

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

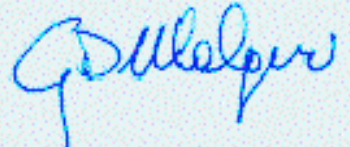
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

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

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

FC03

F - PROGETTO IDRAULICO

FC - RACCOLTA ACQUE DI PIATTAFORMA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA TIPO A

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO203 E 2301

NOME FILE

FC03-P00OI00IDRRE02_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. P00OI00IDRRE02

A

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. NICOLA LIGAS	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	UNITA' DI MISURA	8
5	MATERIALI	9
5.1	Calcestruzzo	9
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	9
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali	9
5.2	Acciaio	10
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	10
5.2.2	Acciaio per rete elettrosaldata	10
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	11
5.4	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	12
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	14
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	15
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	15
7.2	Definizione della strategia progettuale	16
7.3	Parametri di calcolo	18
7.3.1	Parametri numerici sismici	18
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	18
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	18
7.3.4	Fattori di struttura	19
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	19
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	22
8	IL MODELLO DI CALCOLO	23
8.1	Descrizione del modello di calcolo	23
9	ANALISI DEI CARICHI	24
9.1	Carichi permanenti strutturali	24
9.1.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	24
9.2	Carichi permanenti non strutturali	24
9.2.1	Peso proprio ringrosso in calcestruzzo (g2)	24
9.2.2	Peso proprio delle piastre superiori amovibili in c.a. (g3)	25
9.2.3	Peso proprio dei chiusini in ghisa (g4)	26
9.2.4	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali	27
9.2.5	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti	31
9.3	Carichi accidentali	33
9.3.1	Carichi accidentali agenti sulla copertura della vasca	33
9.3.2	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	34
9.3.3	Carichi accidentali agenti sulla zattera di fondazione	36
9.3.4	Azione della neve	37
9.3.5	Azione del vento	37
9.4	Deformazioni impresse – effetti reologici	38
9.4.1	Ritiro della soletta di copertura	38
9.4.2	Azione termica uniforme	38
9.4.3	Azione termica differenziale	38
9.5	Azione sismica	39

9.5.1	Azione inerziale delle masse	39
9.5.2	Sovrappinta dinamica dei terreni	41
9.5.3	Sovrappinta dinamica dell'acqua	42
10	COMBINAZIONI DI CARICO	44
10.1	Carichi elementari	44
10.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti 46	
10.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	47
10.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche... ..	48
10.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	49
10.6	Combinazione di carico sismiche.....	52
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	54
11.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo max.....	54
11.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo min.....	57
11.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo max	60
11.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo min	63
11.5	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo max	66
11.6	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo min	69
12	VERIFICHE STRUTTURALI	72
12.1	Verifiche dei setti perimetrali.....	72
12.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	72
12.1.2	Sezione ed armatura di verifica	73
12.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale	73
12.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale	74
12.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale	75
12.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale	76
12.1.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale	77
12.1.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	78
12.1.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale	79
12.1.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale	80
12.1.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale	81
12.1.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale	82
12.1.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	83
12.2	Verifiche zattera di fondazione.....	85
12.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	85
12.2.2	Sezione ed armatura di verifica	86
12.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura trasversale	86
12.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura trasversale.....	87
12.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura trasversale.....	88

12.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura trasversale	89
12.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura trasversale	90
12.2.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	91
12.2.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale	92
12.2.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale	93
12.2.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale	94
12.2.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale	95
12.2.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	96
12.3	Verifiche del setto centrale longitudinale	97
12.3.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	97
12.3.2	Sezione ed armatura di verifica	99
12.3.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale	99
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale	100
12.3.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale	101
12.3.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale	102
12.3.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale	103
12.3.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	104
12.3.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale	105
12.3.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale	106
12.3.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale	107
12.3.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale	108
12.3.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	109
12.4	Verifiche dei setti centrali trasversali.....	111
12.4.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	111
12.4.2	Sezione ed armatura di verifica	112
12.4.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale	112
12.4.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale	113
12.4.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale	114
12.4.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale	115
12.4.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale	116
12.4.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale.....	117
12.4.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale	118
12.4.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale	119

12.4.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale	120
12.4.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale ...	121
12.4.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	122
12.5	Verifiche trave a “T rovescia”	123
12.5.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	123
12.5.2	Sezione ed armatura di verifica	124
12.5.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente.....	124
12.5.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente....	125
12.5.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	126
12.5.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	127
12.5.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione	128
12.5.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	129
13	VERIFICHE STRUTTURALI PIASTRA AMOVIBILE IN C.A.	130
13.1	Descrizione	130
13.2	Descrizione del modello di calcolo	131
13.3	Analisi dei carichi	131
13.3.1	Peso proprio delle piastra in cemento armato	131
13.3.2	Carichi accidentali agenti sulla piastra in c.a.....	131
13.4	Valutazione delle azioni sollecitanti	132
13.4.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio	132
13.4.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo	134
13.5	Verifiche della piastra.....	136
13.5.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	136
13.5.2	Sezione ed armatura di verifica	136
13.5.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni — Armatura trasversale.....	137
13.5.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni — Armatura ongitudinale.....	137
13.5.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Armatura longitudinale	138
13.5.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Armatura longitudinale	138
13.5.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Armatura trasversale	139
13.5.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Armatura longitudinale	140
13.5.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	141
14	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	142
14.1	Carichi elementari	142
14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	143
14.2	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo alla base della zattera di fondazione ..	144
14.2.1	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	144
14.2.2	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	144
14.3	Verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento	145
14.4	Risultati	147
14.4.1	Dati	147
14.4.2	Descrizione combinazioni di carico	148
14.4.3	Opzioni di calcolo	149

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche della vasca di prima pioggia di tipo "A" realizzata in cemento armato gettata in opera nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La vasca di prima pioggia di tipo "A" viene completamente realizzata in cls armato gettato in opera. Lo platea di base presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- spessore di 132cm per la zona di ingresso e di uscita delle acque;
- spessore di 40 cm per il comparto di accumulo, di rilancio e sollevamento delle acque;
- superficie totale in pianta pari a circa $9,80 \text{ m} \times 5,40 \text{ m} = 52,92 \text{ m}^2$.

I setti perimetrali controterra hanno spessore pari a 40 cm, mentre il setto centrale che divide il comparto di accumulo ha uno spessore pari a 60cm.

La vasca presenta al livello del piano di copertura una serie di travi a "T rovescia" di dimensione 60x50cm sulle quali poggeranno le piastre amovibili di copertura realizzate in c.a., per la manutenzione straordinaria dell'opera, e i chiusini carrabili D400 in ghisa per l'accesso del personale addetto alla manutenzione ordinaria dell'opera.

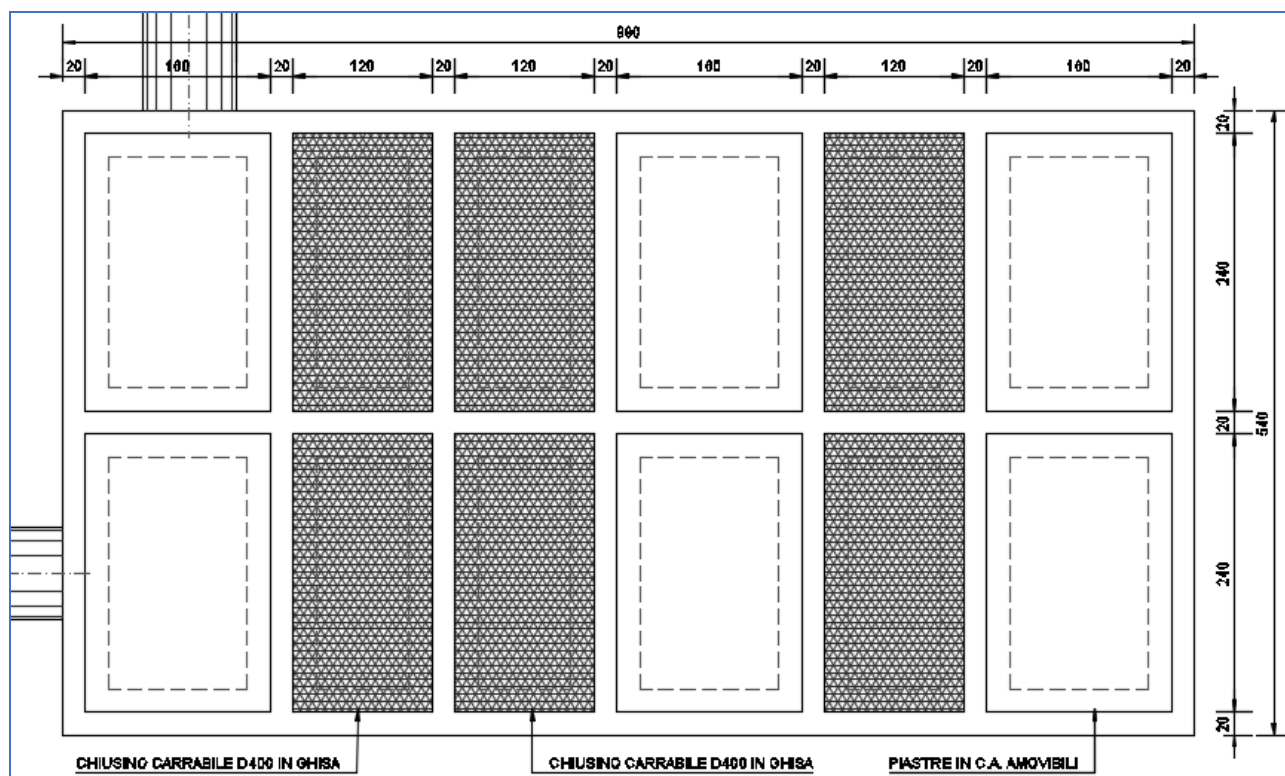


FIGURA 1: PIANTA COPERTURA

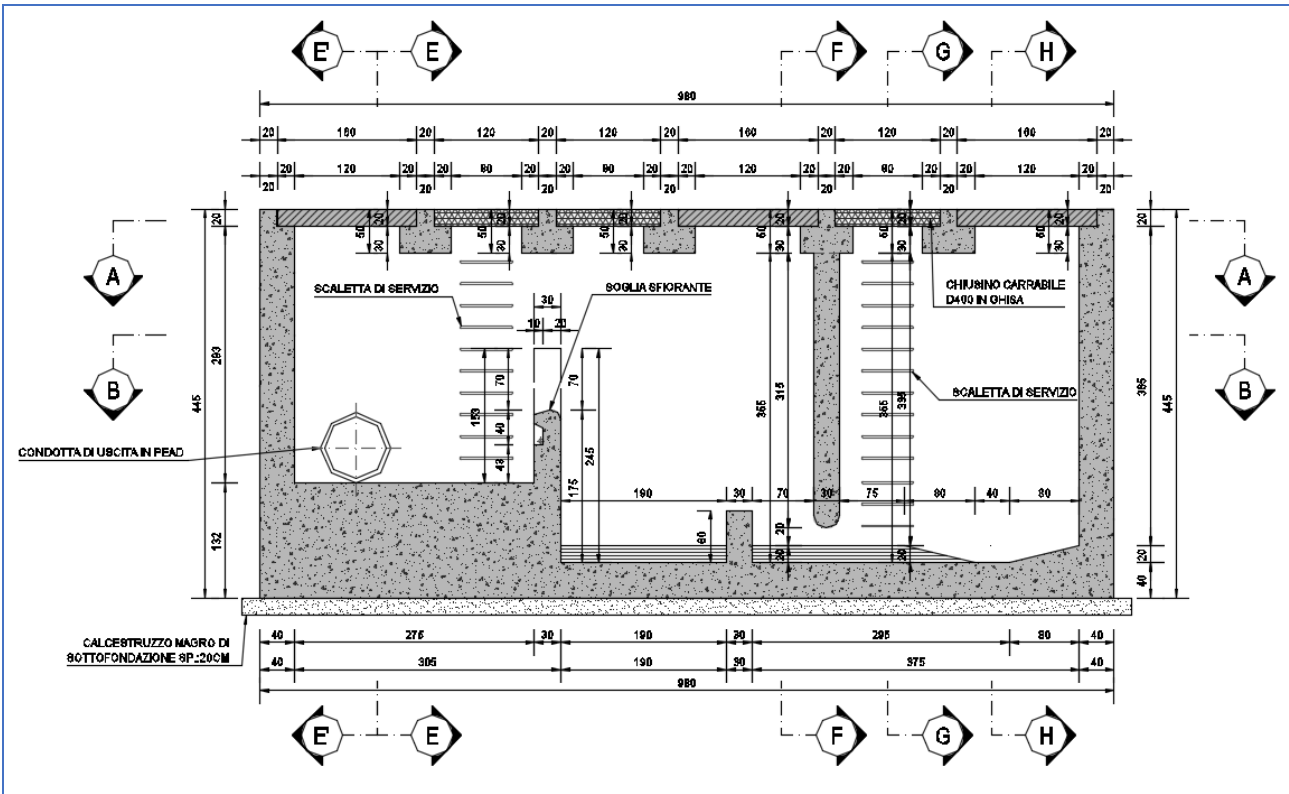


FIGURA 2: SEZIONE LONGITUDINALE

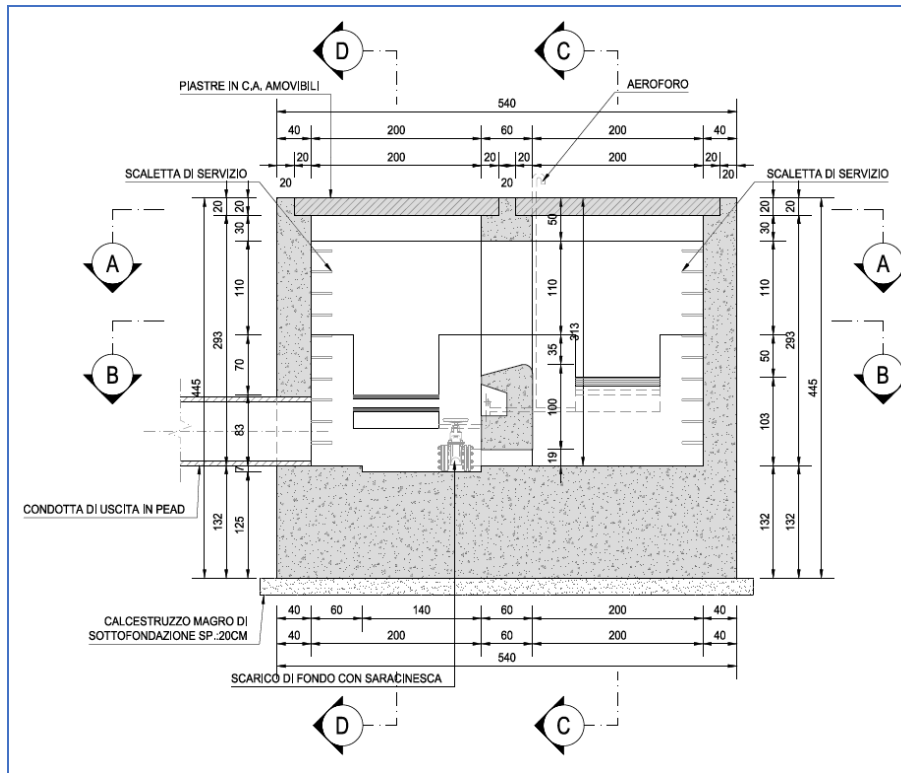


FIGURA 3: SEZIONE TRASVERSALE INGRESSO/USCITA

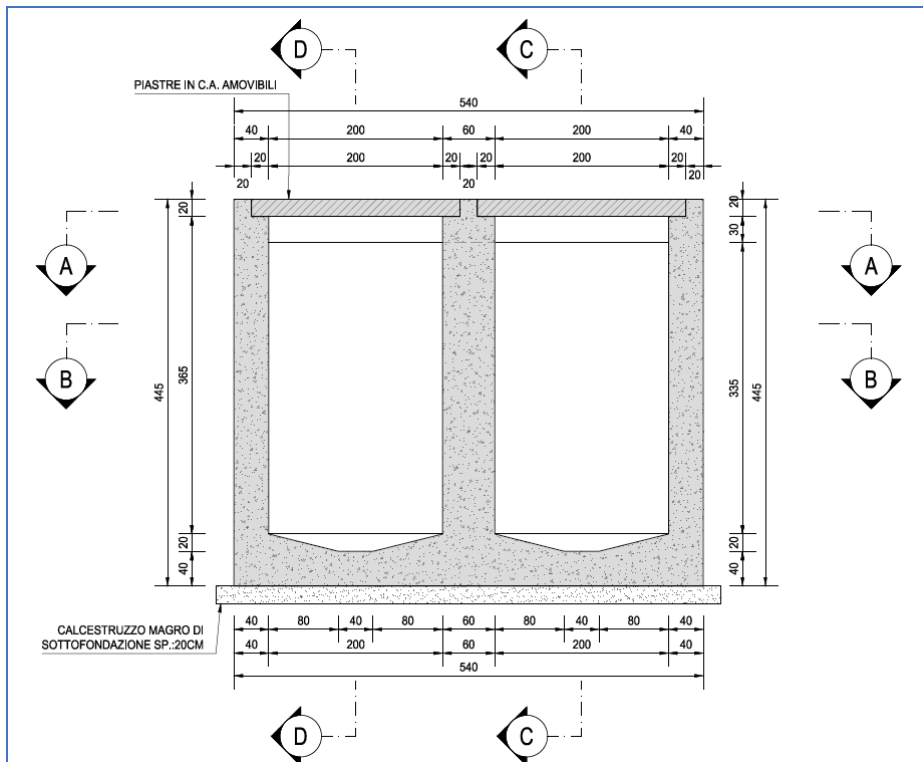


FIGURA 4: SEZIONE TRASVERSALE COMPARTO DI ACCUMULO

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 21/01/2019 n. 7/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale

4 UNITA' DI MISURA

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

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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018

CLASSE DI RESISTENZA		C35/45			
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	45,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	37,35	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	45,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	21,17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	3,35	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	2,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,56	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	22,41	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	16,81	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	34.625,49	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	34.625,49	[N/mm ²]

A favore di sicurezza ai fini delle verifiche strutturali è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018					
CLASSE DI RESISTENZA			C25/30		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$[f_{ck} + 8]$	11.2.10.1	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	f_{ctk}	1,79	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,19	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	14,94	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	11,21	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	$[E_c = E_{cm}]$	C4.1.2.2.5	E_c	31.447,16	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	31.447,16	[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)


5.2.2 ACCIAIO PER RETE ELETTROSALDATA

Per le reti elettrosaldate è stato previsto un acciaio del tipo **B450A**, 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)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

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

		CODICE FILE	MAT-02	
		OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO	
Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)				
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto		
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XD3 <input type="button" value="v"/>		
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto		
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Molto Aggressivo		
Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV				
Classe minima Cmin		Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo	
C35/45		Barre da c.a. elementi a pi <input type="button" value="v"/>	C35/45 <input type="button" value="v"/>	
Classe C0		Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità	
C45/55		50 Anni <input type="button" value="v"/>	NO <input type="button" value="v"/>	
Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)				
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa		40 mm		
Tolleranza costruttiva		5 mm		
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO		45 mm		

5.4 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

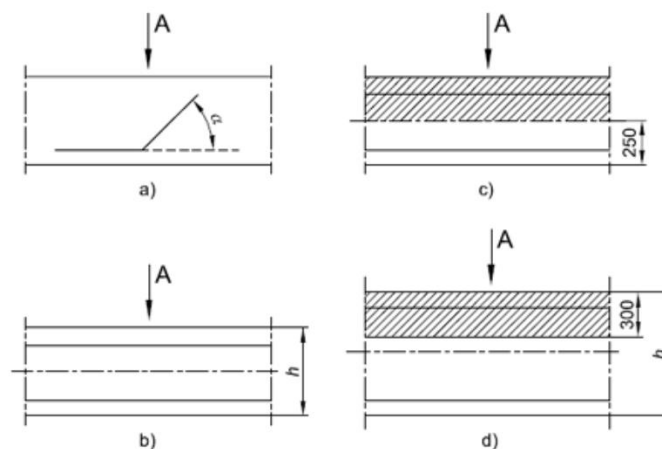
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

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

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

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



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

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

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

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

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

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

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

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

UNITÀ G3/G3* Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.

UNITÀ L5 Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.

UNITÀ S2 Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.

UNITÀ S1 Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

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

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

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 35,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

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

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

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

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

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE
8,91617

LATITUDINE
45,39799

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Milano

COMUNE
Abbiategrasso

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

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

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

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

- **Classe d’uso dell’opera:** **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

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

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

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	~300	949
SLC	~1000	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	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1,500 $C_C =$ 1,556 info

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

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

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

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,050 g
F_0	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

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

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

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

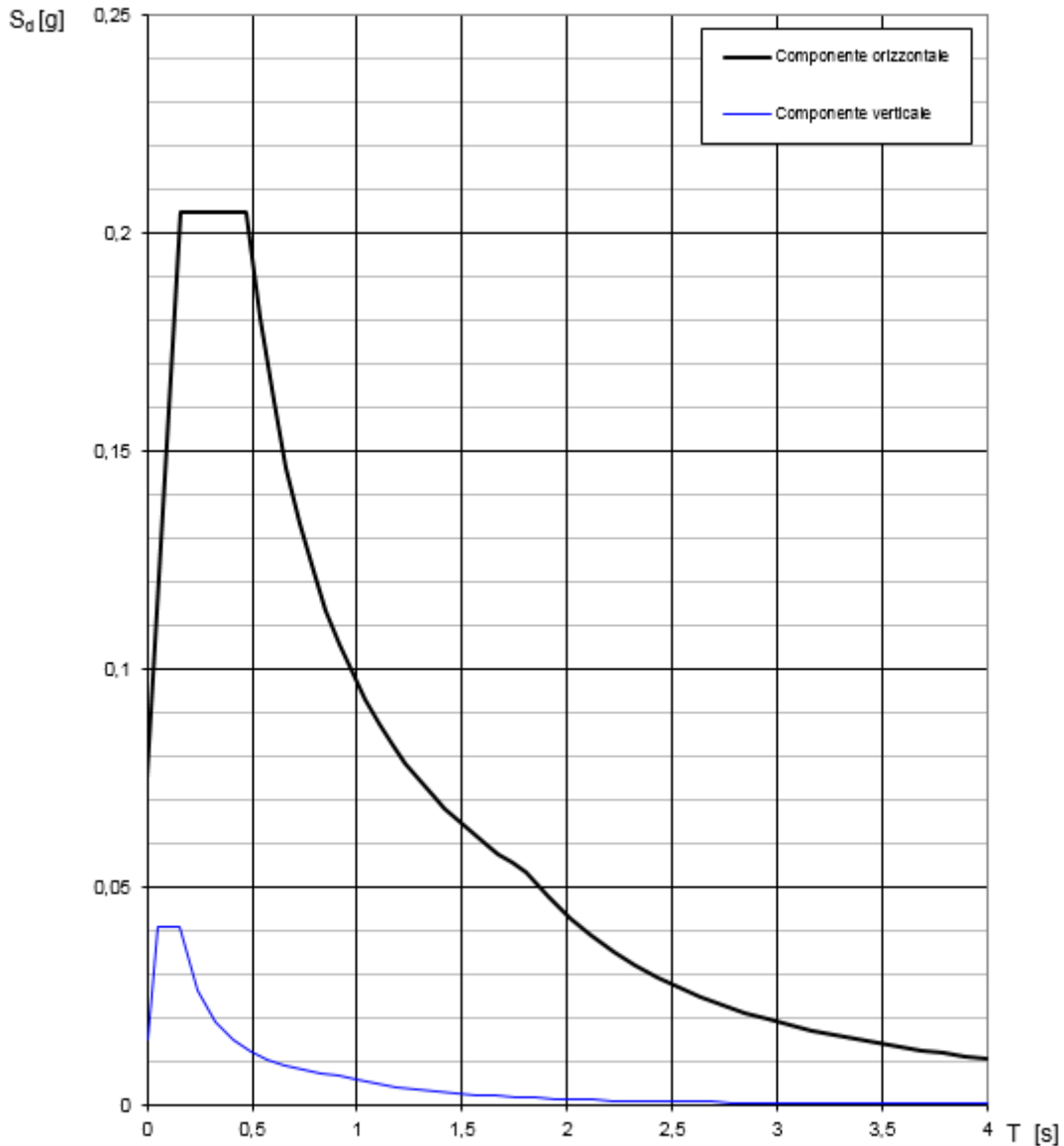
Punti dello spettro di risposta

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

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

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

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

7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

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

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

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

$$k_h = 0,075$$

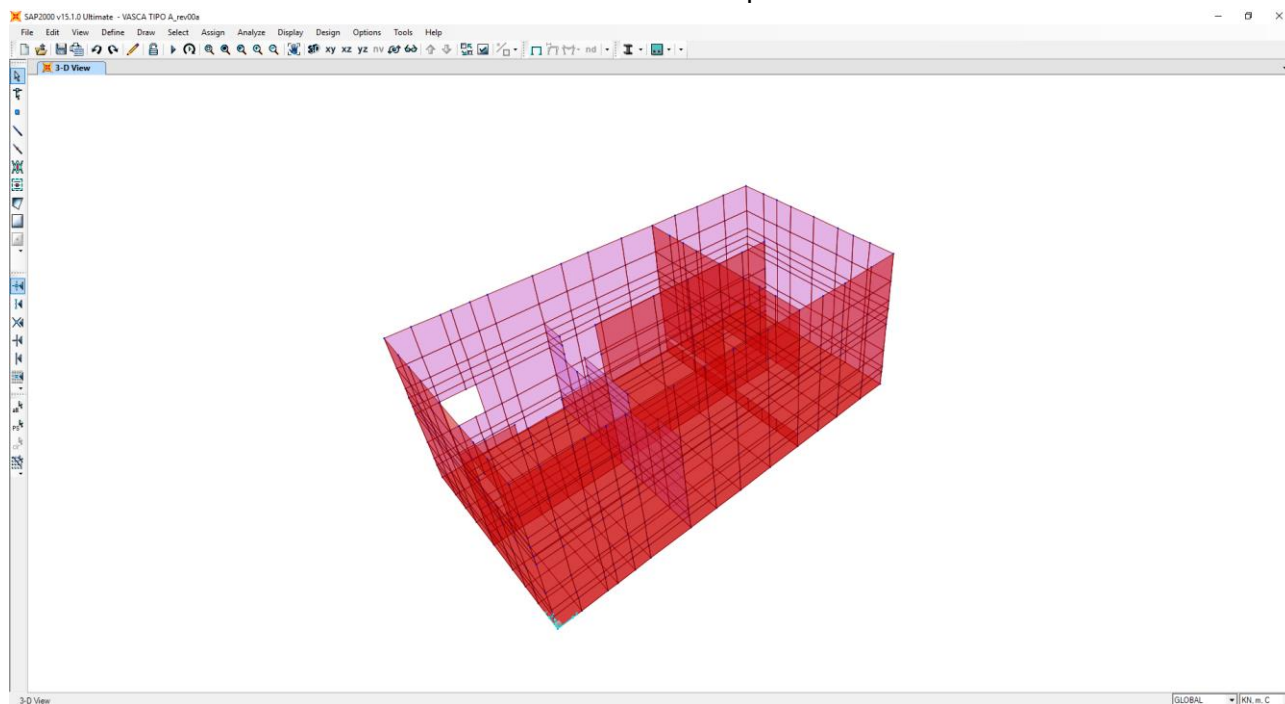
$$k_v = 0,0375$$

8 IL MODELLO DI CALCOLO

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

Gli elementi strutturali, quali platea di fondazione e setti verticali, sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo “shell”, mentre le travi a “T rovescia” poste a quota piano di copertura sono state modellate come elementi monodimensionali tipo “beam”.



