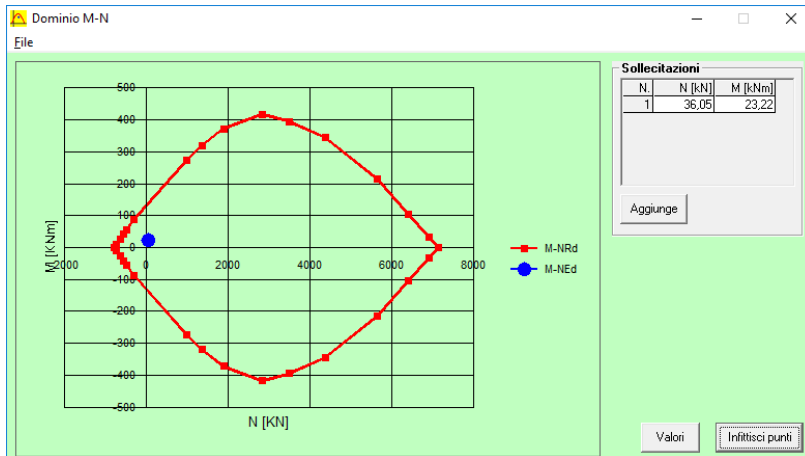
Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 139,9 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 22,15 ‰
 d 34,2 cm
 x 4,666 x/d 0,1364
 δ 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 139,90$ kNm > $M_{sd} = 23,22$ 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 $M_{Sd} = -19,31$ kNm.

Verifica C.A. 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	5,65	7,2
			2	5,65	32,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -19,31 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

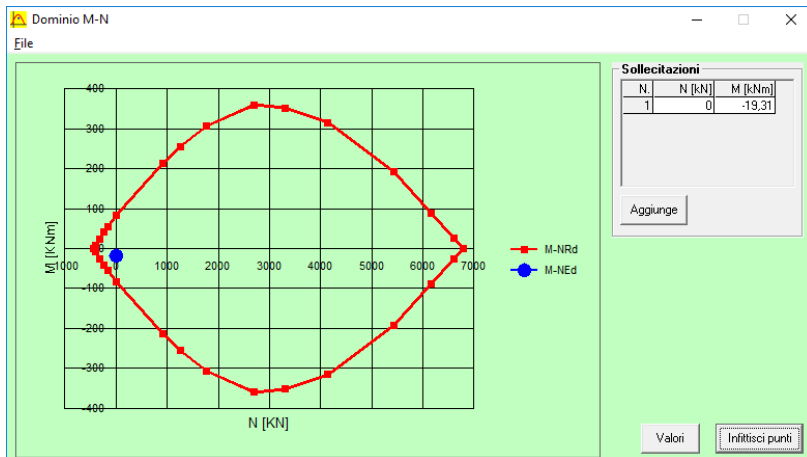
L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} -82,09 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_s 29,93 ‰
 d 32,8 cm
 x 3,434 x/d 0,1047
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -82,09$ kNm > $M_{Sd} = -19,31$ 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 $V_{Sd} = 34,53$ 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:	$V_{S,d}$	34,53	[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	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}	4,94	[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}	62,60	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	62,60	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,81	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE ORIZZONTALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = -29,36$ 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:	$V_{S,d}$	29,36	[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	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}	4,94	[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}	62,60	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	62,60	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,13	

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:

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

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

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	$M_{long,Sd}$ [kNm]	$M_{trav,Sd}$ [kNm]	$V_{long,Sd}$ [kN]	$V_{trav,Sd}$ [kN]
SLE - QP	$M_{long,max}$	13,72	2,16	28,90	0,06
	$M_{trav,max}$	2,09	8,01	-1,06	-22,85
	$V_{long,max}$	13,72	2,16	28,90	0,06
	$V_{trav,max}$	-2,85	-7,26	-1,06	-22,85
SLE - FREQ	$M_{long,max}$	14,72	2,37	29,19	0,14
	$M_{trav,max}$	2,13	8,56	-0,99	-22,74
	$V_{long,max}$	14,72	2,37	29,19	0,14
	$V_{trav,max}$	-2,70	-7,23	-0,99	-22,74
SLE - RARA	$M_{long,max}$	15,06	2,44	29,29	0,17
	$M_{trav,max}$	2,15	8,94	-0,97	-22,70
	$V_{long,max}$	15,06	2,44	29,29	0,17
	$V_{trav,max}$	-2,65	-7,22	-0,97	-22,70
SLU - STR	$M_{long,max}$	20,33	3,29	39,54	0,23
	$M_{trav,max}$	2,90	10,72	-1,31	-30,64
	$V_{long,max}$	20,33	3,29	39,54	0,23
	$V_{trav,max}$	-3,57	-9,75	-1,31	-30,64
SLV	$M_{long,max}$	22,38	4,13	31,53	0,83
	$M_{trav,max}$	3,62	13,21	0,67	28,36
	$V_{long,max}$	17,65	3,16	31,76	1,51
	$V_{trav,max}$	4,02	12,88	0,67	28,36

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 $M_{Sd} = 8,01$ kNm.

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

Titolo : _____

N° strati barre 2

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} 8,01 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: Metodo n

Materiali: B450C, C28/35

σ_c -0,5777 N/mm²
 σ_s 26,11 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,57 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 26,11 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 13,72$ kNm.