L’interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale $k_s = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$. Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale.

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

9.1.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (beam e/o shell).

Tale carico nel modello è definitivo come "g1"

9.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

9.2.1 PESO PROPRIO RINGROSSO IN CALCESTRUZZO (G2)

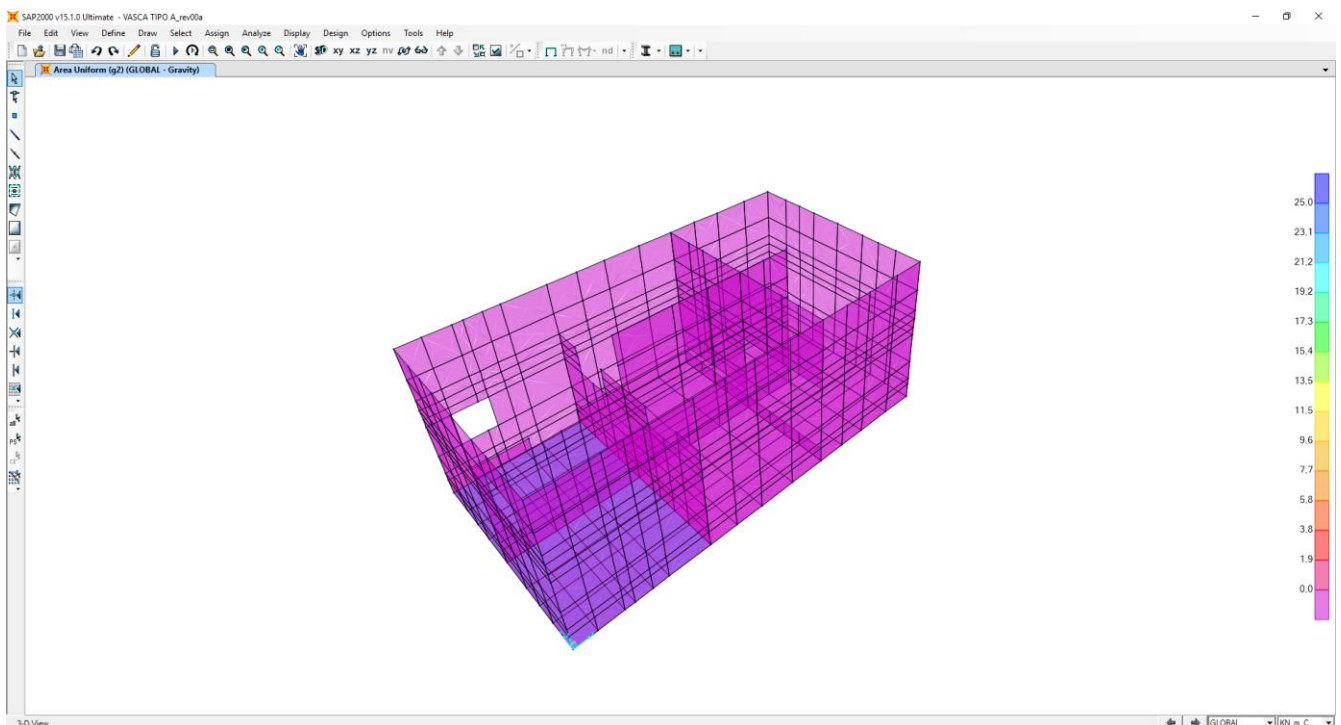
Il peso per unità di volume del ringrosso in calcestruzzo è assunto pari a $\gamma_{csl} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Il ringrosso in calcestruzzo, nella vasca di prima pioggia, è presente nella zona di ingresso ed uscita delle acque.

Lo spessore medio complessivo di tale ringrosso è assunto pari a **92 cm**. In ogni caso il valore considerato nei calcoli è stato opportunamente, a favore di sicurezza, incrementato per tenere conto di possibili minime differenze tra il progettato e l'as-built.

Tale carico nel modello è definitivo come "g2".

$$g_2 = \gamma_{csl} \cdot H_{ringrosso} = 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,92\text{m} = 23,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow \quad g_2 = 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



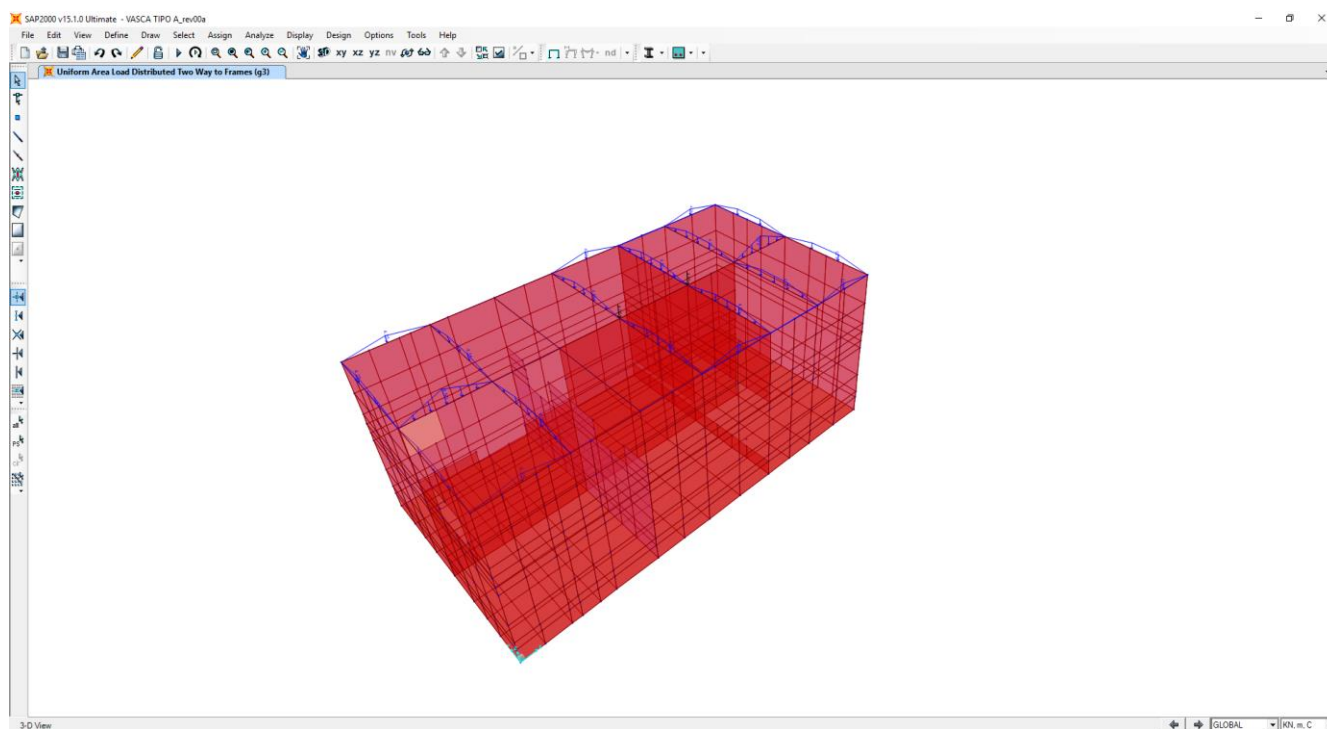
9.2.2 PESO PROPRIO DELLE PIASTRE SUPERIORI AMOVIBILI IN C.A. (G3)

Il peso per unità di volume della piastra amovibile in calcestruzzo è assunto pari a $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Lo spessore della piastra amovibile risulta pari a **20 cm**.

Tale carico nel modello è definitivo come “g3”.

$$g_3 = \gamma_{cls} \cdot H_{piastra} = 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20\text{m} = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Nel modello il carico di superficie viene distribuito in maniera automatica sugli elementi monodimensionali mediante degli elementi “shell”, posti in copertura, aventi caratteristiche meccaniche ed inerziali nulle.

Gli elementi “shell” così definiti non influiranno in alcun modo sui risultati delle analisi ed avranno come unico scopo quello di ripartire i carichi fra gli elementi di contorno.

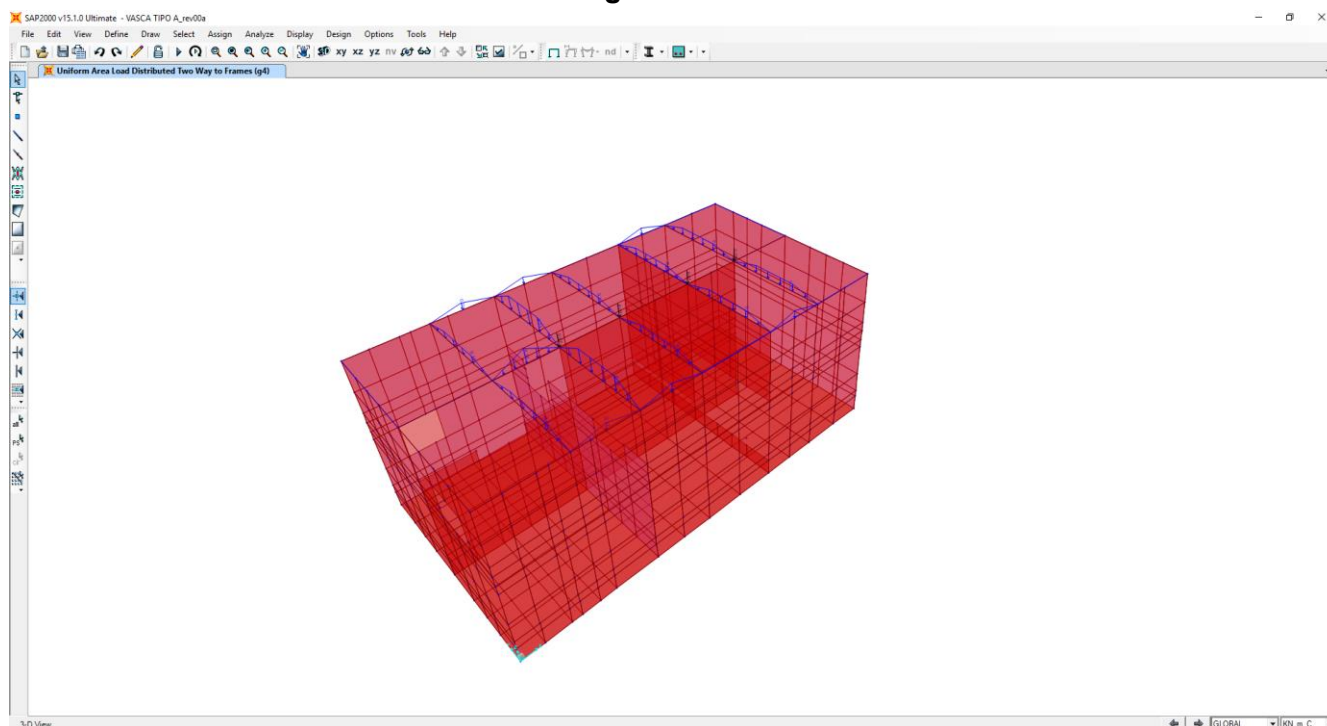
9.2.3 PESO PROPRIO DEI CHIUSINI IN GHISA (G4)

Per il chiusino in ghisa è stato considerato un peso $P_{chiusino} = 0,40 \text{ kN}$ come da valori di catalogo dei principali fornitori (il valore considerato nei calcoli è stato opportunamente incrementato a favore di sicurezza).

L'area d'impronta del chiusino è pari a $1,20 \times 2,40 \text{ m}$ per cui l'entità di carico per unità di superficie risulta pari a:

$$g_3 = \cdot P_{chiusino} / A_{chiusino} = 0,40 \text{ kN} / 2,88 \text{ m} = 0,139 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow \quad g_3 = 0,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tale carico nel modello è definitivo come "g4".



Nel modello il carico di superficie viene distribuito in maniera automatica sugli elementi monodimensionali mediante degli elementi tipo "shell", posti in copertura, aventi caratteristiche meccaniche ed inerziali nulle.

Gli elementi "shell" così definiti non influiranno in alcun modo sui risultati delle analisi ed avranno come unico scopo quello di ripartire i carichi fra gli elementi di contorno.

9.2.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

La spinta del terreno sulle pareti laterali dell'opera è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

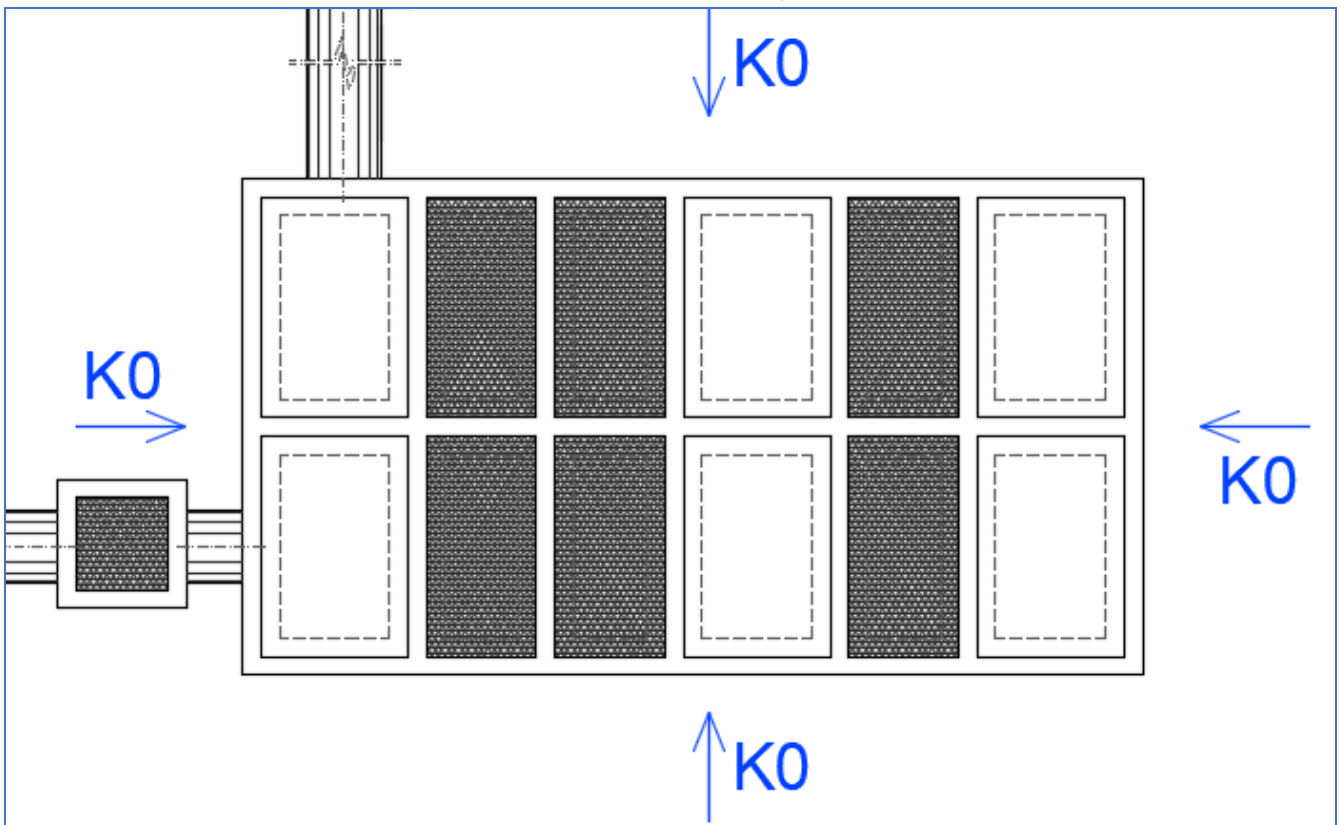
Per la valutazione della spinta dei terreni sulle pareti verticali è stata considerata la condizione di terreno a riposo.

In tale condizione viene assunto per la determinazione della spinta il coefficiente di spinta a riposo k_0 , calcolato mediante la seguente relazione:

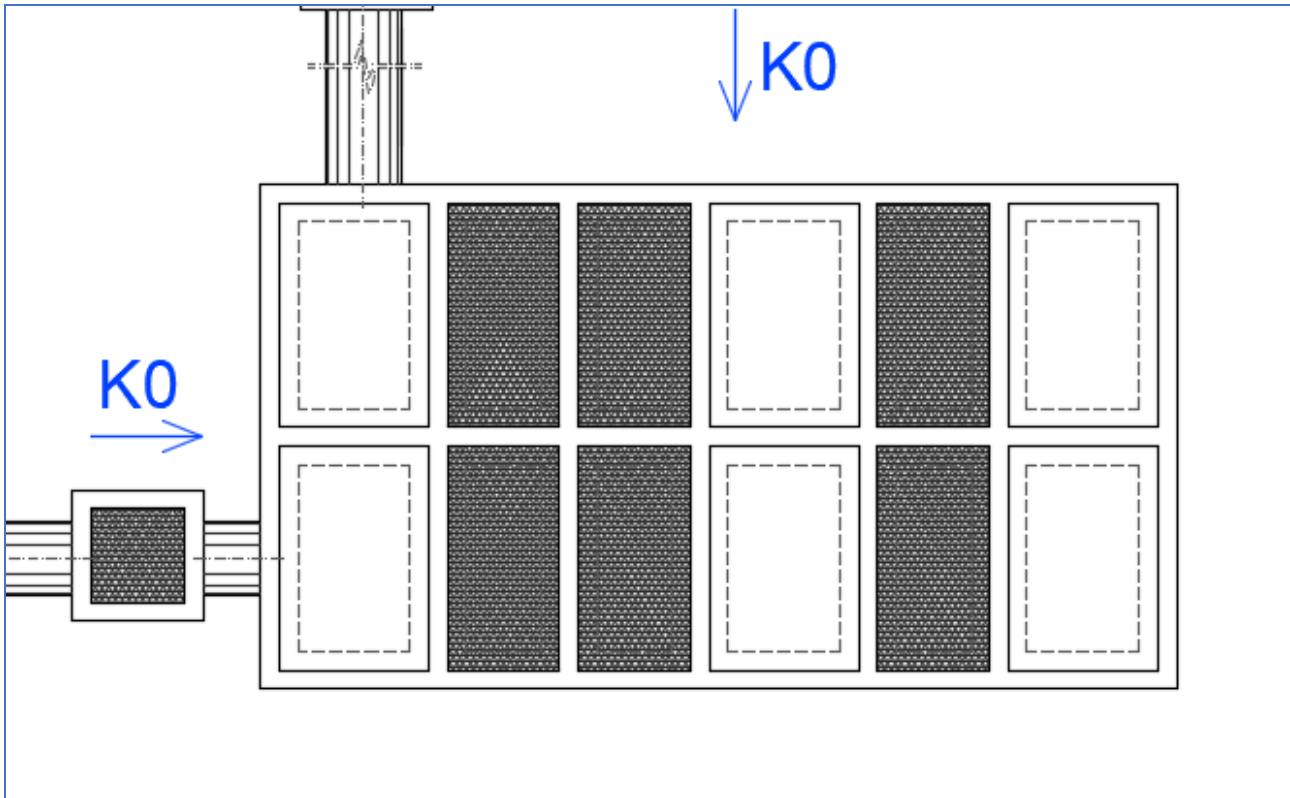
$$k_0 = 1 - \tan(\varphi)$$

Verranno considerate due differenti combinazioni di spinta:

1. Condizione di riposo del terreno su tutti i lati della vasca (massimizzazione dei tagli sui setti e dell'azione normale di compressione sulle travi superiori).