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

Titolo : _____

N° strati barre 2

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} 13,72 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: Metodo n

Materiali: B450C, C28/35

σ_c -0,8838 N/mm²
 σ_s 42,47 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,88 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 42,47 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 8,56$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,61 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 27,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 14,72$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,94 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 45,57 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 8,94$ kNm.

Verifica C.A. 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_{xEd} 8,94 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro

Coord. [cm]: xN 0, yN 0

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

Materiali: B450C, C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_c/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -0,6448 N/mm²
 σ_s 29,14 N/mm²
 ϵ_s 0,1457 ‰
 d 33,6 cm
 x 8,373 x/d 0,2492
 δ 0,7515

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,64$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 13,07$ N/mm²
 $\sigma_s = 29,14$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 15,06$ kNm.

Verifica C.A. 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	4,8
			2	10,05	35,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 15,06 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro

Coord. [cm]: xN 0, yN 0

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

Materiali: B450C, C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_c/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -0,9701 N/mm²
 σ_s 46,62 N/mm²
 ϵ_s 0,2331 ‰
 d 35,2 cm
 x 8,373 x/d 0,2379
 δ 0,7373

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,97$ N/mm² < $0,45 f_{ck} = 13,07$ N/mm²
 $\sigma_s = 46,62$ N/mm² < $0,80 f_{yk} = 360,00$ N/mm²
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

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. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Aggressive ▼ Armatura: Poco sensibile ▼

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	26,11 [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}	200,00 [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:		$\sigma_{s,max}$	27,90 [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}	200,00 [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

14.4.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

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 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. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, 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:	$\sigma_{s,max}$	42,47	[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}	200,00	[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:	$\sigma_{s,max}$	45,57	[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}	200,00	[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 ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 13,91$ kNm.

Verifica C.A. 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_{xEd} 13,91 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{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 134,2 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 20,84 ‰
 d 33,6 cm
 x 4,832 x/d 0,1438
 δ 0,7

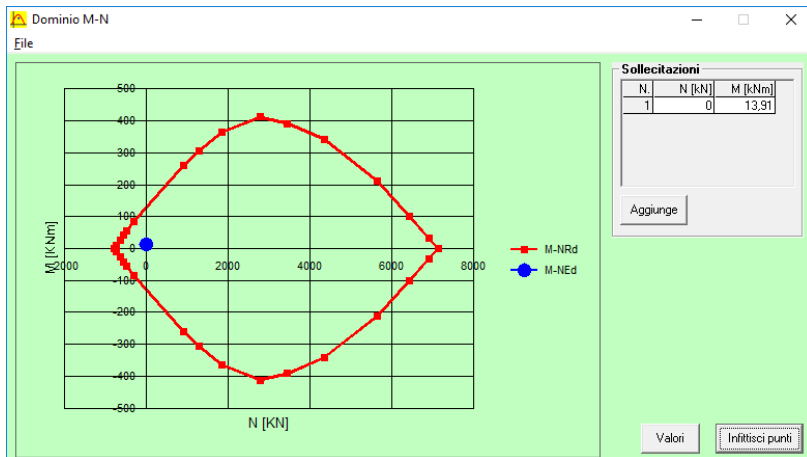
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 134,20$ kNm > $M_{Sd} = 13,92$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 22,38$ kNm.

Verifica C.A. 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	4,8
			2	10,05	35,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	22,38	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

Proprietà	B450C	C28/35
ε _{su} ‰	67,5	2
f _{yd} N/mm²	391,3	3,5
E _s N/mm²	200.000	15,87
E _s /E _c	15	0,8
ε _{syd} ‰	1,957	11
σ _{s,adm} N/mm²	255	0,6667
τ _{co}	0,6667	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 ‰

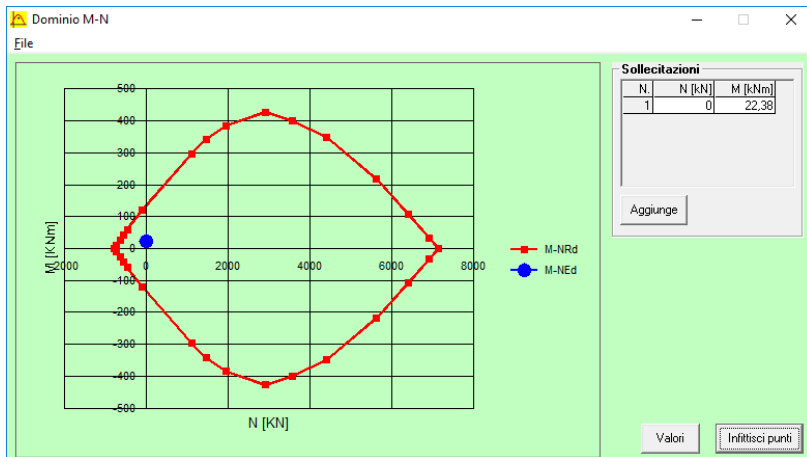
d 35,2 cm

x 4,057 x/d 0,1153

δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 135,80$ kNm > $M_{Sd} = 22,38$ 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 TAGLIO – DIREZIONE TRASVERSALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = -30,64$ 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:	$V_{S,d}$	30,64	[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. 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}	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:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,60	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE LONGITUDINALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $M_{Sd} = 39,54$ kNm.

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:	$V_{S,d}$	39,54	[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. 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}	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:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,01	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

15 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