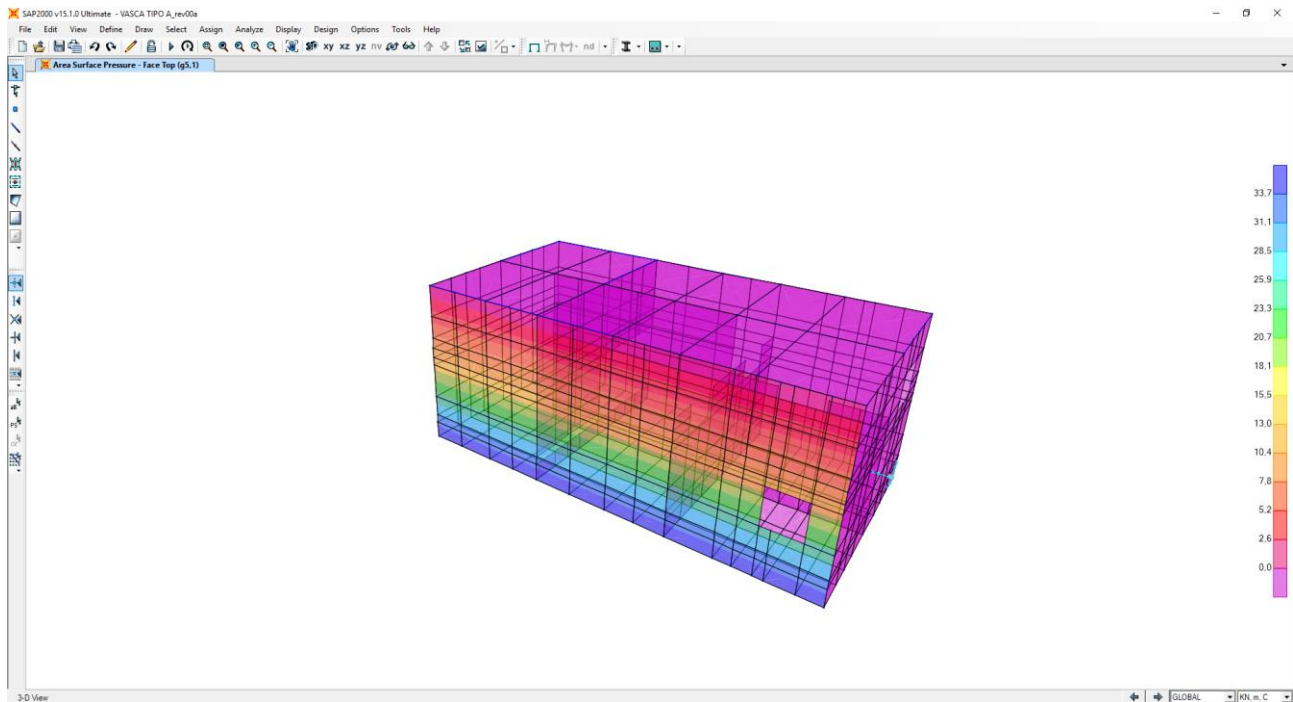
2. Condizione di riposo del terreno a sinistra e a monte della vasca a seguito di una possibile assenza del terreno sul lato di valle.



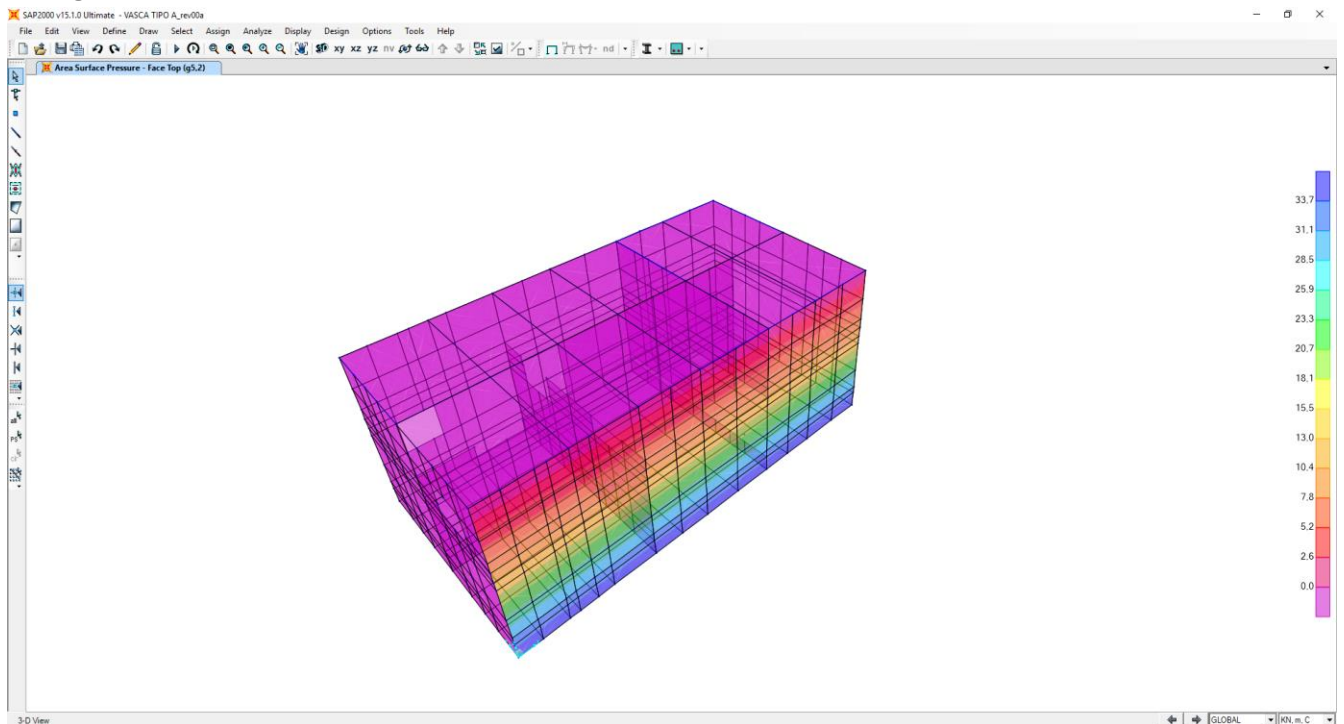
Tale carico è calcolato con riferimento alle dimensioni degli elementi del modello (elementi bidimensionali shell).

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

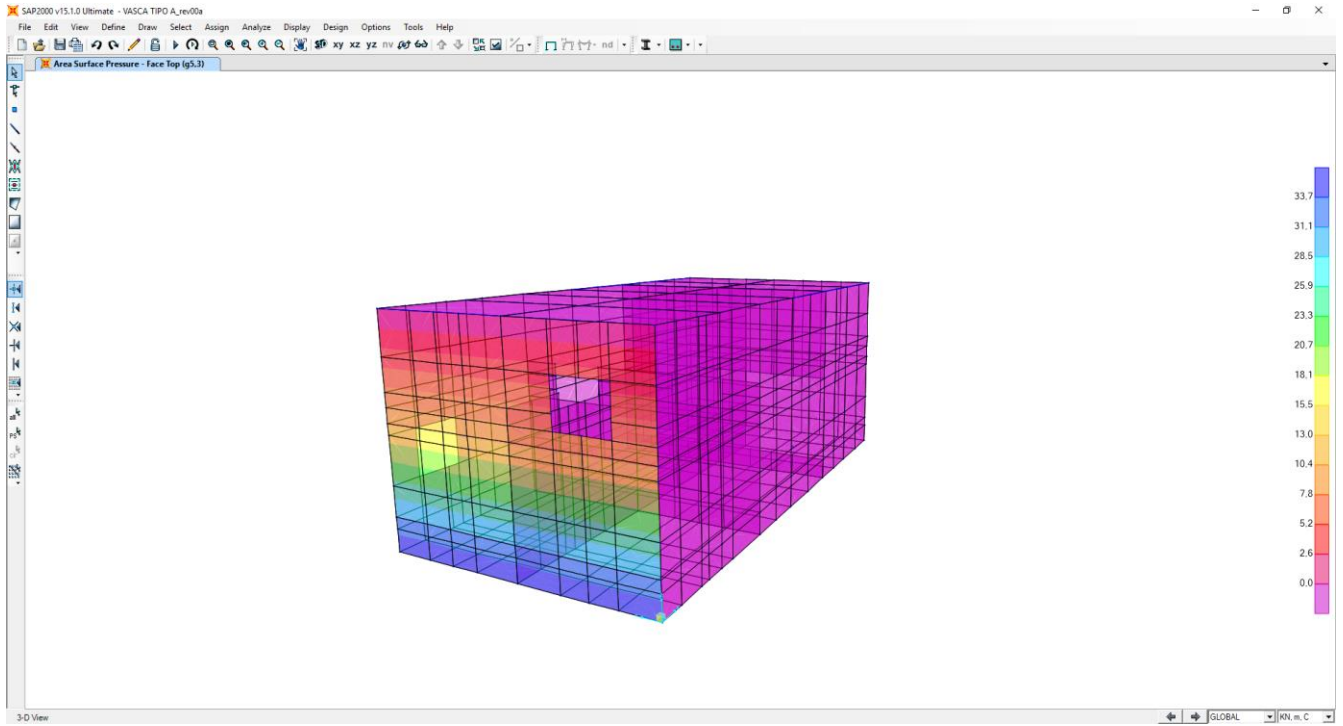
- “g5,1”- spinta dei terreni lato monte



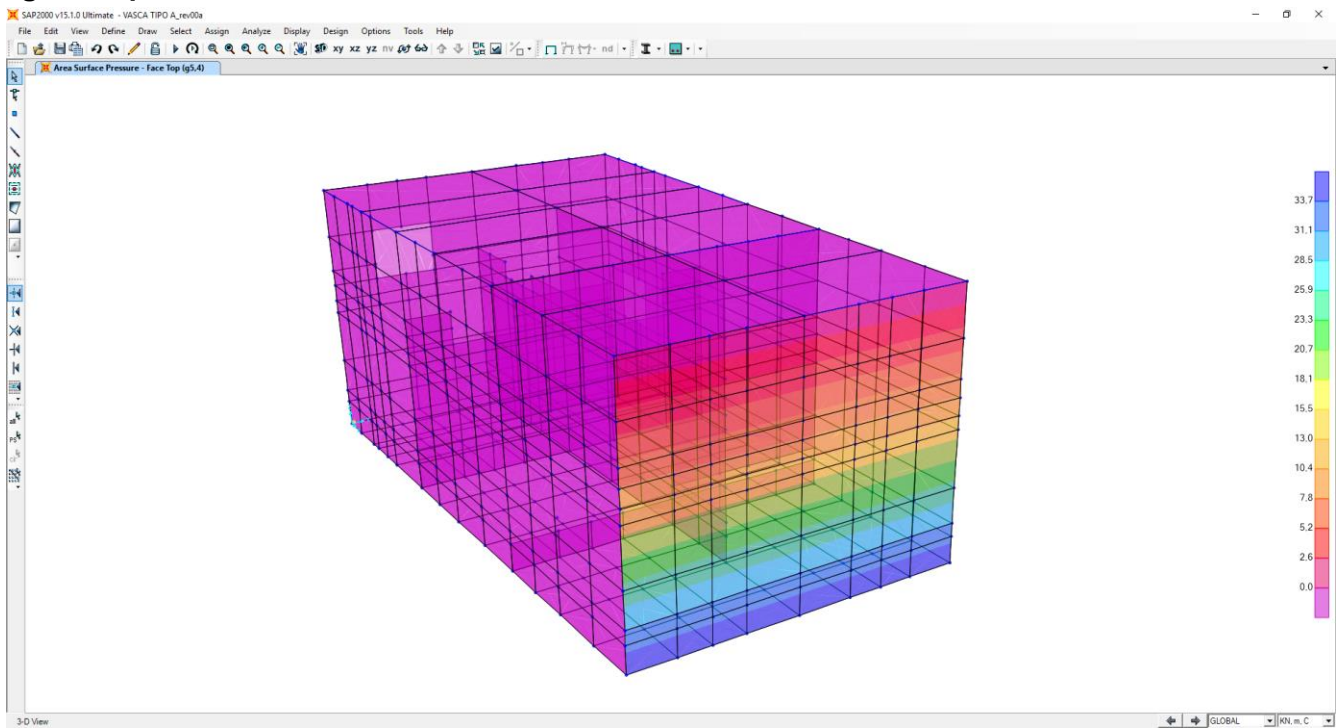
- “g5,2”- spinta dei terreni lato valle



“g5,3”- spinta dei terreni lato sinistro



“g5,4”- spinta lato dei terreni destro



9.2.5 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI PERMANENTI

La spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cp} = p \cdot k \cdot H$$

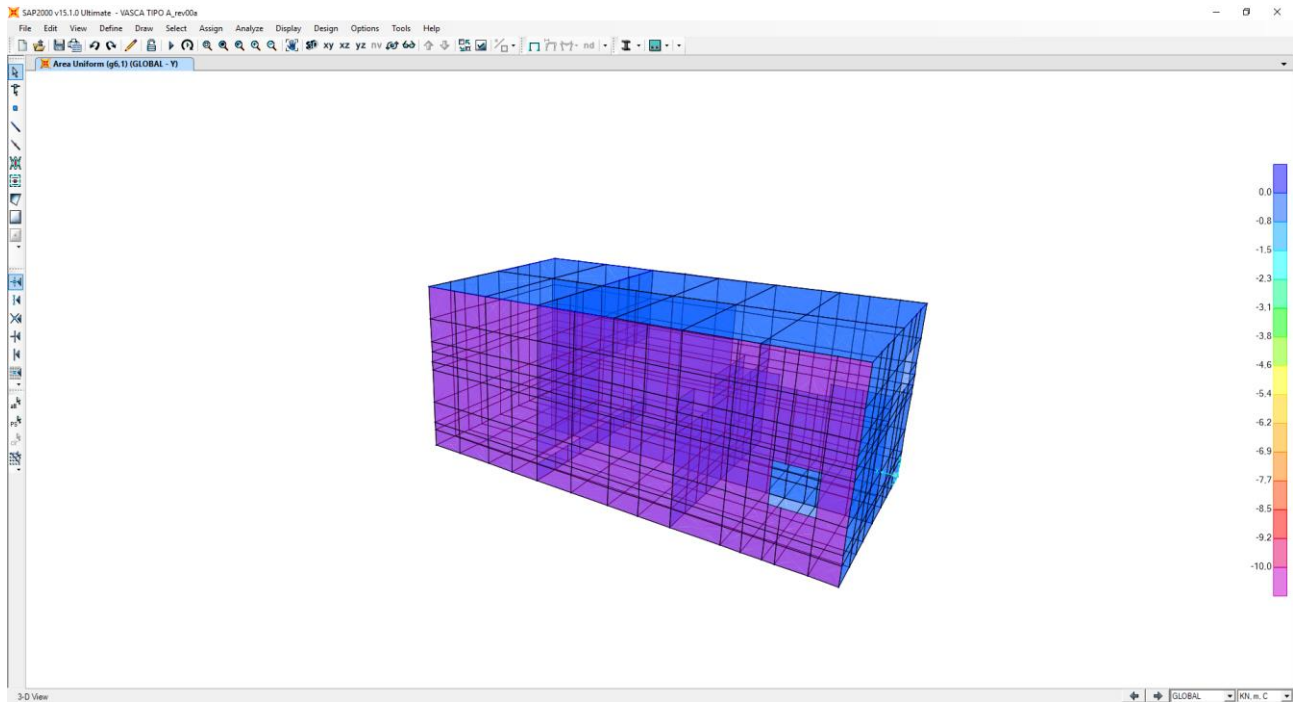
dove:

- p è l'entità del sovraccarico permanente agente (peso della pavimentazione e del rilevato);
- k è il coefficiente di spinta del terreno definito al paragrafo precedente.

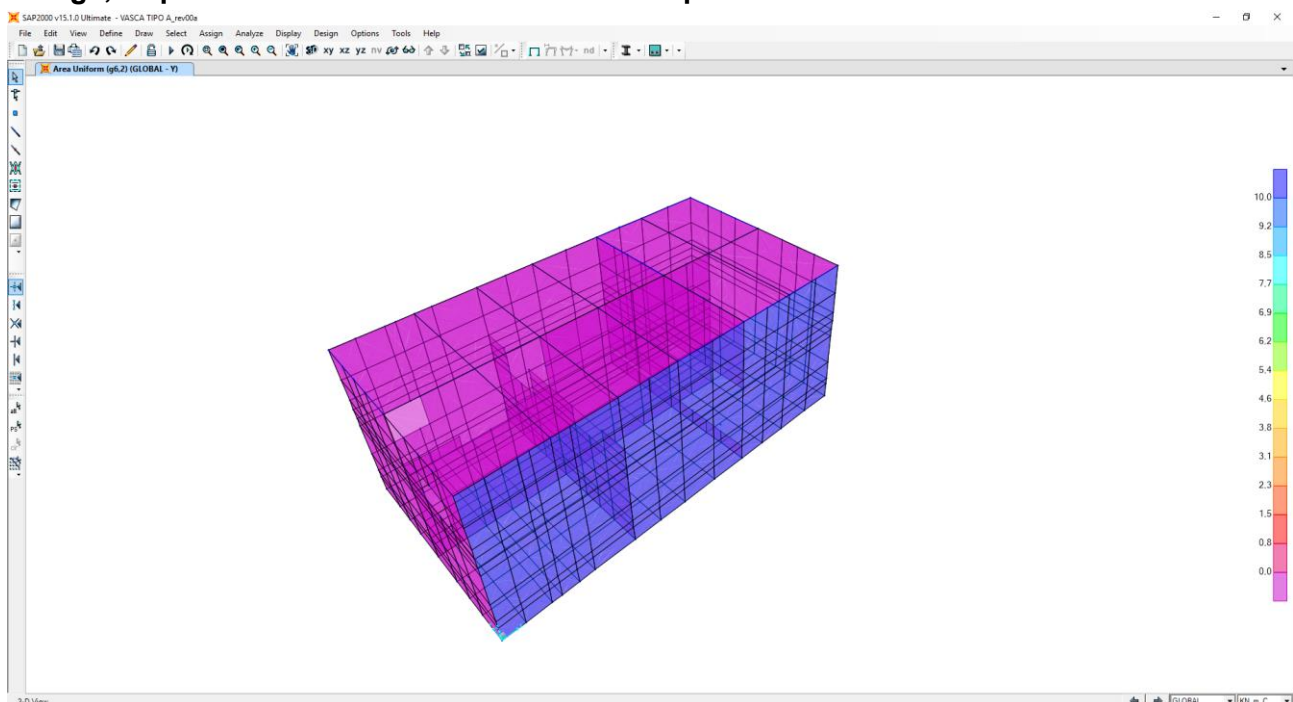
Il valore del sovraccarico in via generale assente, essendo la vasca posta con estradosso a piano strada, è stato fissato arbitrariamente a vantaggio di sicurezza pari a **10 kN/m²**

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

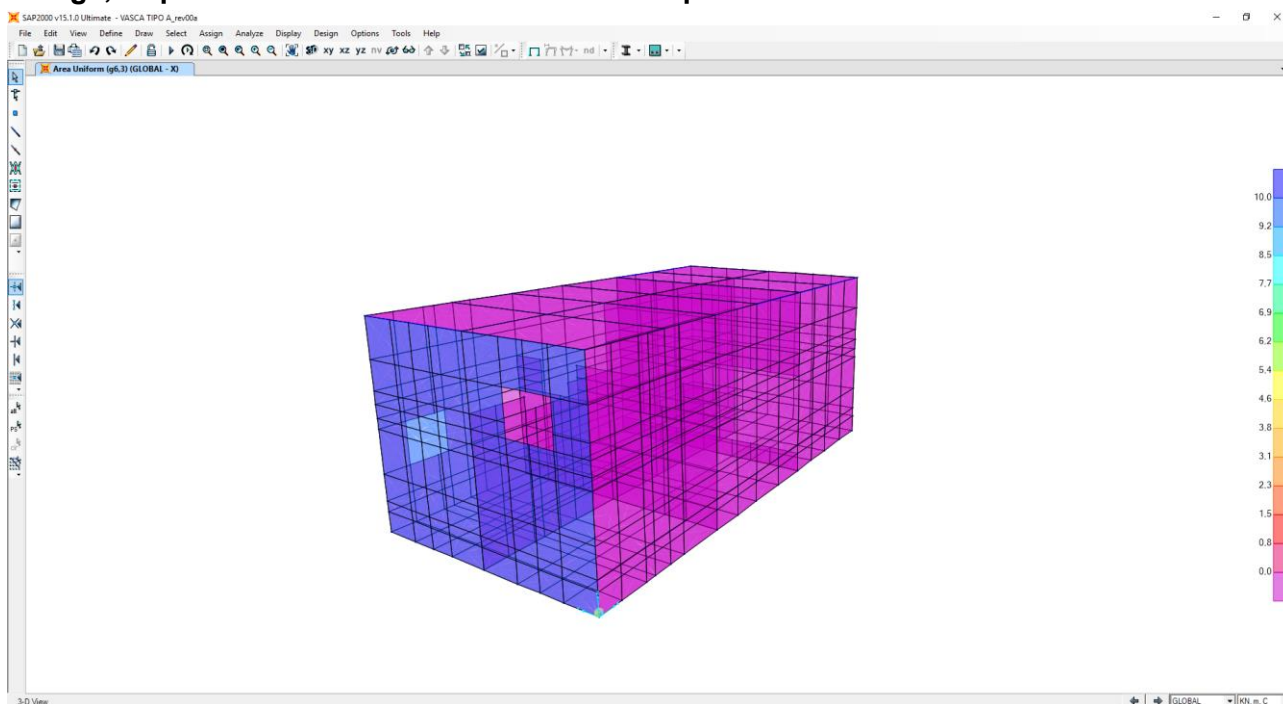
- **“g6,1” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato monte.**



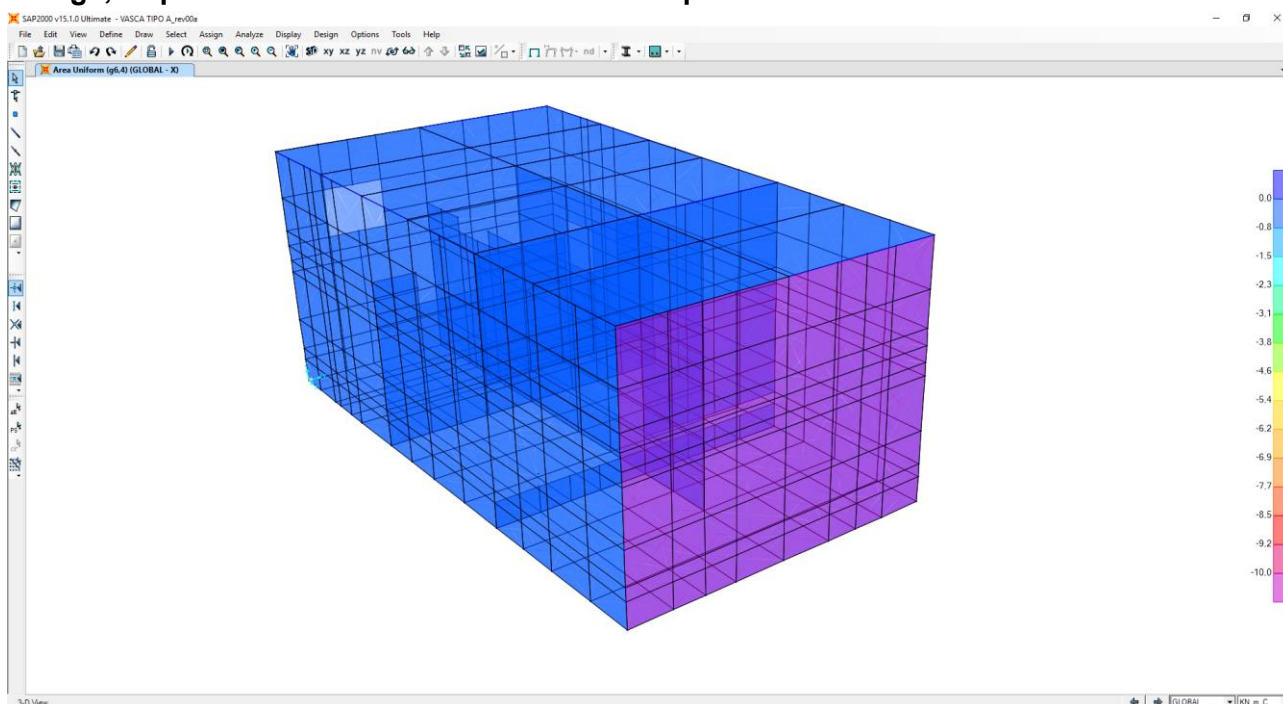
- **“g6,2” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato valle.**



- “g6,3” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato sinistro.



- “g6,4” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato destro.



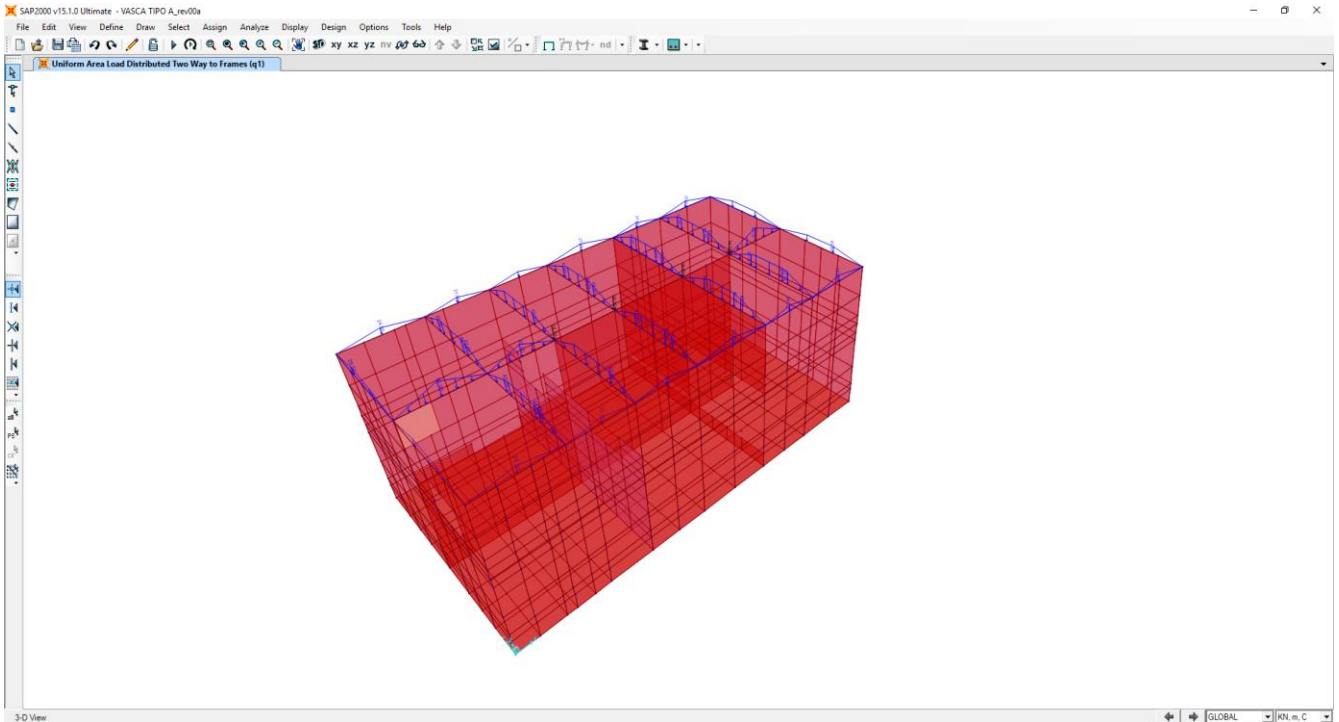
Nota Bene: l'azione della spinta è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è stata dimensionata doppia e simmetrica per ciascuna sezione e in maniera uguale e costante per tutte le pareti verticali. Le verifiche sono state pertanto condotte esclusivamente in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

9.3 CARICHI ACCIDENTALI

9.3.1 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA COPERTURA DELLA VASCA

E' stato assunto un carico accidentale agente sulla soletta di copertura della vasca pari a **30,00 kN/m²** (soletta carrabile).

Tale carico nel modello è definito come "q1".



Nel modello il carico di superficie viene distribuito in maniera automatica sugli elementi monodimensionali mediante degli elementi tipo "shell", posti in copertura, aventi caratteristiche meccaniche ed inerziali nulle.

Gli elementi "shell" così definiti non influiranno in alcun modo sui risultati delle analisi ed avranno come unico scopo quello di ripartire i carichi fra gli elementi di contorno.

9.3.2 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k$$

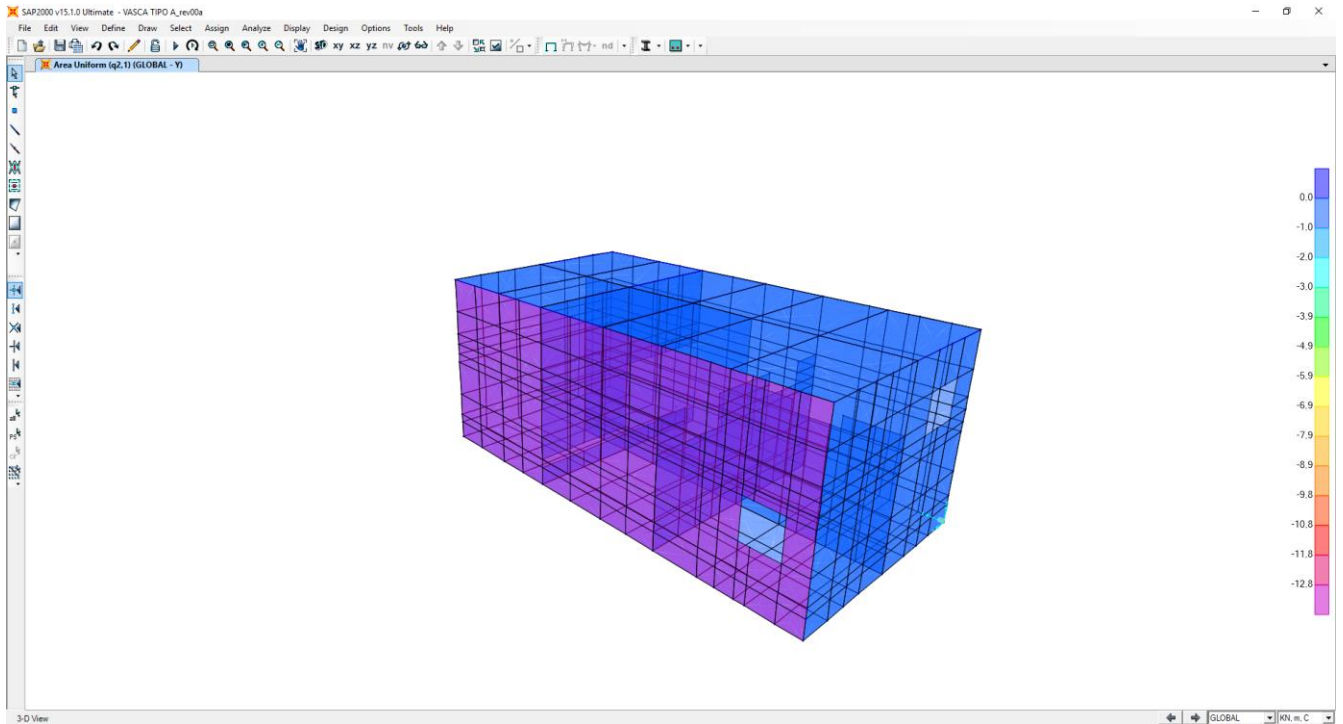
dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente;
- k è il coefficiente di spinta del terreno.

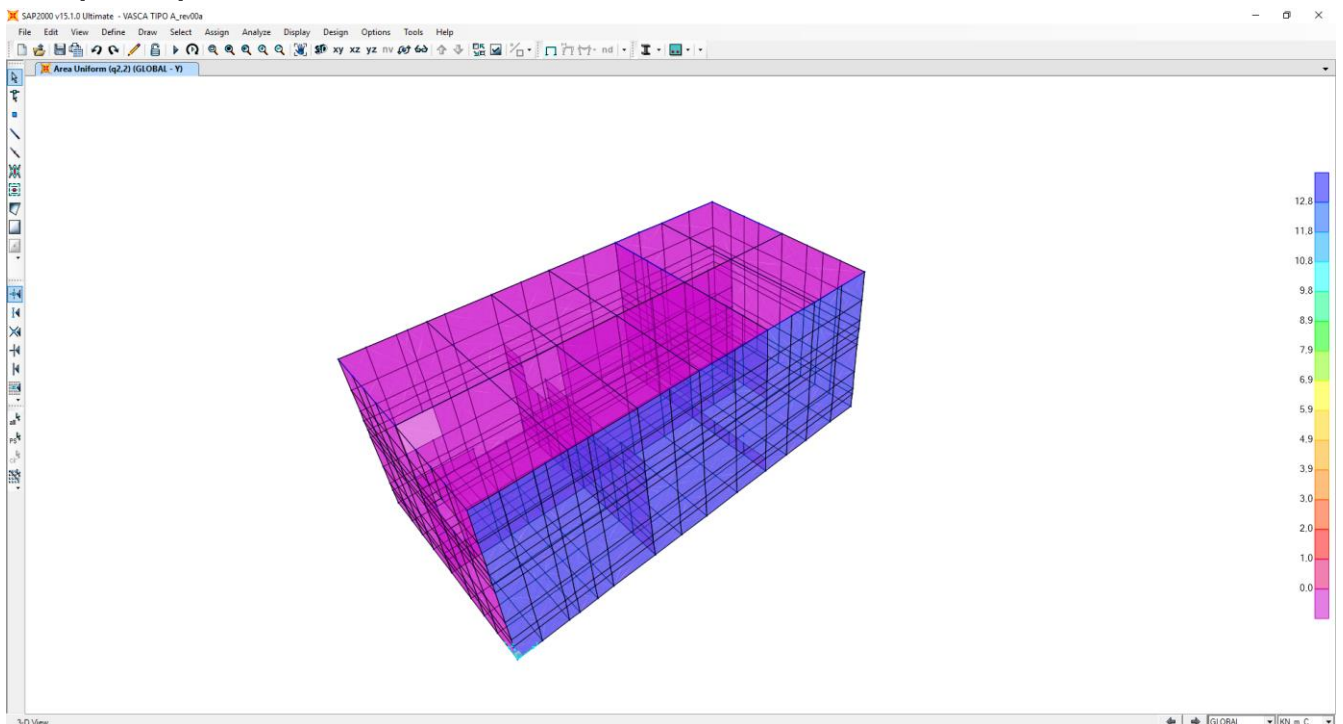
Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k0)

Tale carico nel modello è definito come segue:

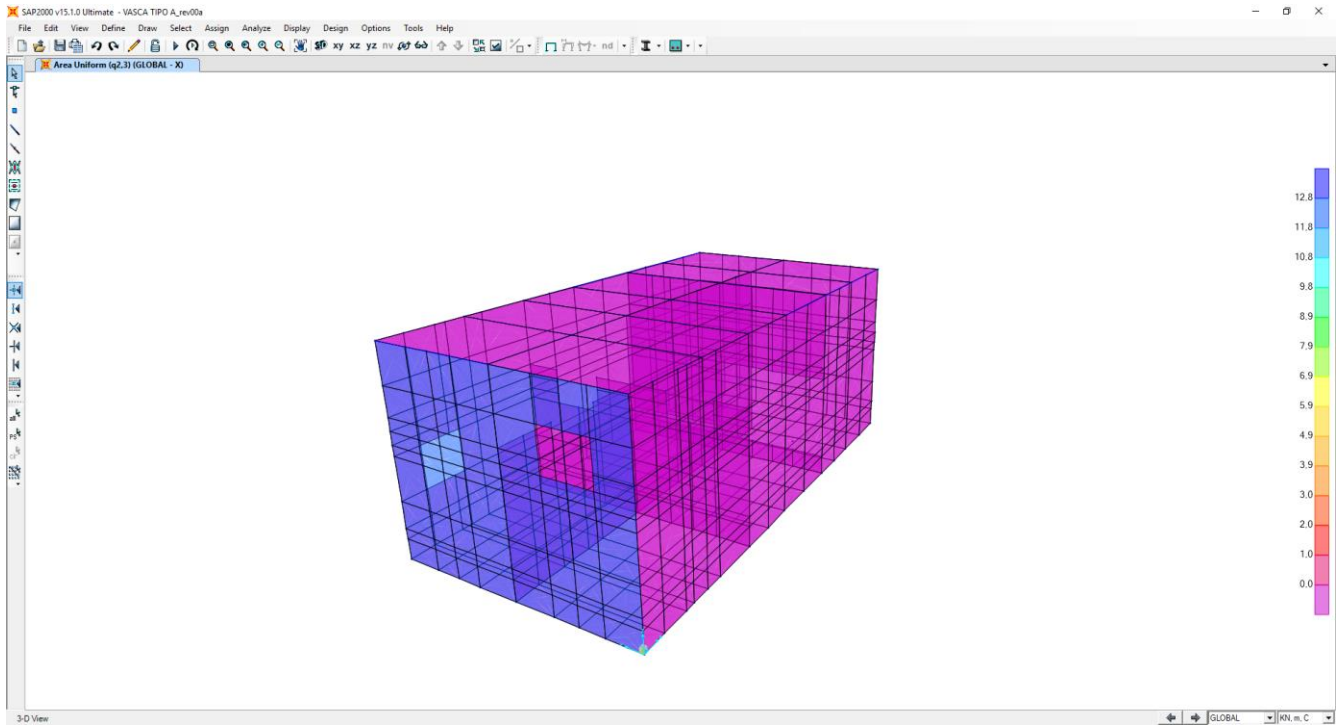
- “q2,1”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato monte.



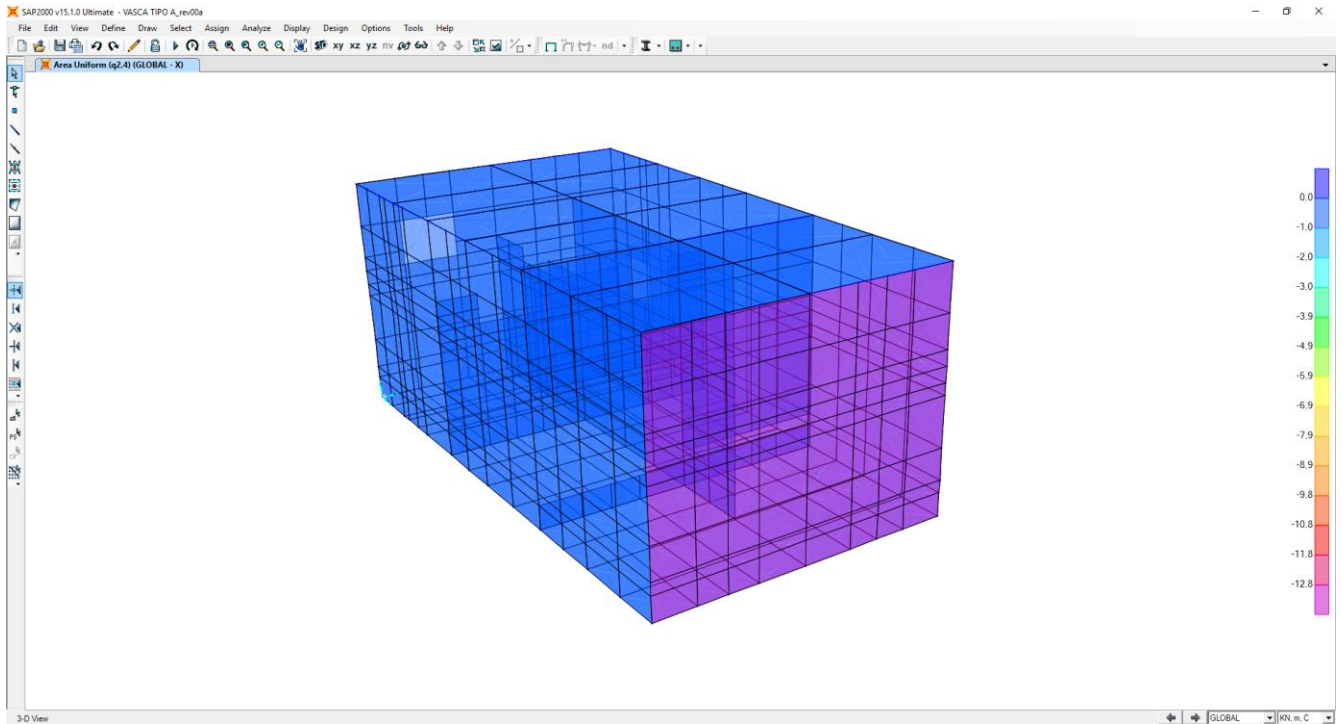
- “q2,2”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato monte.



- “q2,3”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato sinistro.



- “q2,4”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato destro.



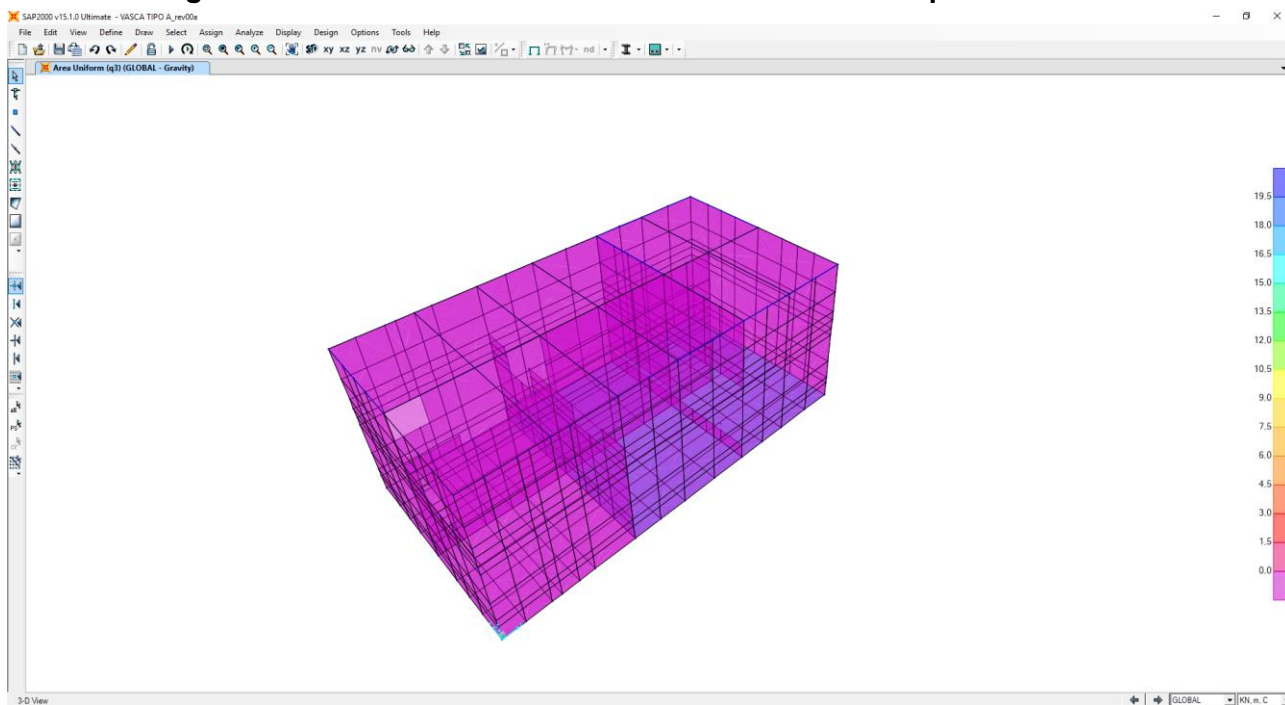
9.3.3 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Per la vasca in esame il carico accidentale che può gravare sulla fondazione è rappresentato dal carico idraulico.

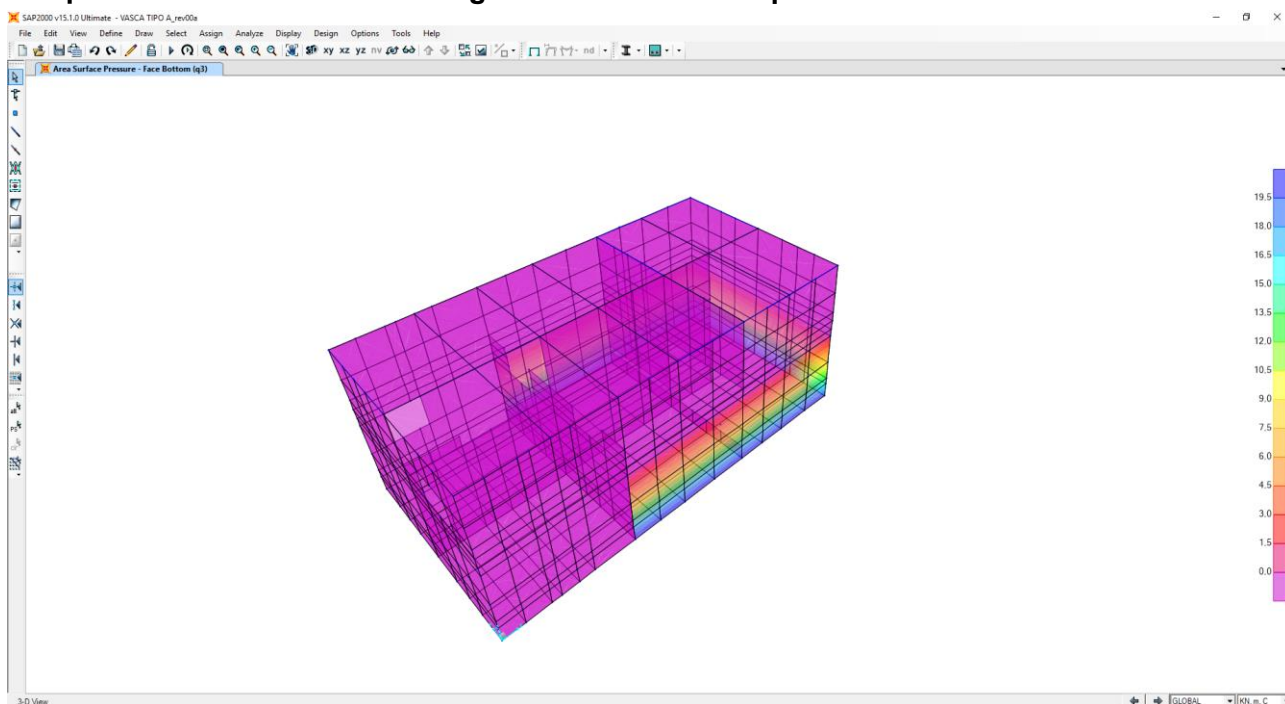
L'altezza massima di riempimento dell'acqua è stata assunta pari alla quota di sfioro della soglia presente nel comparto di uscita dalla vasca. E' stato considerato un peso per unità di volume dell'acqua pari a $\gamma_{\text{acqua}}=10,00\text{kN/m}^3$.

Ovviamente l'eventuale presenza di acqua all'interno della vasca genera altresì una spinta laterale contro le pareti dovuta alla pressione idrostatica dell'acqua, la quale contrasta la spinta delle terre (discordanza di segno tra le due azioni).

Il carico che grava sulla fondazione nel modello è definito come "q3".



Le spinte laterali nel modello vengono definite come "q3".



Sono state considerate due configurazioni differenti:

- CONDIZIONE 1 → vasca vuota (massimizzazione delle azioni flettenti sulle pareti verticali)
- CONDIZIONE 2 → vasca piena fino alla quota di sfioro (massimizzazione delle azioni verticali sulla zattera di fondazione)

9.3.4 AZIONE DELLA NEVE

L'azione della neve non è stata presa in considerazione in quanto non influente sulla determinazione dei massimi valori di sollecitazione sulla struttura.

9.3.5 AZIONE DEL VENTO

Essendo la struttura interrata, l'azione del vento non è stata presa in considerazione.

9.4 DEFORMAZIONI IMPRESSE – EFFETTI REOLOGICI

9.4.1 RITIRO DELLA SOLETTA DI COPERTURA

Essendo la copertura costituita da una serie di piastre in c.a. semplicemente appoggiate al reticolo di travi superiore, l'azione di ritiro impedito sulle singole lastre non produce effetti sui restanti elementi strutturali (di copertura e sottostanti). L'azione di ritiro impedito sulla copertura non è stata pertanto presa in considerazione. Analogamente si ritiene trascurabile l'effetto del ritiro impedito sui setti in senso longitudinale, in ogni caso l'armatura di ripartizione è stata opportunamente sovradimensionata per tener conto di tale effetto.

9.4.2 AZIONE TERMICA UNIFORME

Essendo la copertura costituita da una serie di piastre in c.a. semplicemente appoggiate al reticolo di travi superiore, l'azione termica uniforme agente sulle singole lastre non produce effetti sui restanti elementi strutturali (di copertura e sottostanti). L'azione termica uniforme sulla copertura non è stata pertanto presa in considerazione.

9.4.3 AZIONE TERMICA DIFFERENZIALE

Essendo la copertura costituita da una serie di piastre in c.a. semplicemente appoggiate al reticolo di travi superiore, l'azione termica differenziale agente sulle singole lastre non produce effetti sui restanti elementi strutturali (di copertura e sottostanti). L'azione termica differenziale sulla copertura non è stata pertanto presa in considerazione.

9.5 AZIONE SISMICA

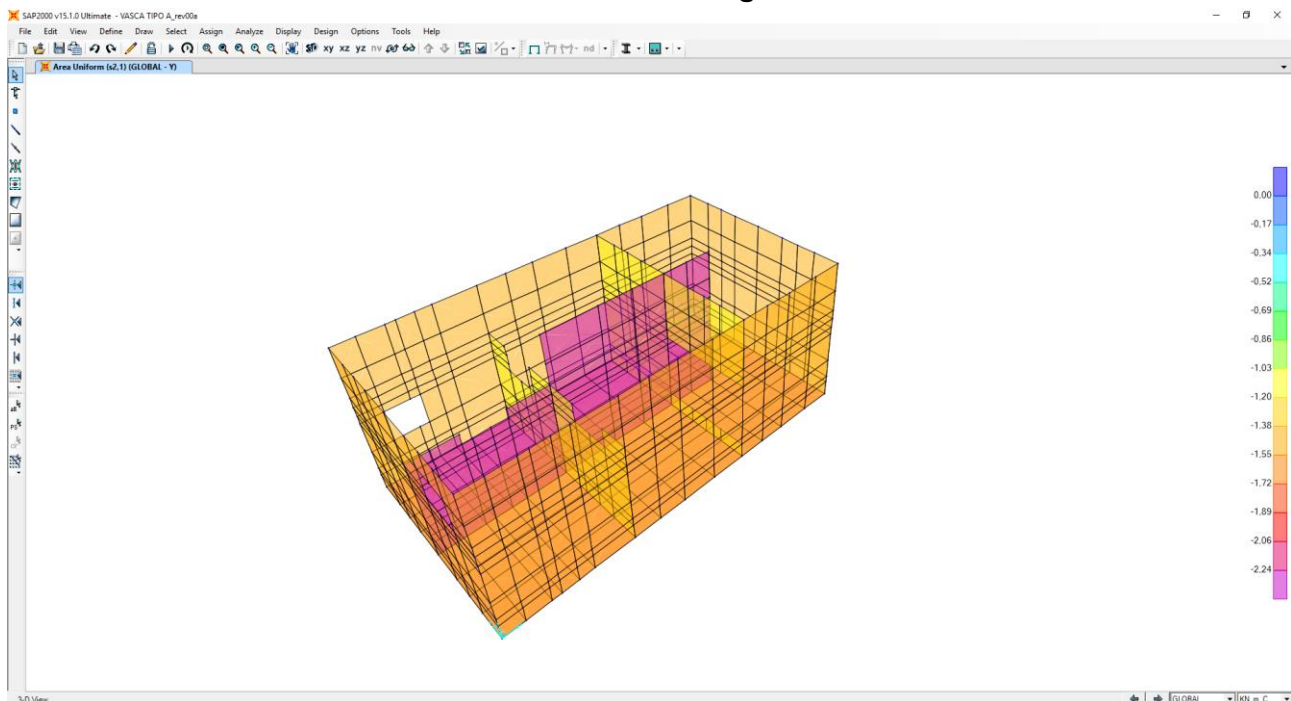
Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.6 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.6), trattandosi di un'opera secondario ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

9.5.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

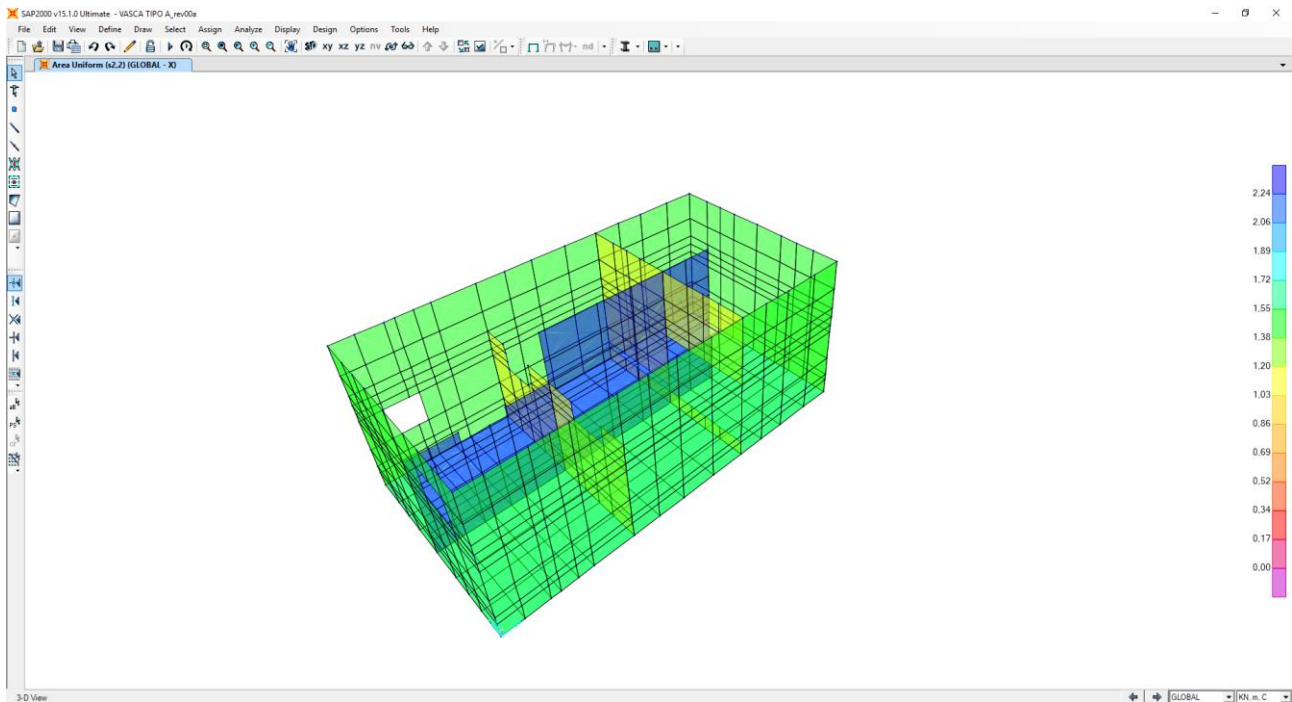
Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

Tali azioni nel modello sono definite come segue:

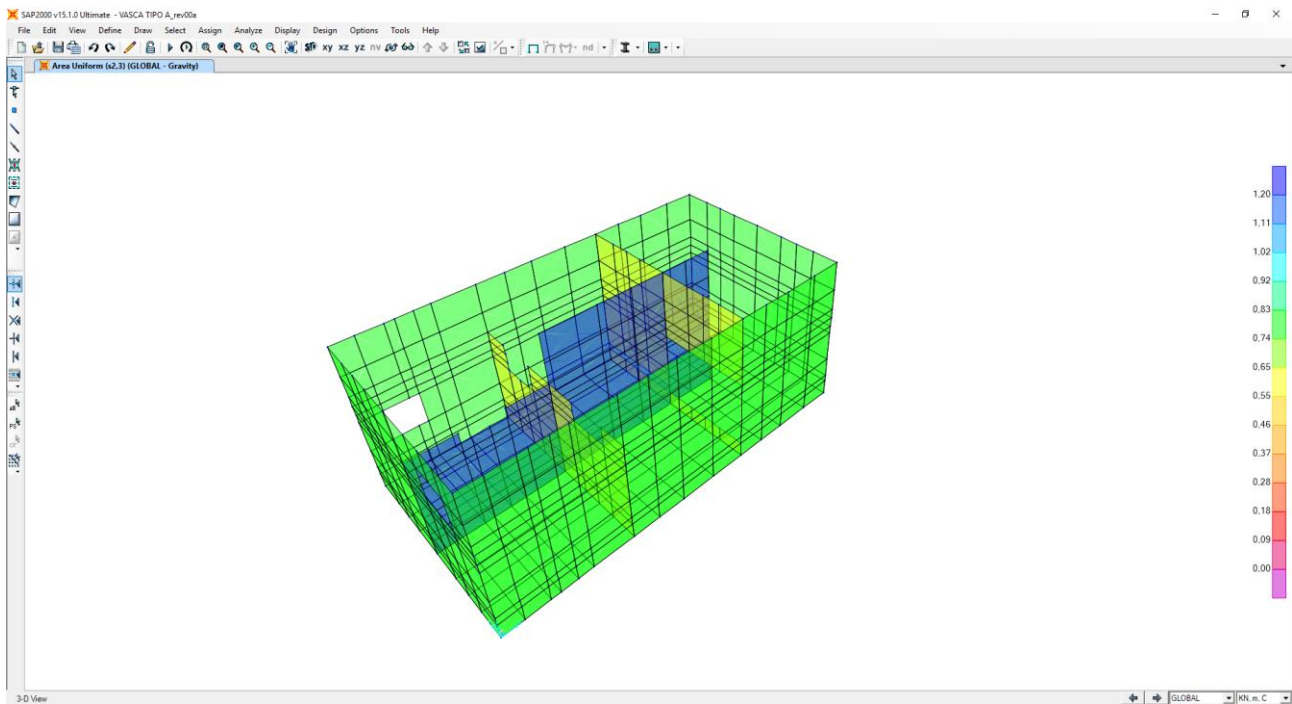
- "s2.1" inerzia elementi strutturali in direzione longitudinale.



• “s2.2” inerzia elementi strutturali in direzione trasversale.



• “s2.3” inerzia elementi strutturali in direzione verticale.



Nota Bene: l'azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata in maniera doppia e simmetrica e le verifiche sono state condotte in corrispondenza dei valori massimi (in valore assoluto).

9.5.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (sovraspinta dinamica) viene valutata mediante la relazione di Wood:

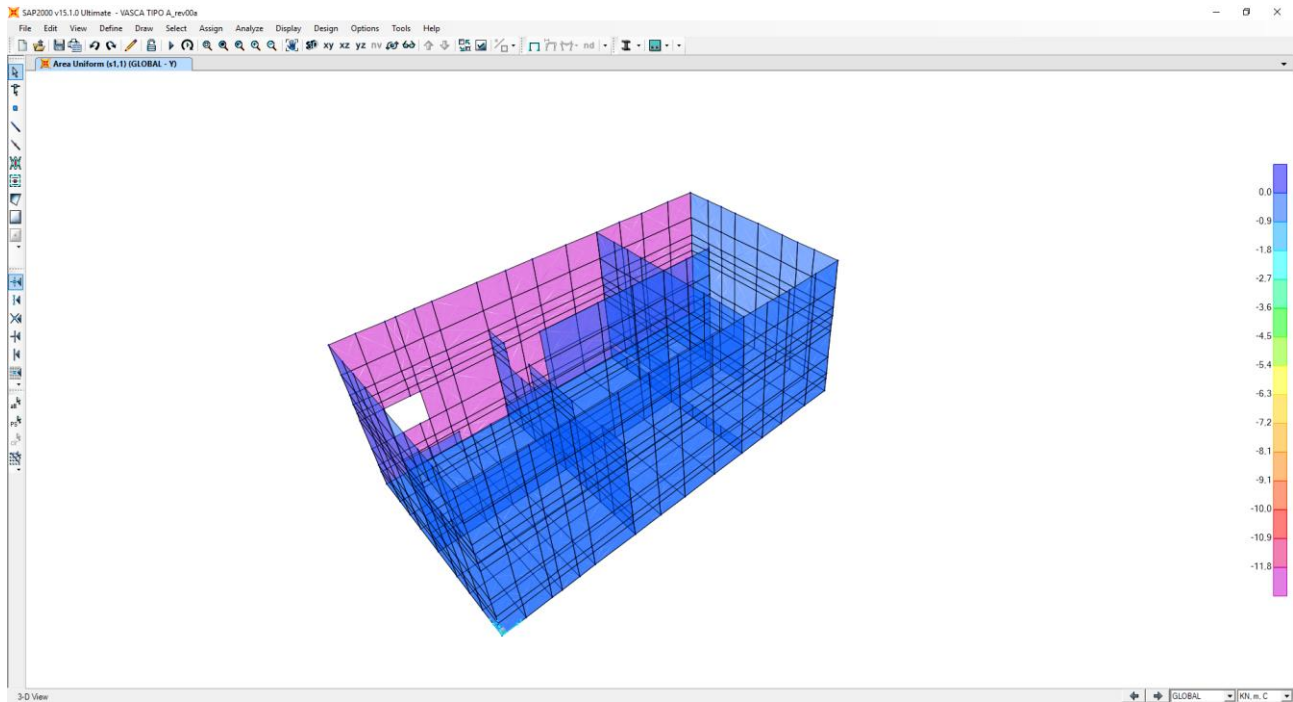
$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

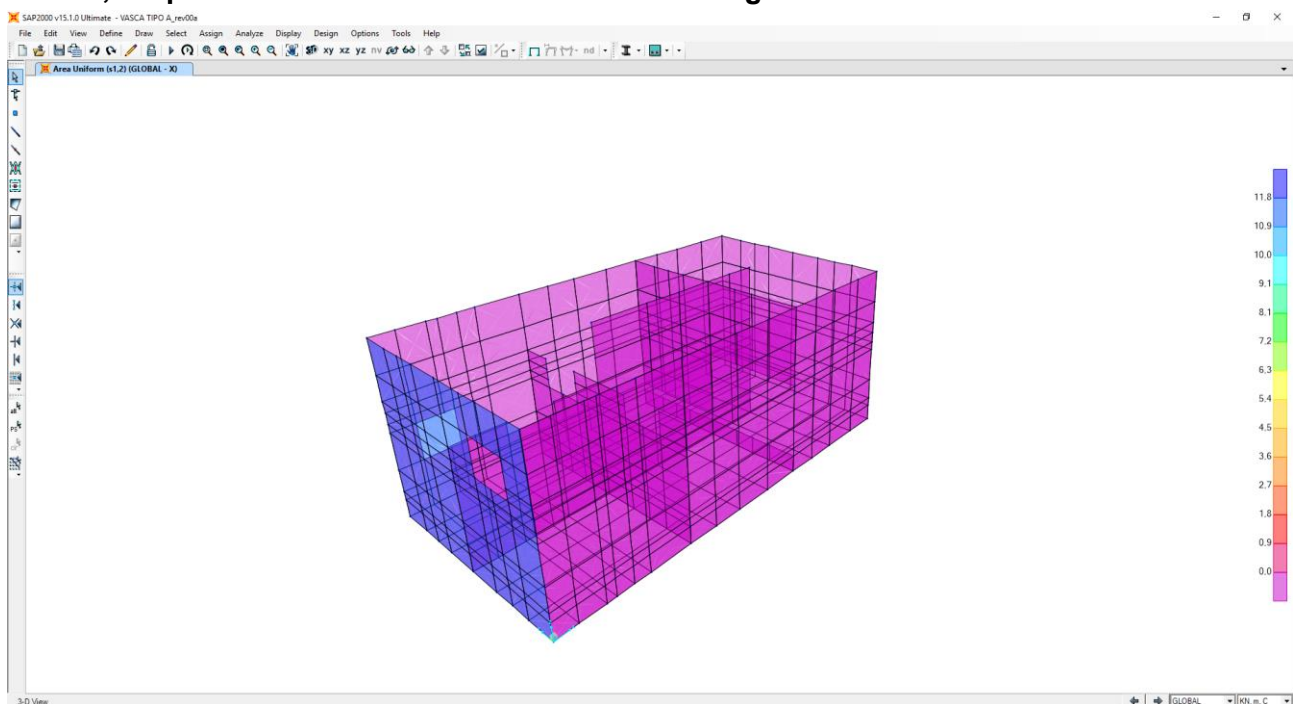
- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno.

Tale azione nel modello è definita come segue:

- **“s1,1” spinta dinamica dei terreni in direzione trasversale.**



- **“s1,2” spinta dinamica dei terreni in direzione longitudinale.**



Nota Bene: l'azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata in maniera doppia e simmetrica e le verifiche sono state condotte in corrispondenza dei valori massimi (in valore assoluto).

9.5.3 SOVRASPINTA DINAMICA DELL'ACQUA

L'azione di spinta dinamica dell'acqua in fase sismica viene valutata mediante la relazione di Westergaard. L'incremento di pressione agente sul singolo elemento è dato dalla seguente relazione:

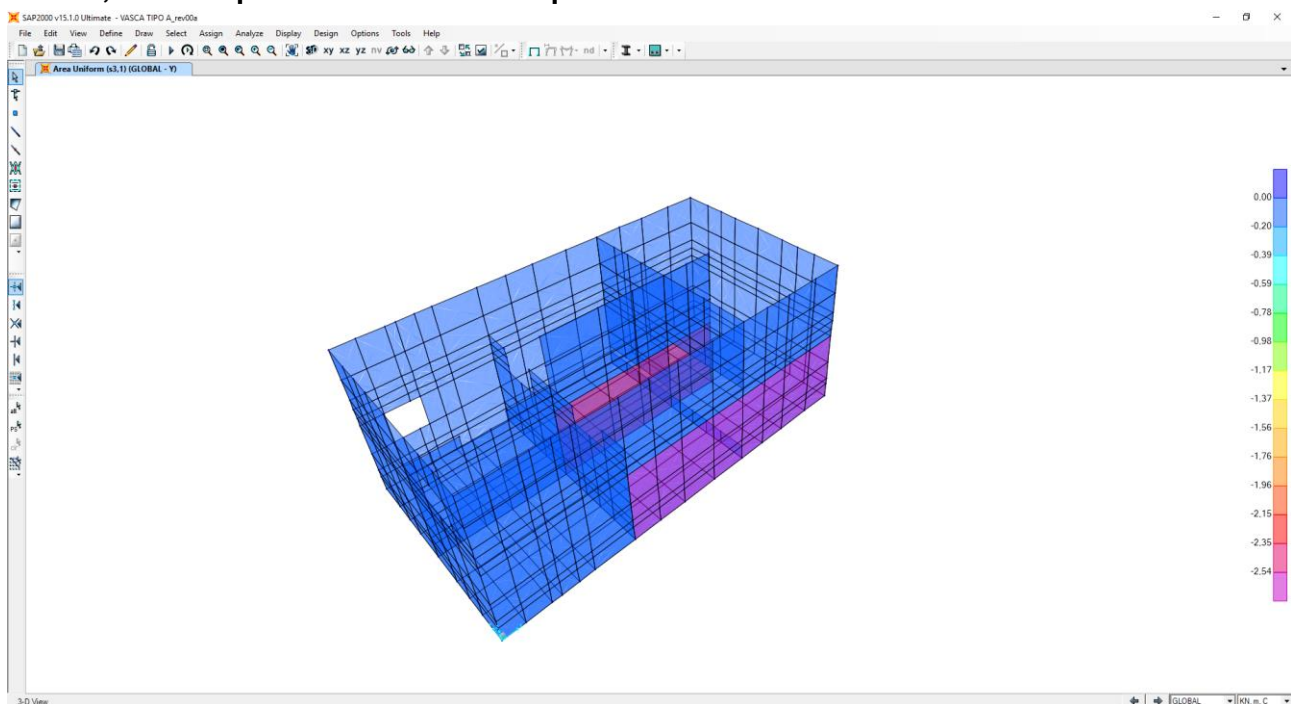
$$P = \frac{7}{8} \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H$$

dove:

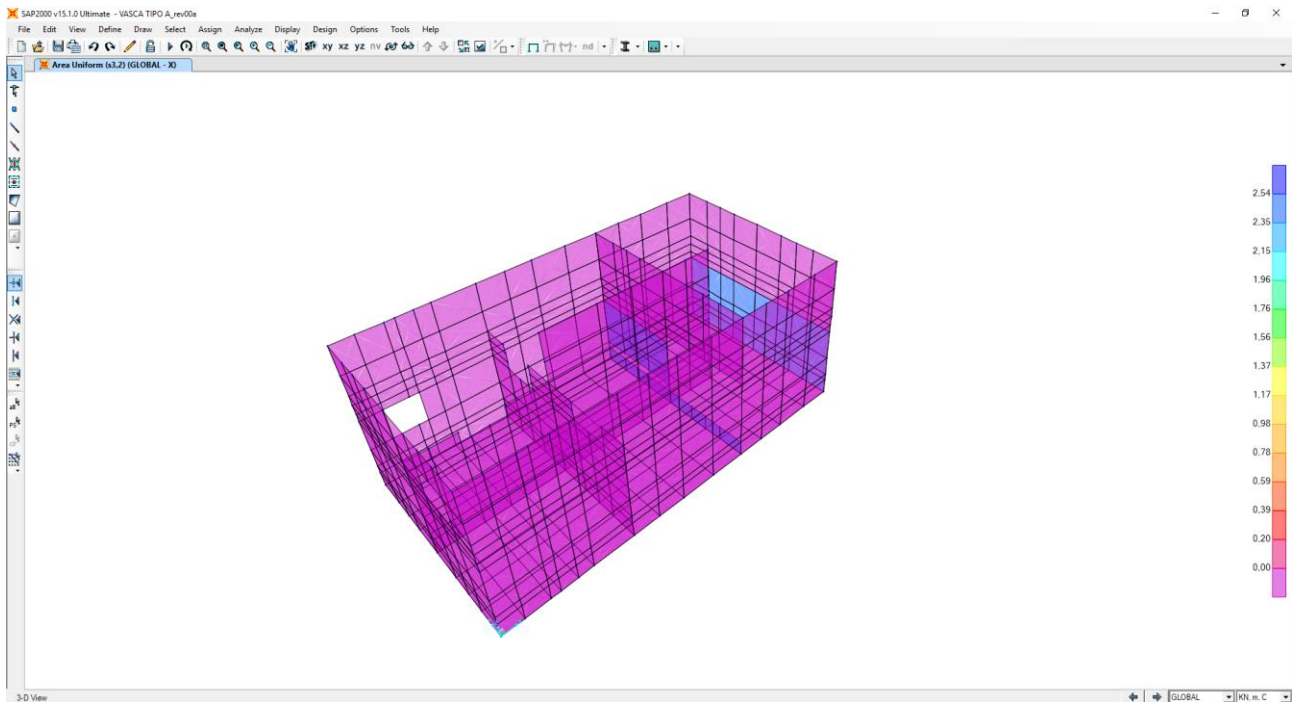
- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta dell'acqua;

Tale azione nel modello è definita come segue:

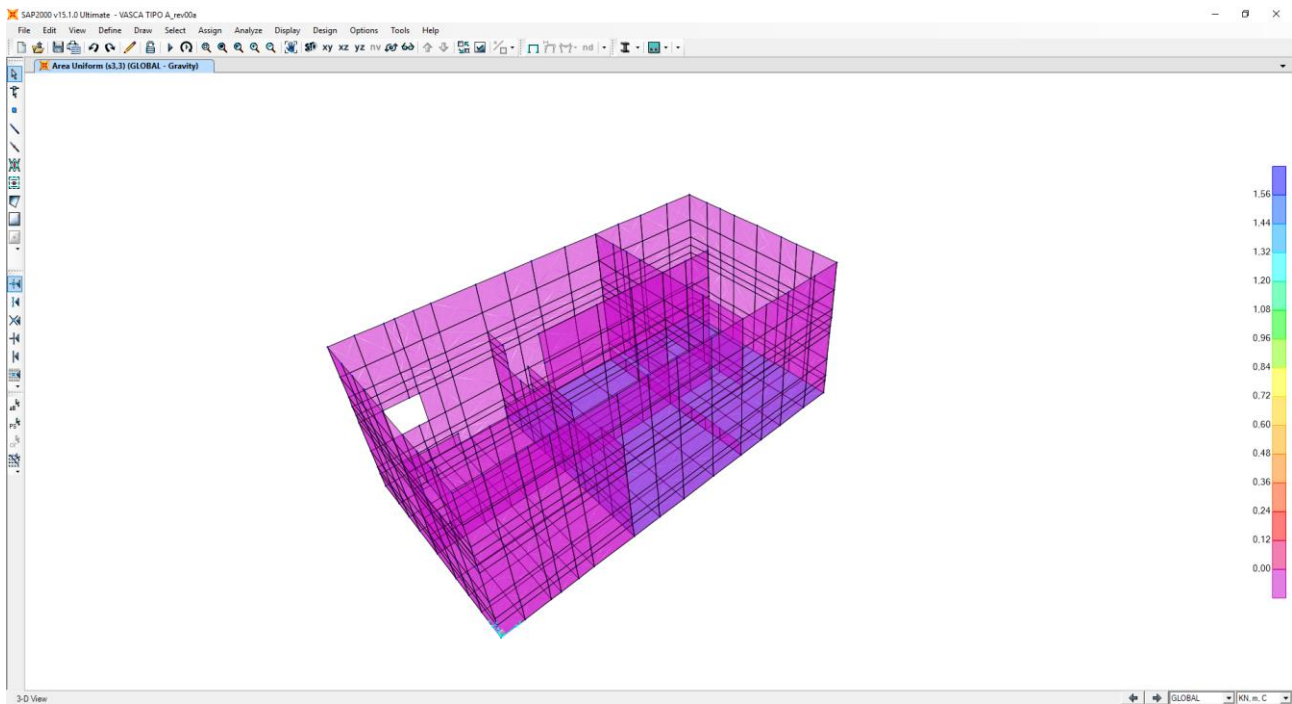
- **“s3,1”sovraspinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale.**



- “s3,2”sovrappinta dinamica dell’acqua in direzione longitudinale.



- “s3,3”sovrappinta dinamica dell’acqua in direzione verticale.



Nota Bene: l’azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali.

10 COMBINAZIONI DI CARICO

10.1 CARICHI ELEMENTARI

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		COEFF. DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	γ_{SLU} (sfavo-revole)	γ_{SLU} (favo-revole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g ₁	Peso proprio degli elementi strutturali	-	-	PP-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	Carico permanente dovuto al peso proprio ringrosso in calcestruzzo	-	-	CP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₃	Carico permanente dovuto al peso della piastra in c.a.	-	-						
g ₄	Carico permanente dovuto al peso del chiusino in ghisa	-	-						
g _{5.1}	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	k ₀	1	SPT-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g _{5.2}	Spinta laterale del terreno sul setto a valle	k ₀							
g _{5.3}	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	k ₀							
g _{5.4}	Spinta laterale del terreno sul setto destro	k ₀							
g _{5.1}	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	k ₀	2	SPT-02	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g _{5.3}	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	k ₀							
g _{6.1}	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	k ₀	1	SPCP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
g _{6.2}	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a valle	k ₀							
g _{6.3}	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	k ₀							
g _{6.4}	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto destro	k ₀							
g _{6.1}	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	k ₀	2	SPCP-02	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
g _{6.3}	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	k ₀							
q ₁	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-	1	SPACC-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2.1}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2.2}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a valle	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q _{2.3}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00

CARICO ELEMENTARE		COEFF. DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
q _{2,4}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a destra	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00	
q ₁	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-	2	SPACC-02	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00	
q _{2,1}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00	
q _{2,3}	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	k ₀			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00	
q ₃	Carico accidentale distribuito sulla zattera di base	-			-	ACCZATT-01	1,35	0,00	0,75	0,75
s _{1,1}	Sovrappinta dinamica dei terreni in direzione trasversale	-	-	SISMA(X)-01	1,00	1,00	-	-	-	
s _{2,1}	Inerzia sismica orizzontale in direzione trasversale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-			1,00	1,00	-	-	-	
s _{1,2}	Sovrappinta dinamica dei terreni in direzione longitudinale	-			SISMA(Y)-01	1,00	1,00	-	-	-
s _{2,2}	Inerzia sismica orizzontale in direzione longitudinale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-				1,00	1,00	-	-	-
s _{2,3}	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-	-	SISMA(Z)-01	1,00	1,00	-	-	-	
s _{3,1}	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale	-	-	SISMA(X)-02	1,00	1,00	-	-	-	
s _{3,2}	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione longitudinale	--	-	SISMA(Y)-02	1,00	1,00	-	-	-	
s _{3,2}	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione verticale		-	SISMA(Z)-02	1,00	1,00	-	-	-	

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

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

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

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

dove:

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

COMB. S.L.E. - QUASI PERMANENTI				
CASO DI ANALISI	Q.P.01	Q.P.02	Q.P.03	Q.P.04
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	1,00	1,00

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

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

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

dove:

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

COMBINAZIONI S.L.E. - FREQUENTE								
CASO DI ANALISI	FR.01	FR.02	FR.03	FR.04	FR.05	FR.06	FR.07	FR.08
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00

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

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

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

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

dove:

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

COMBINAZIONI S.L.E. - CARATTERISTICA								
CASO DI ANALISI	CAR.01	CAR.02	CAR.03	CAR.04	CAR.05	CAR.06	CAR.07	CAR.08
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,75	0,75	0,75

CASO DI ANALISI	CAR.09	CAR.10	CAR.11	CAR.12
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,75	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,75	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,75
ACCZATT-01	1,00	1,00	1,00	1,00

10.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

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

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

dove:

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

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.1, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tabella 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5

COMBINAZIONI S.L.U. - STATICHE								
CASO DI ANALISI	STR.01		STR.02		STR.03		STR.04	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00
ACCZATT-01	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CASO DI ANALISI	STR.05		STR.06		STR.07		STR.08	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00
ACCZATT-01	1,50	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CASO DI ANALISI	STR.09		STR.10		STR.11		STR.12	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,75	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,75
ACCZATT-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

10.6 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

COMBINAZIONI S.L.U. - SISMICHE								
CASO DI ANALISI	SISMA.1	SISMA.2	SISMA.3	SISMA.4	SISMA.5	SISMA.6	SISMA.7	SISMA.8
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
SISMA(X)-01	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00
SISMA(Y)-01	0,30	0,30	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Z)-01	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	0,30	-0,30
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	-0,30

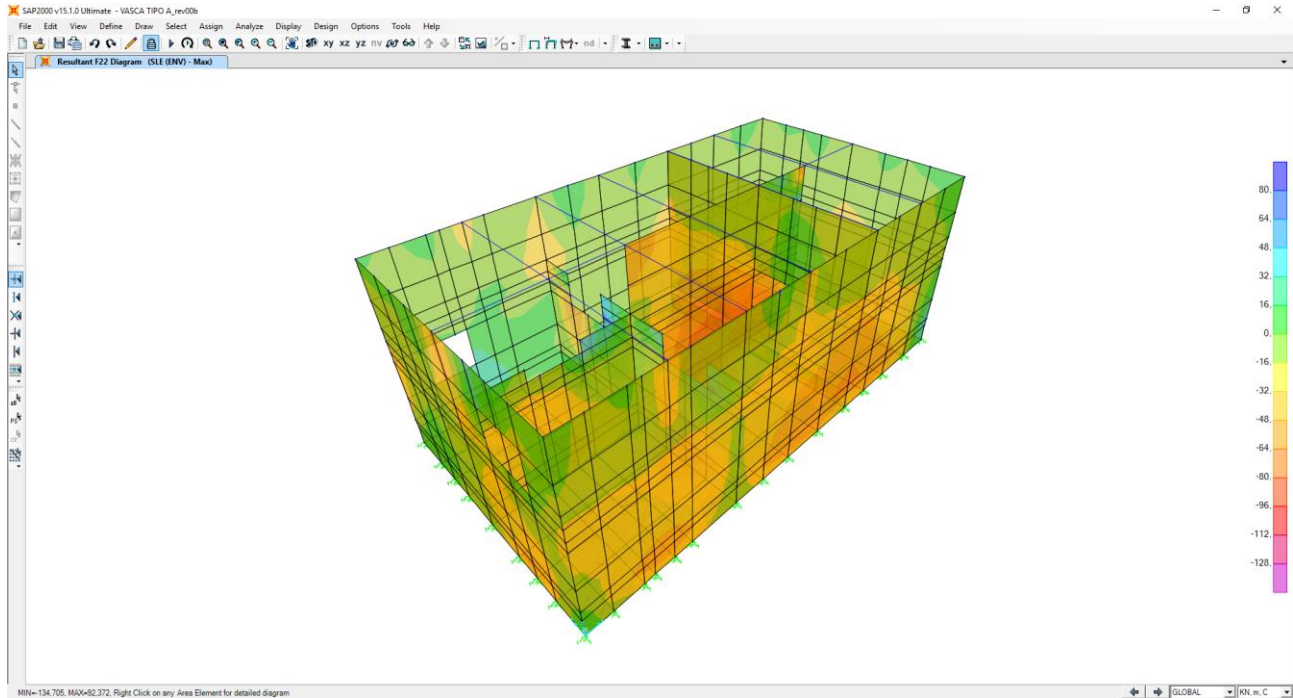
CASO DI ANALISI	SISMA.9	SISMA.10	SISMA.11	SISMA.12
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00
ACZATT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SISMA(X)-01	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Y)-01	1,00	1,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-01	0,30	-0,30	1,00	-1,00
SISMA(X)-02	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Y)-02	1,00	1,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-02	0,30	-0,30	1,00	-1,00

11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

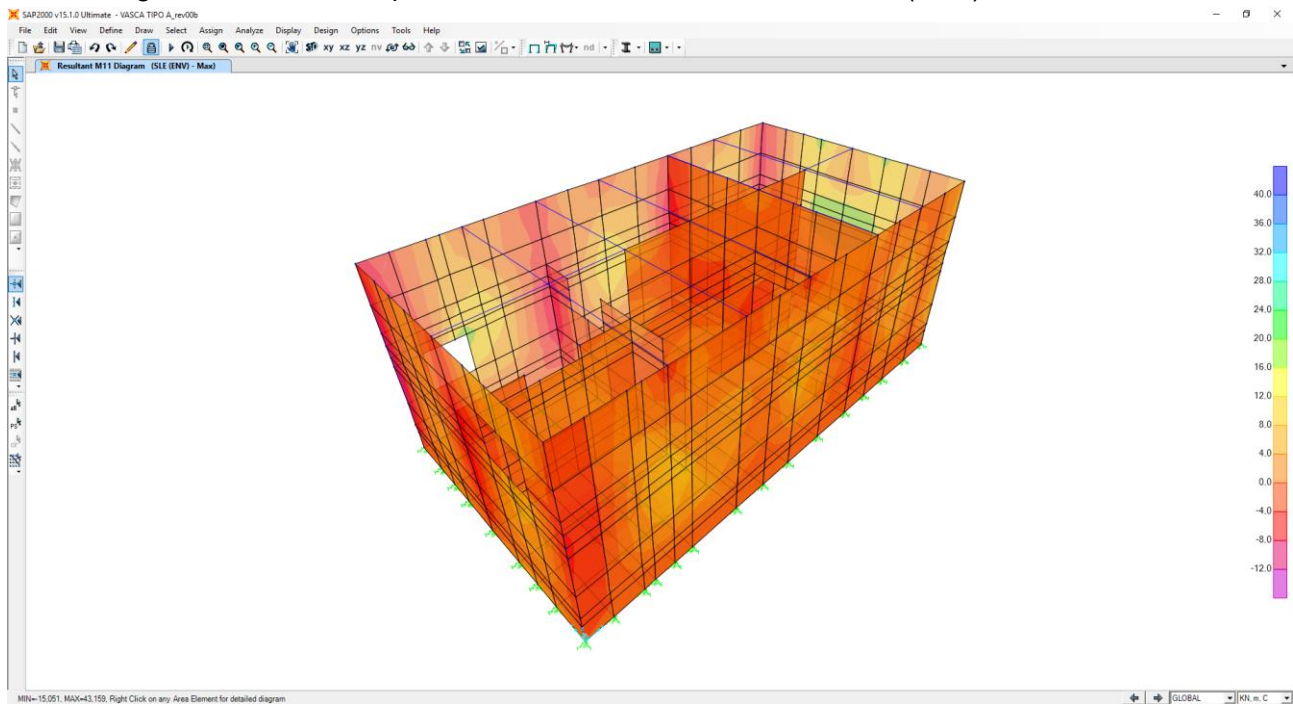
Nei paragrafi successivi sono riportati le azioni sollecitanti agenti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

11.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MAX

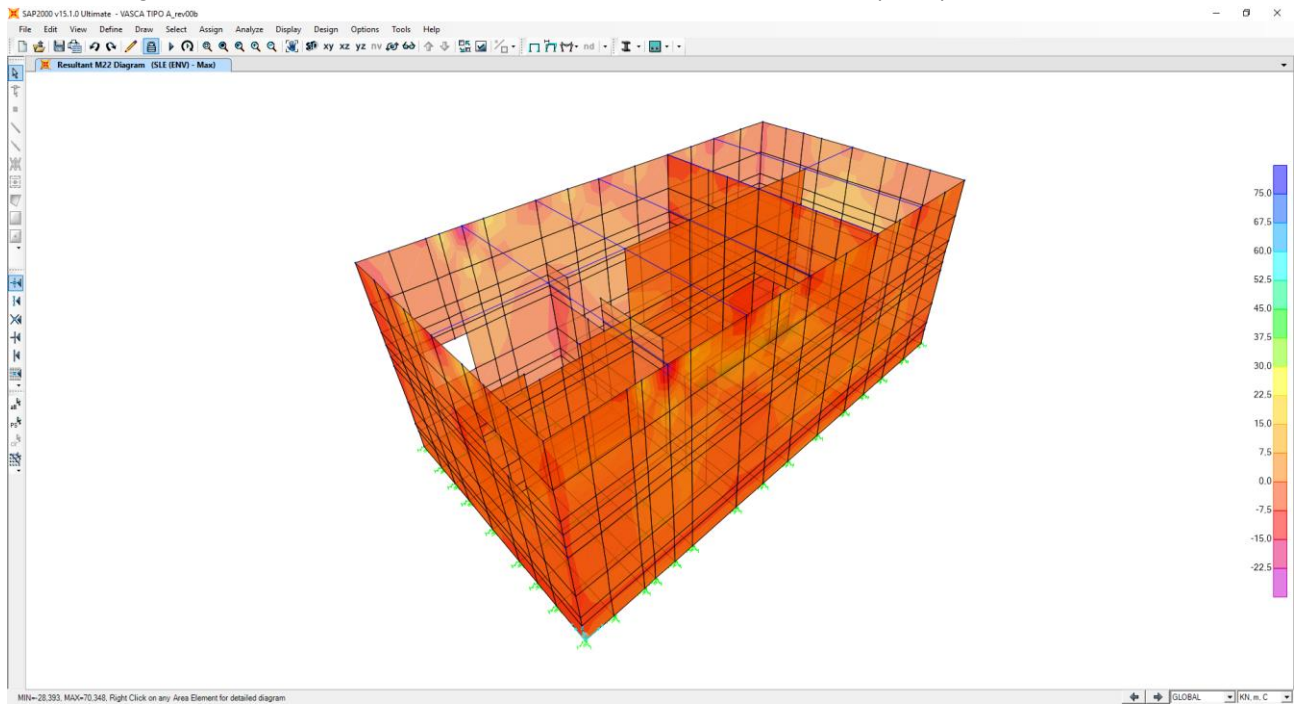
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



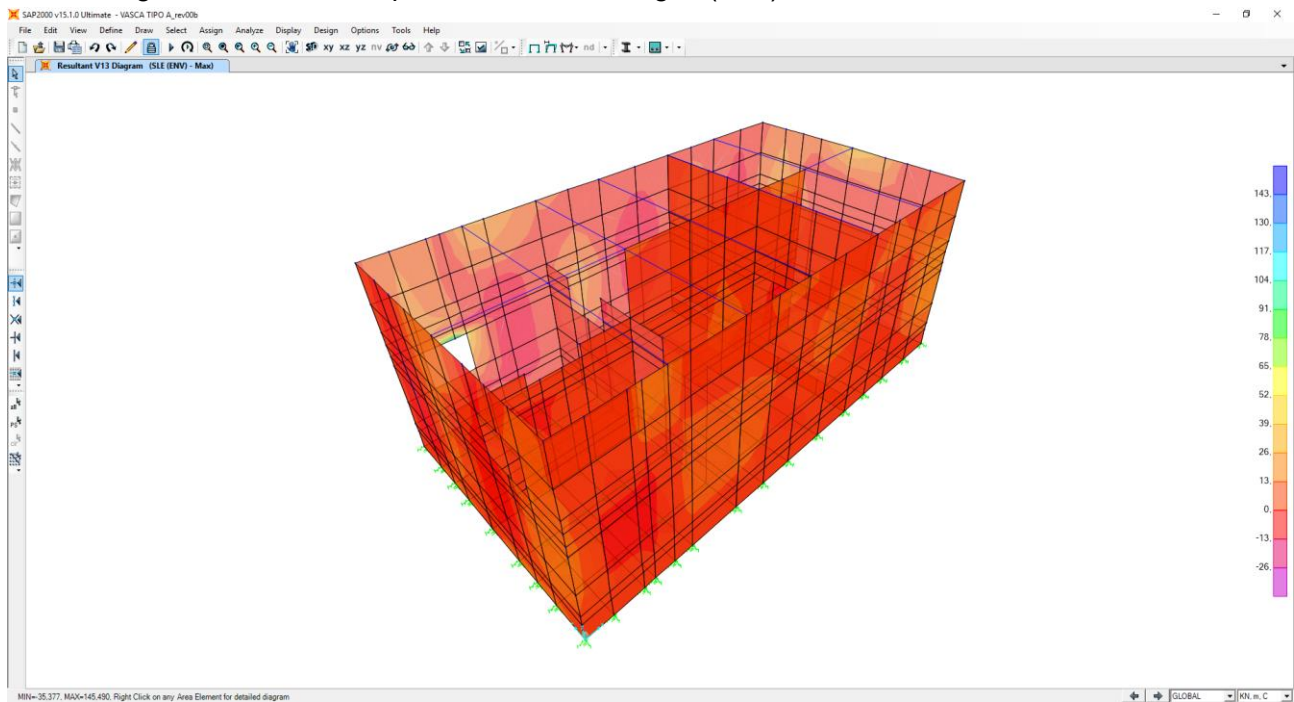
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



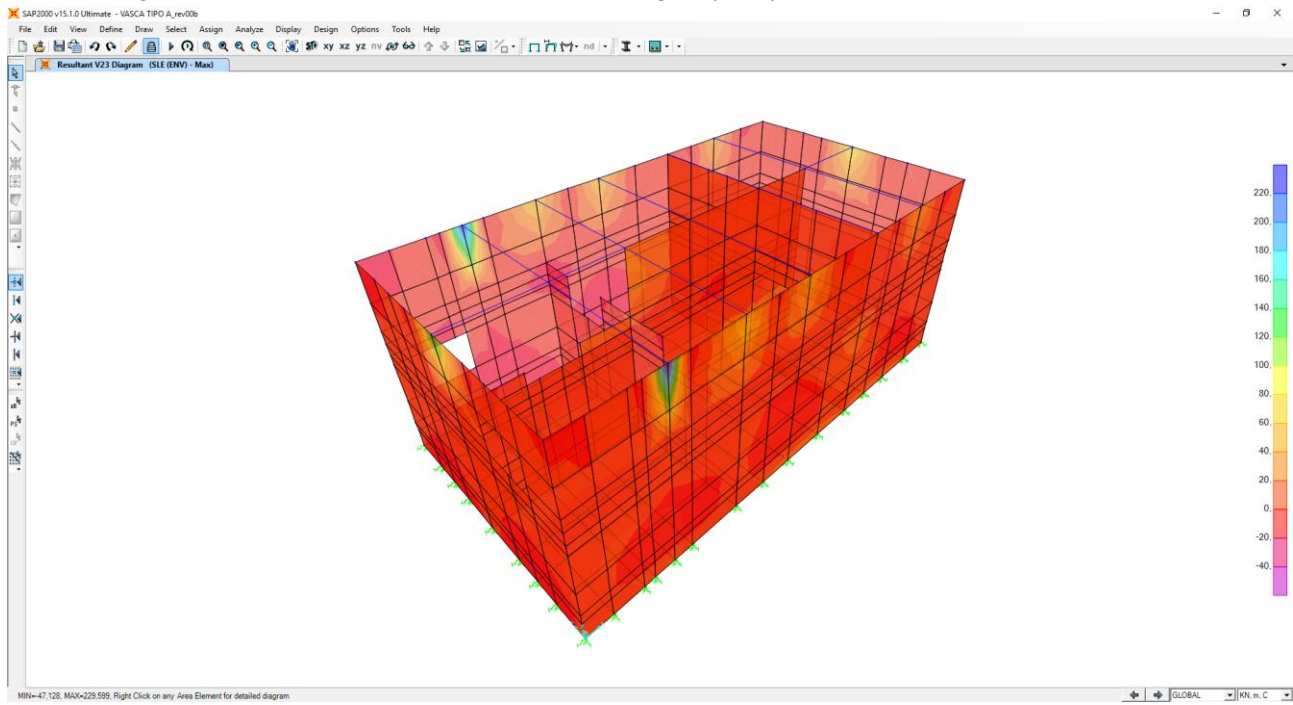
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

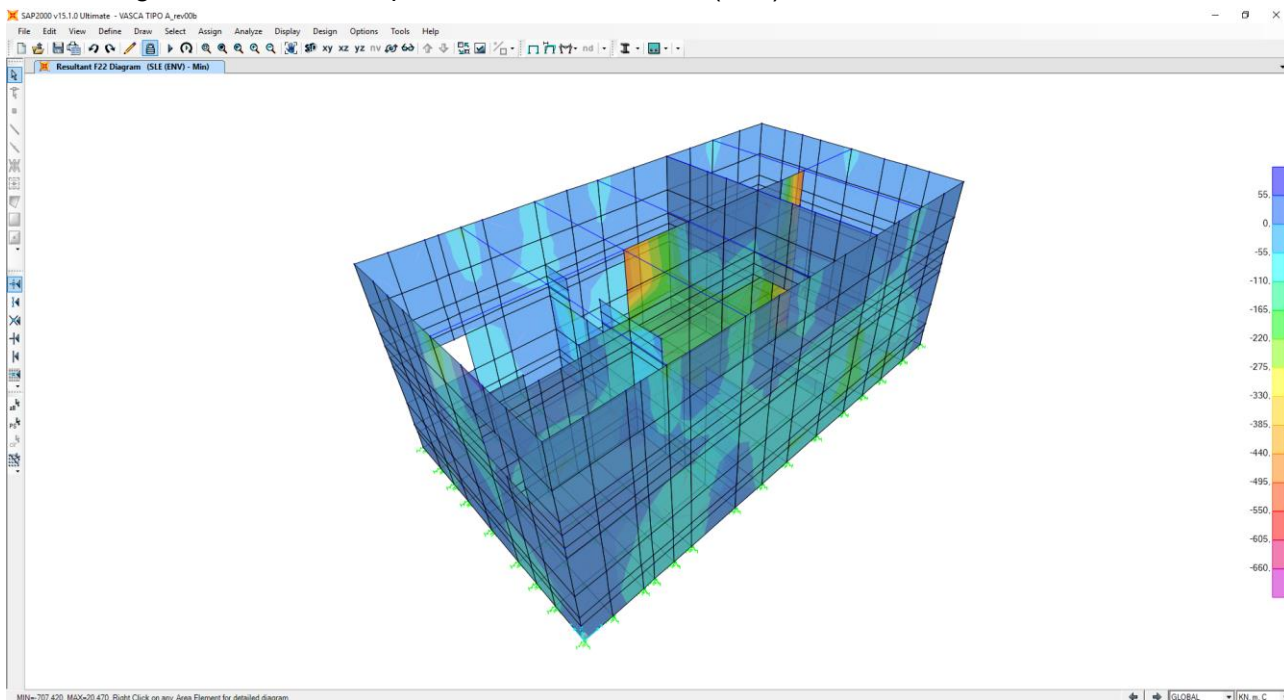


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

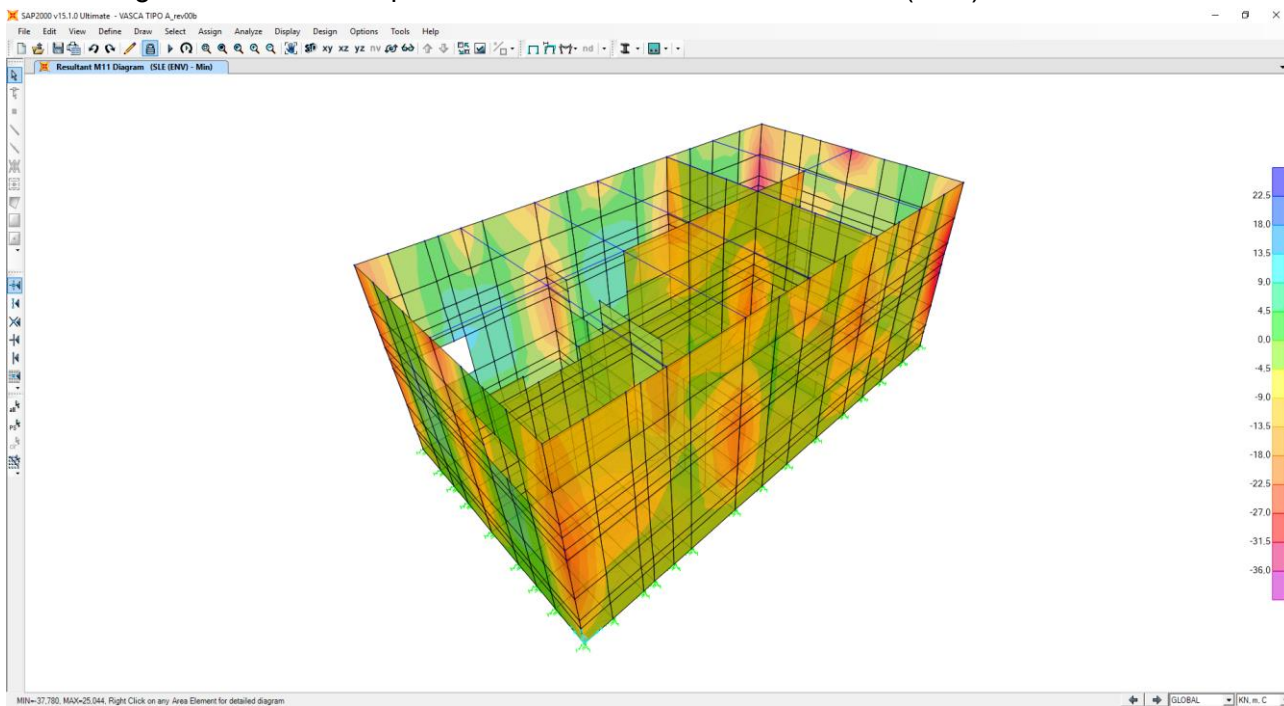


11.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MIN

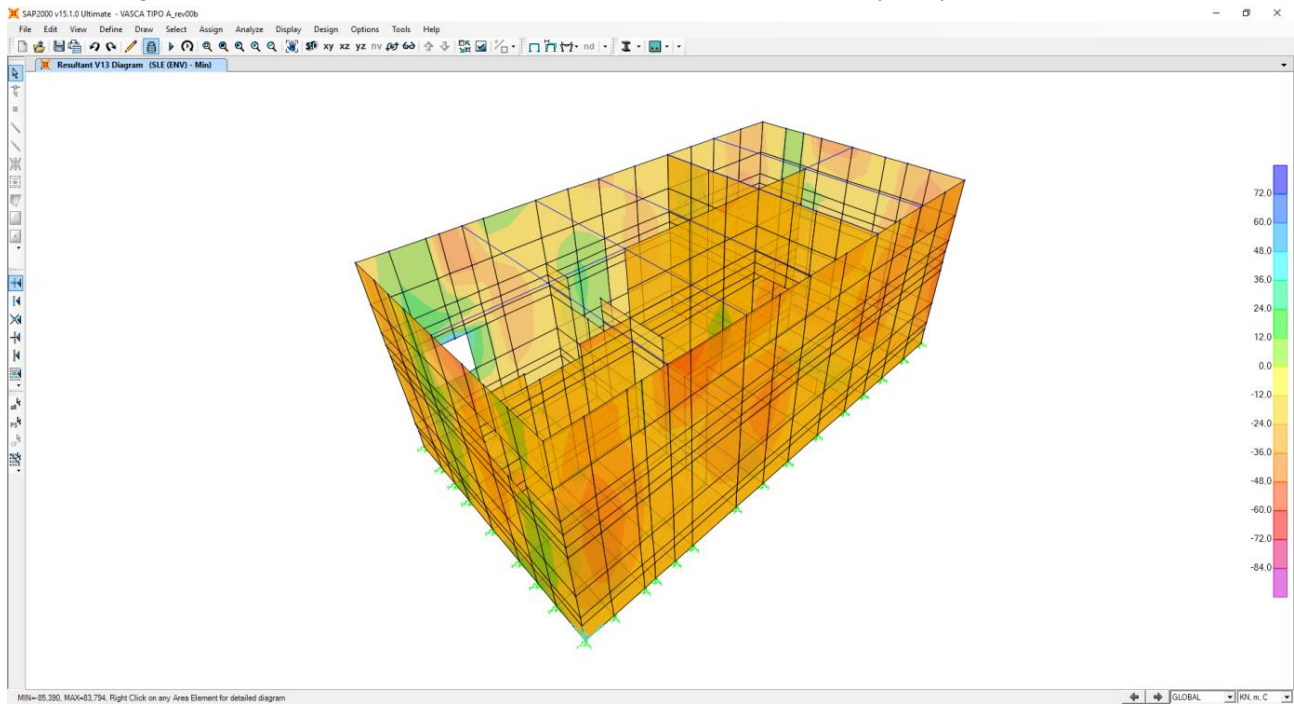
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



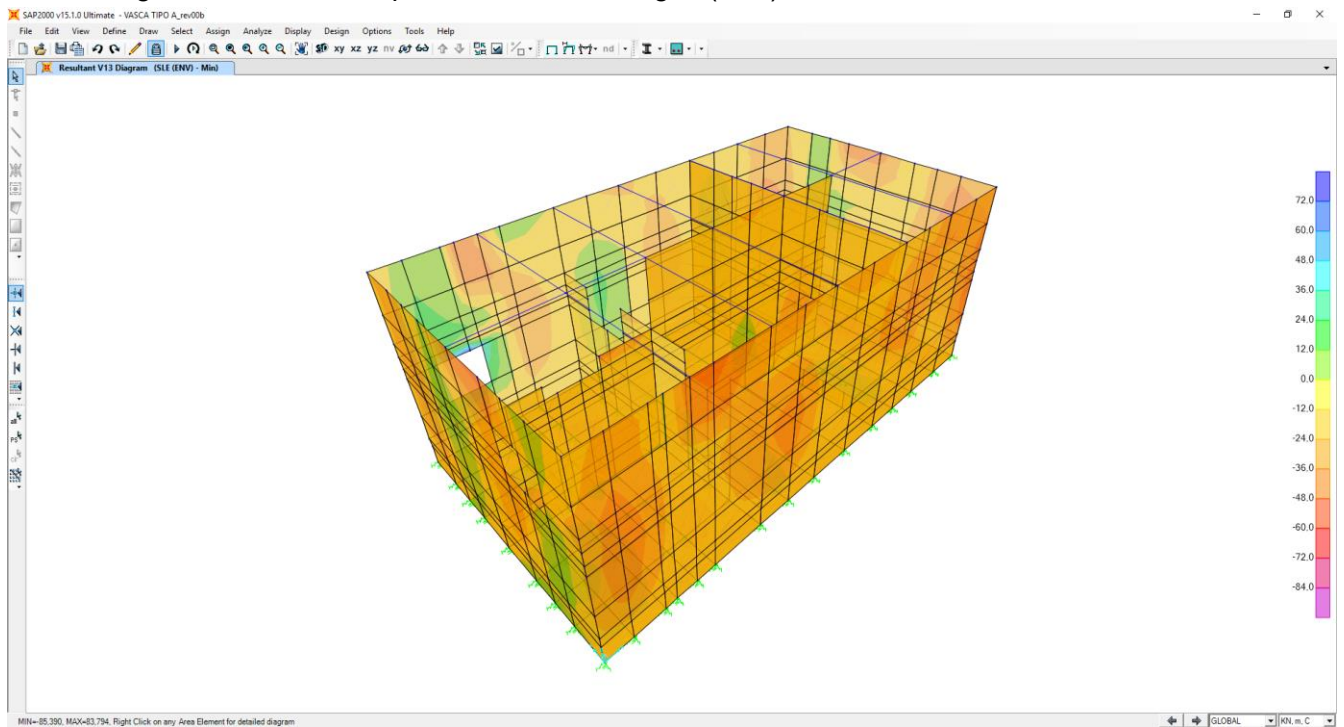
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



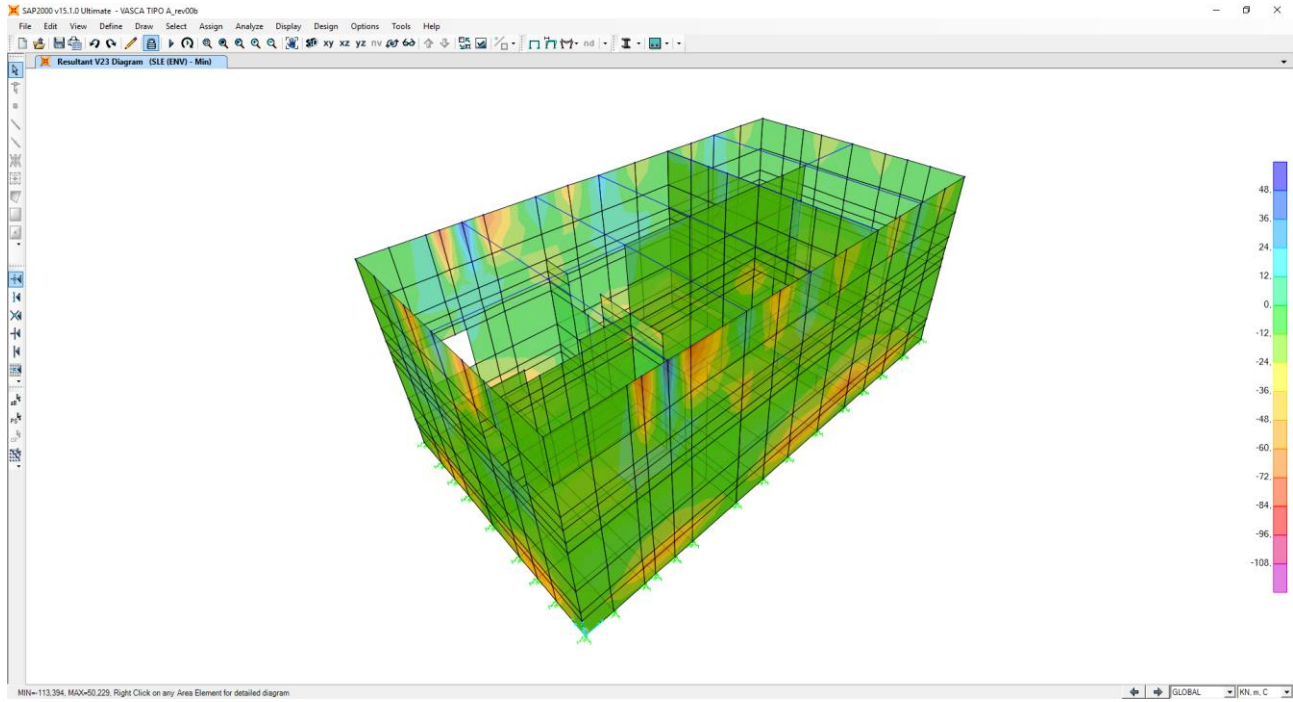
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

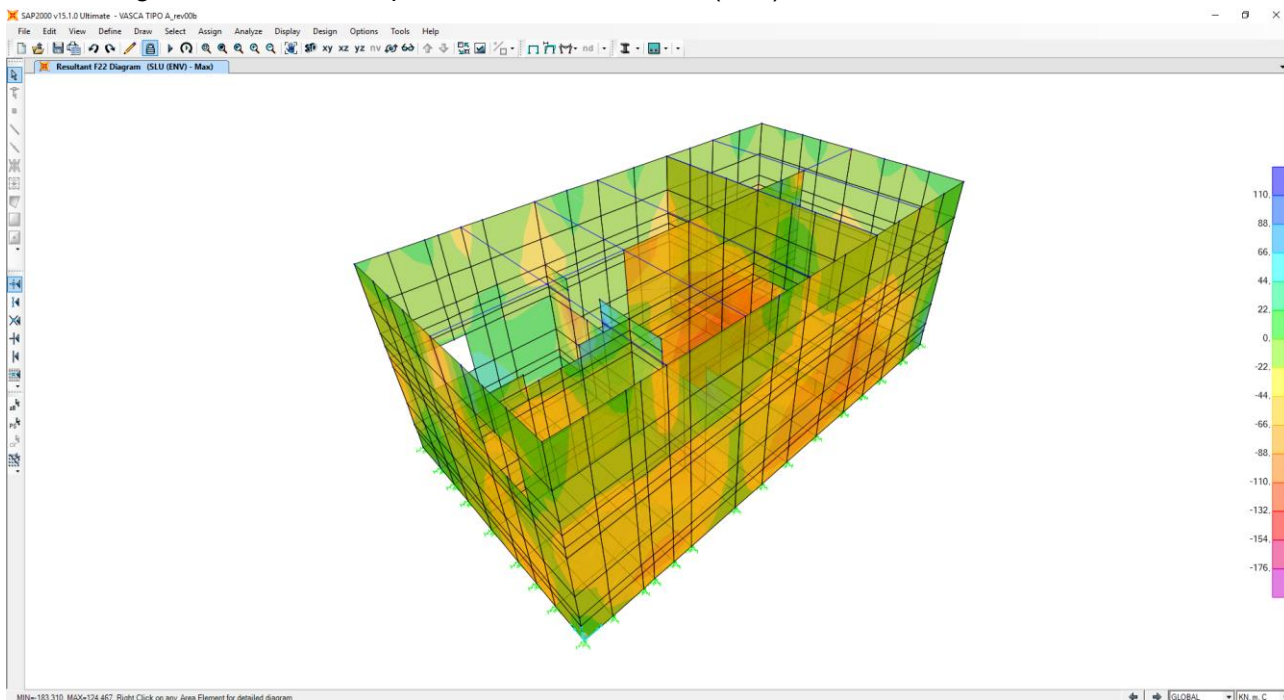


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

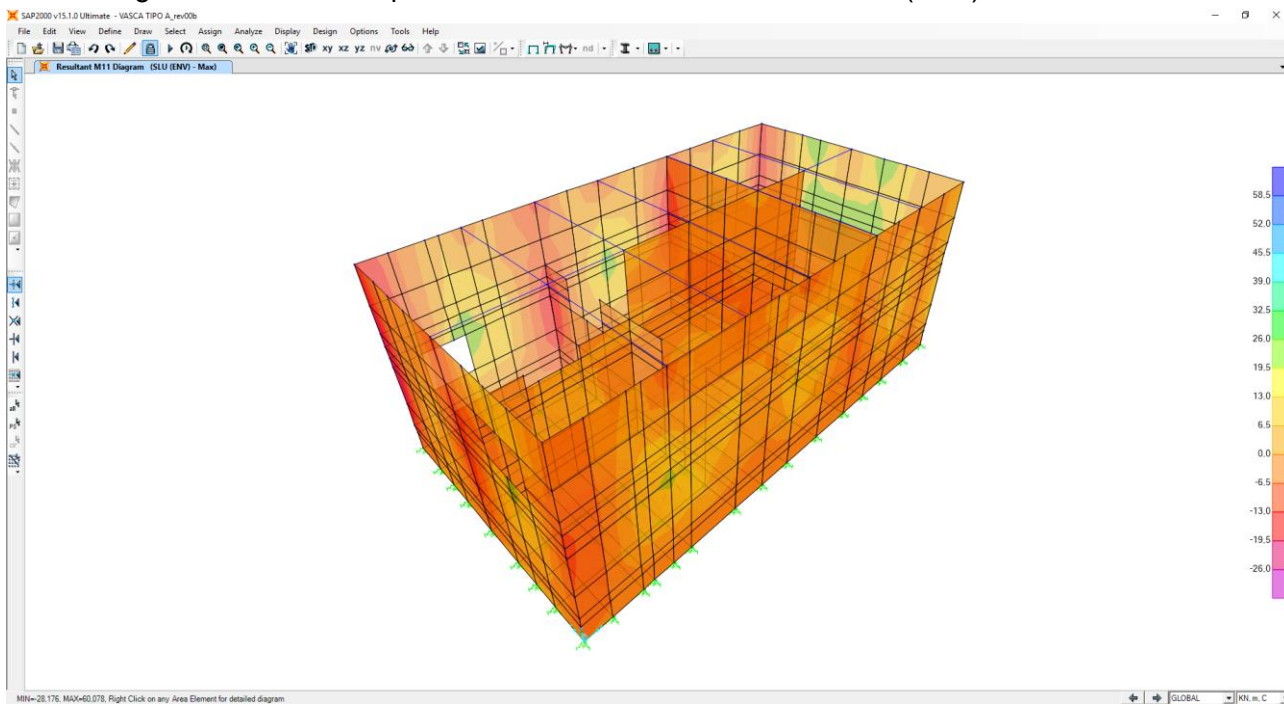


11.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MAX

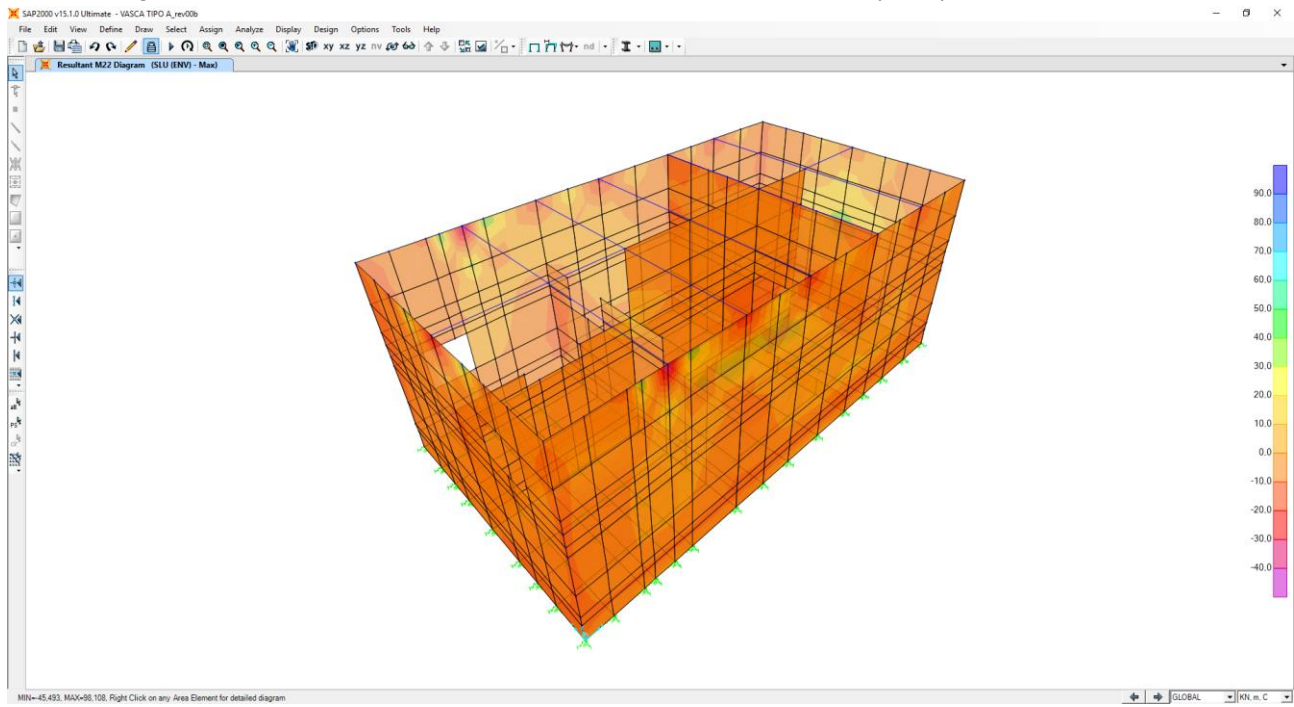
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



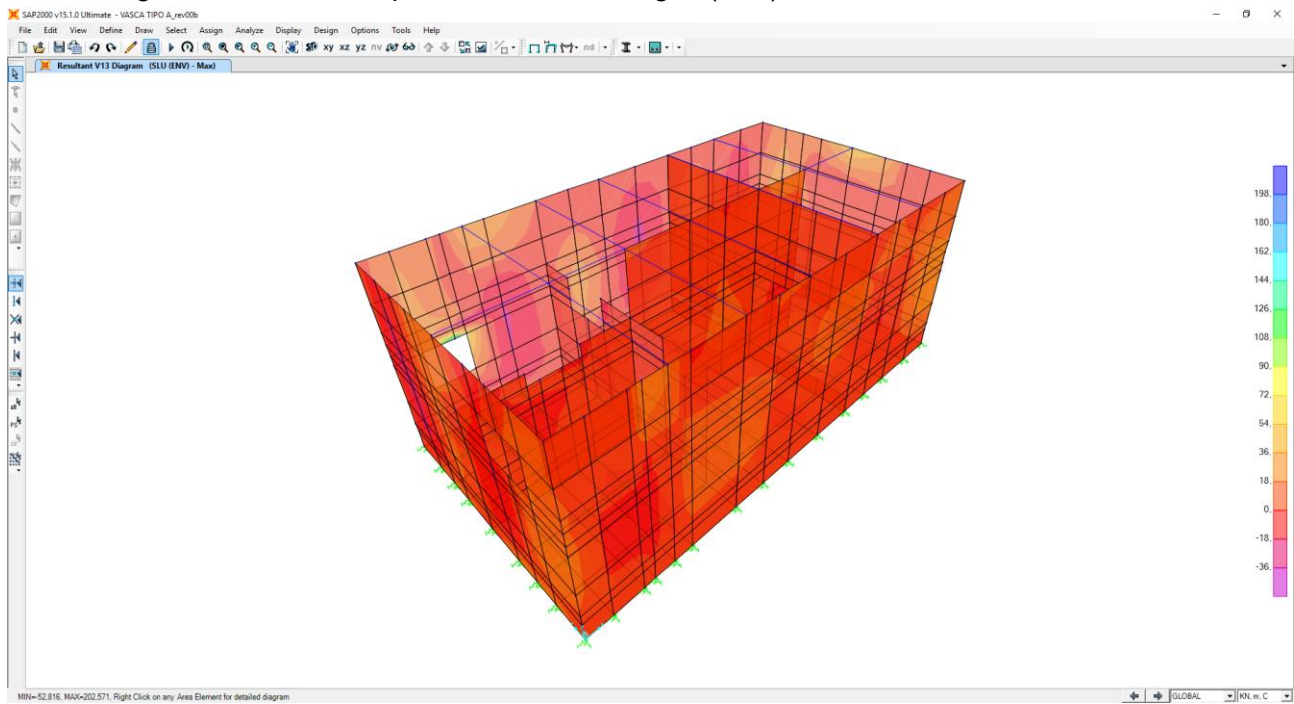
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



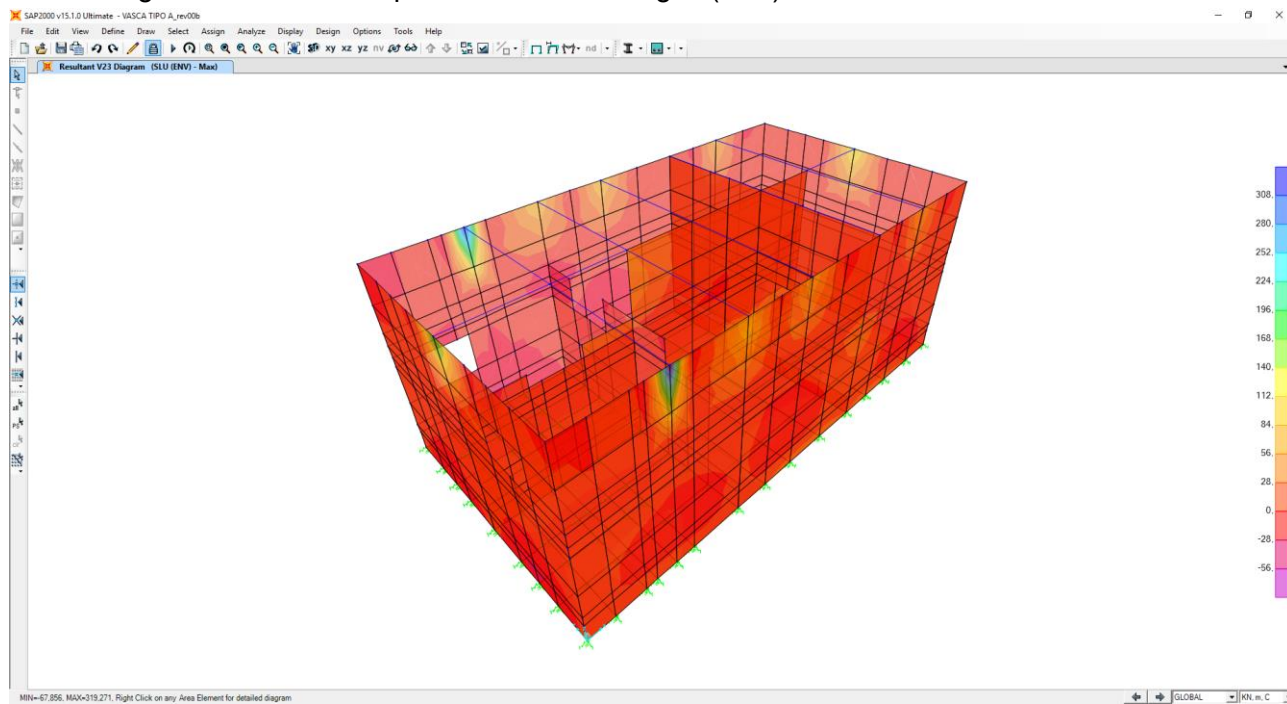
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

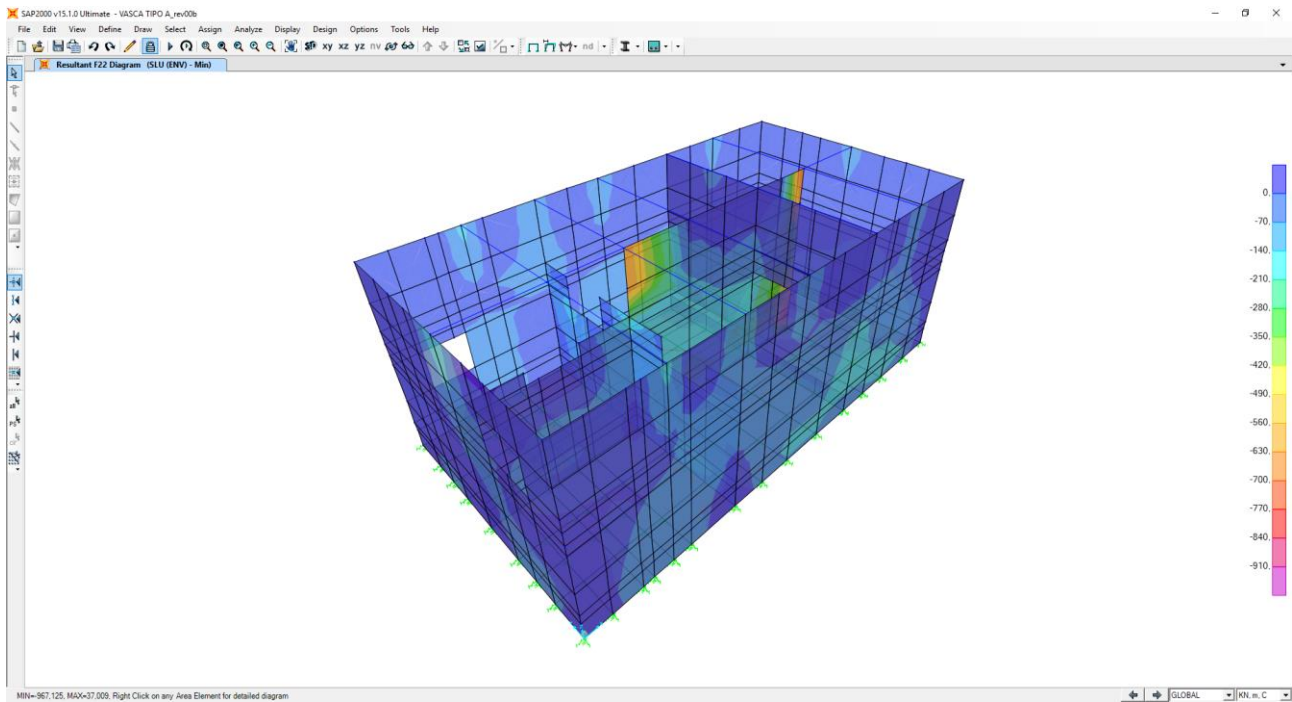


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

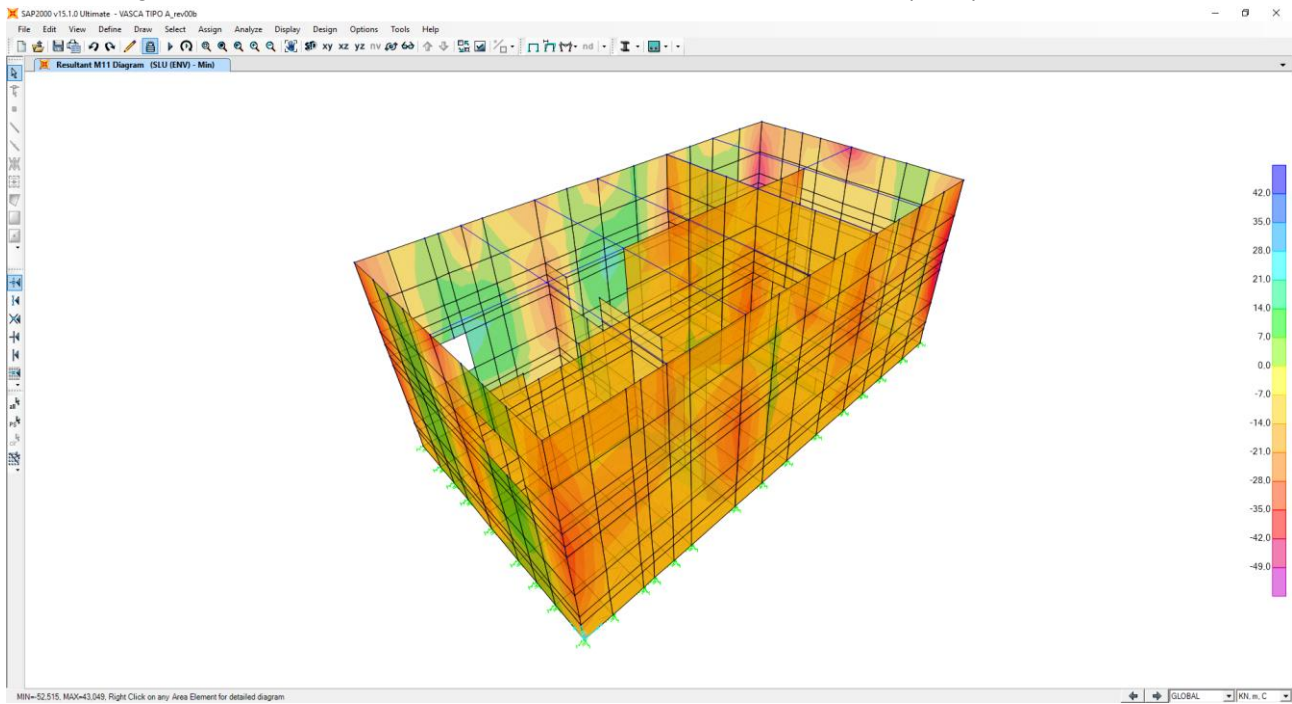


11.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MIN

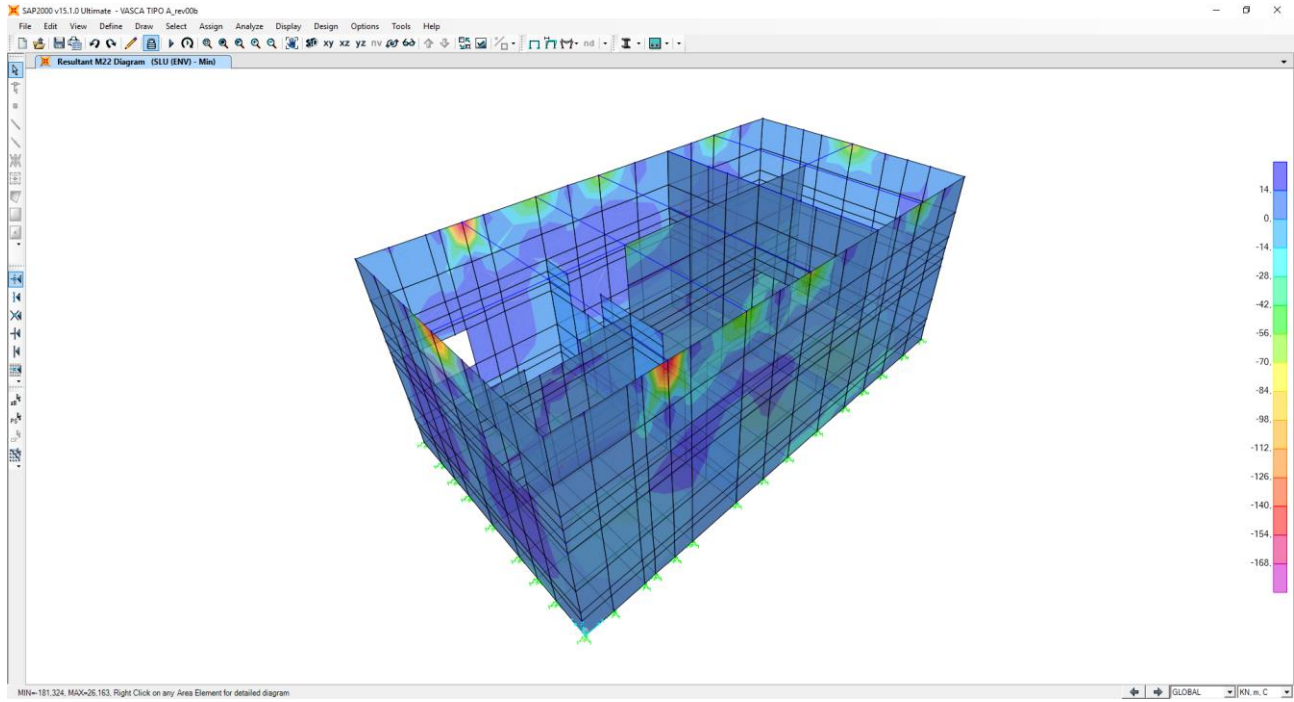
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



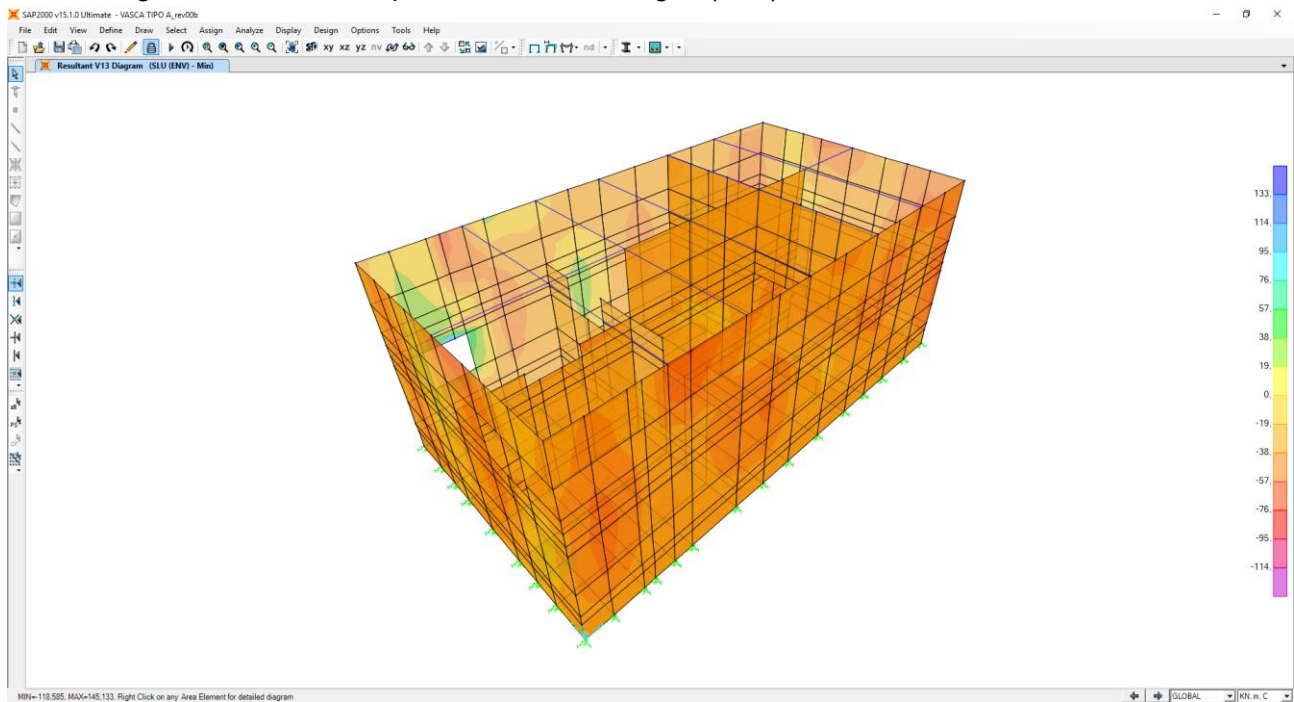
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



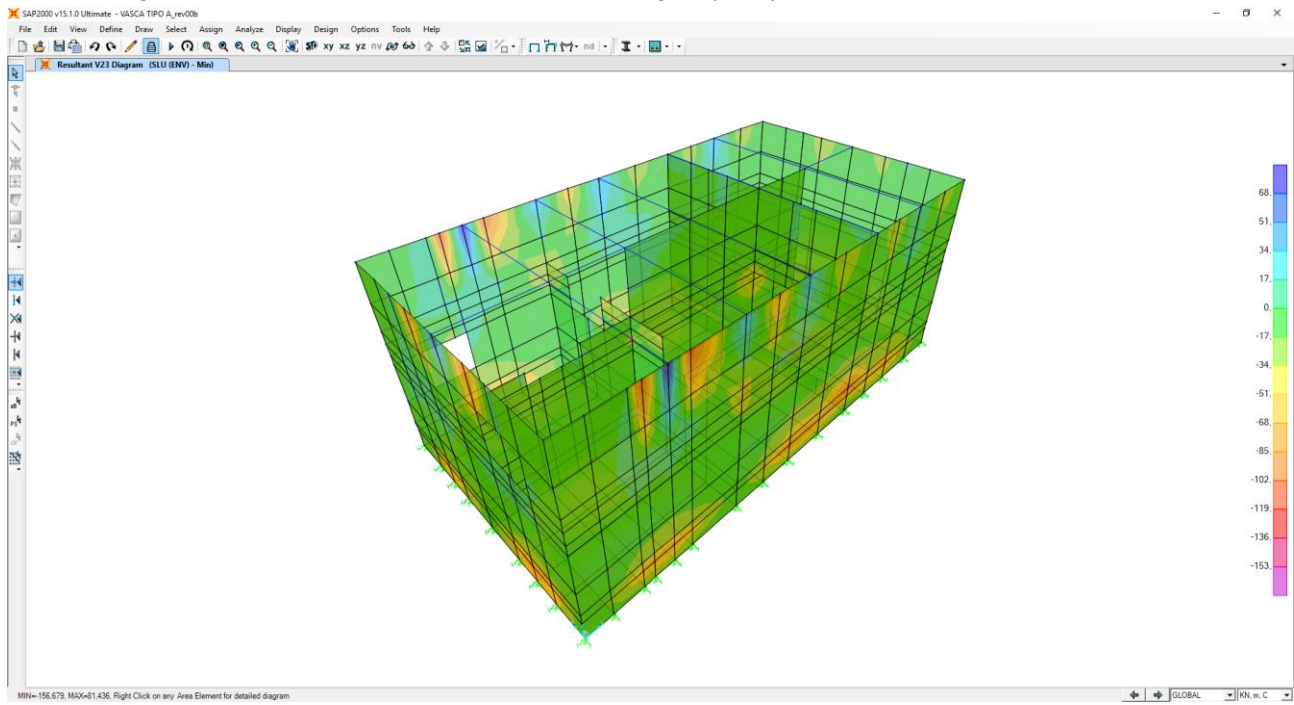
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

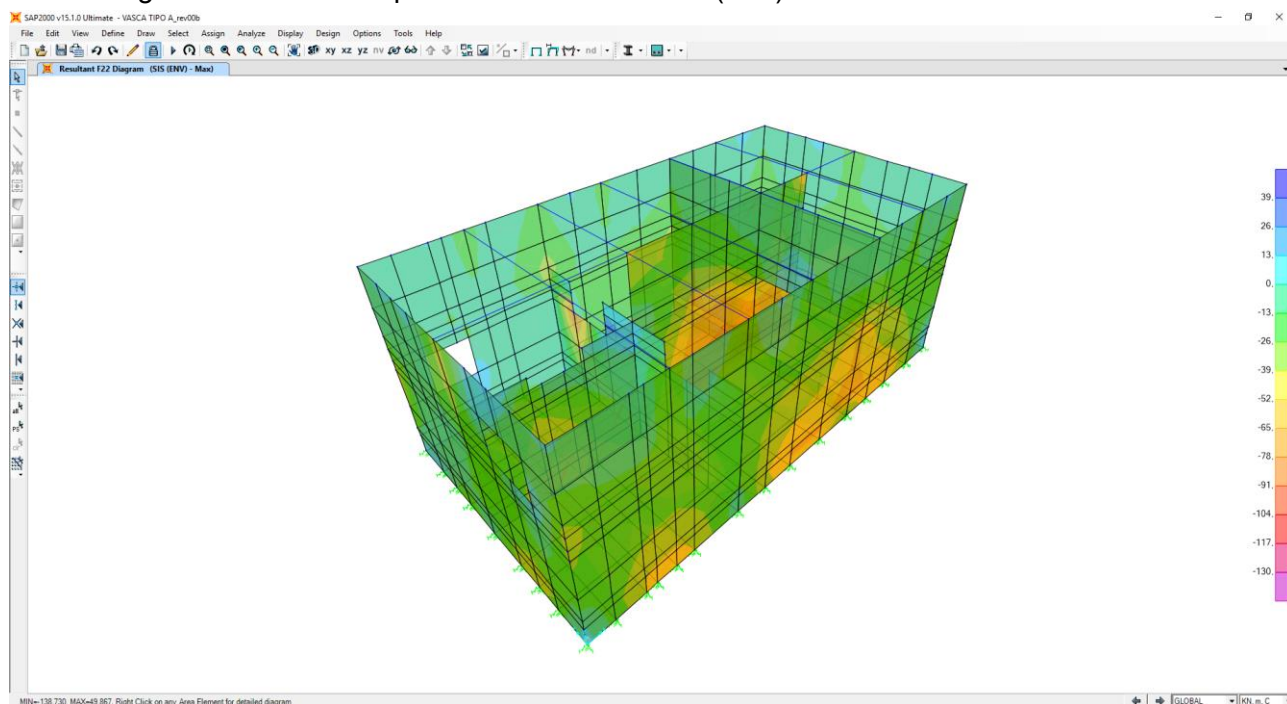


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

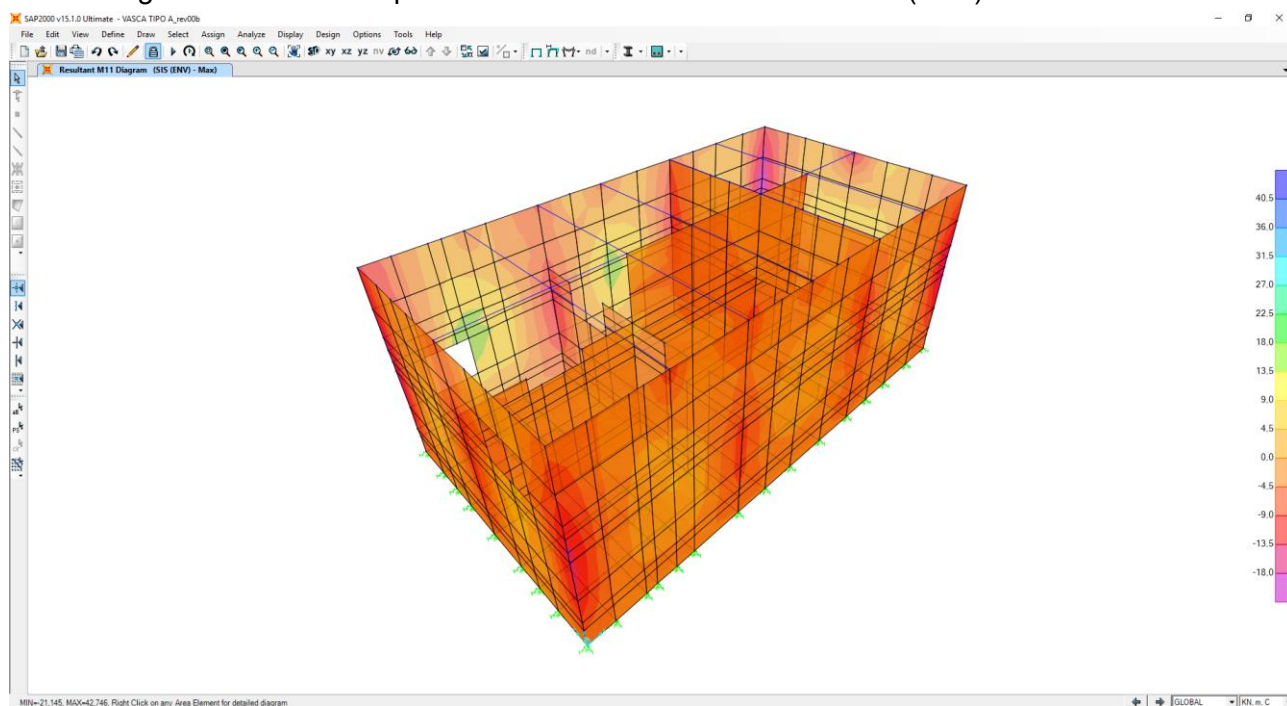


11.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MAX

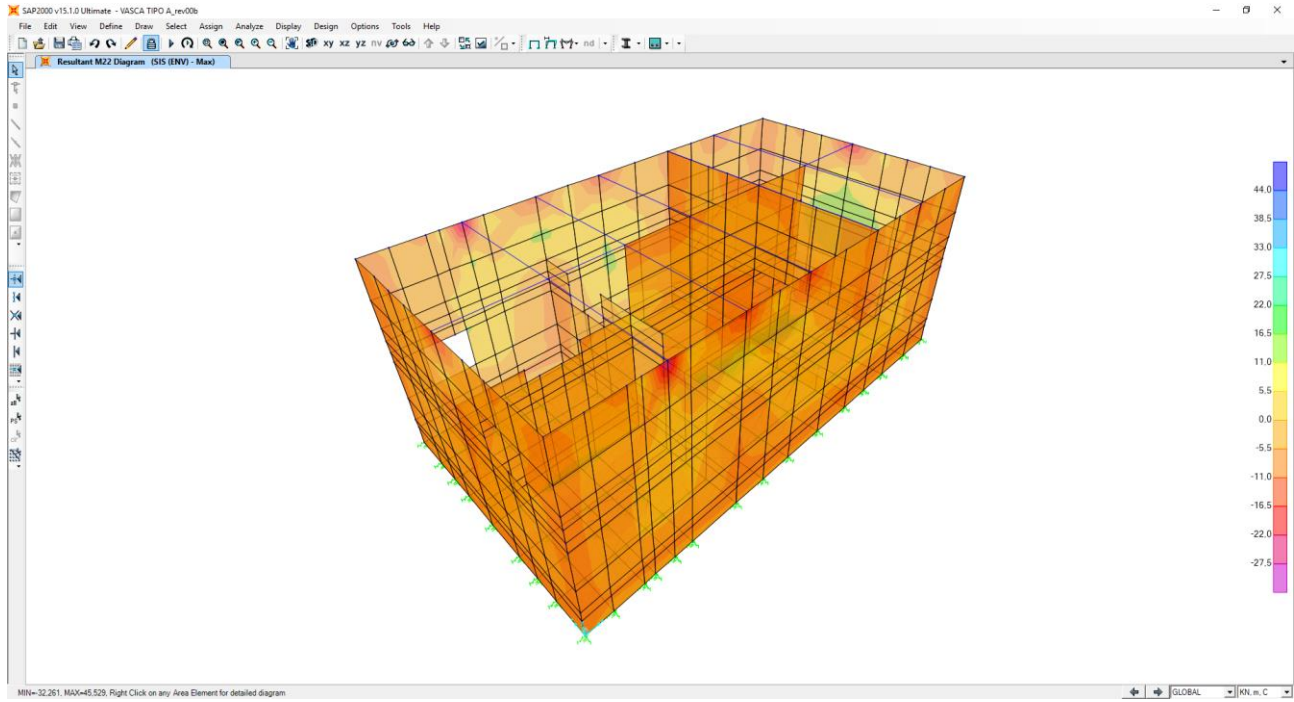
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



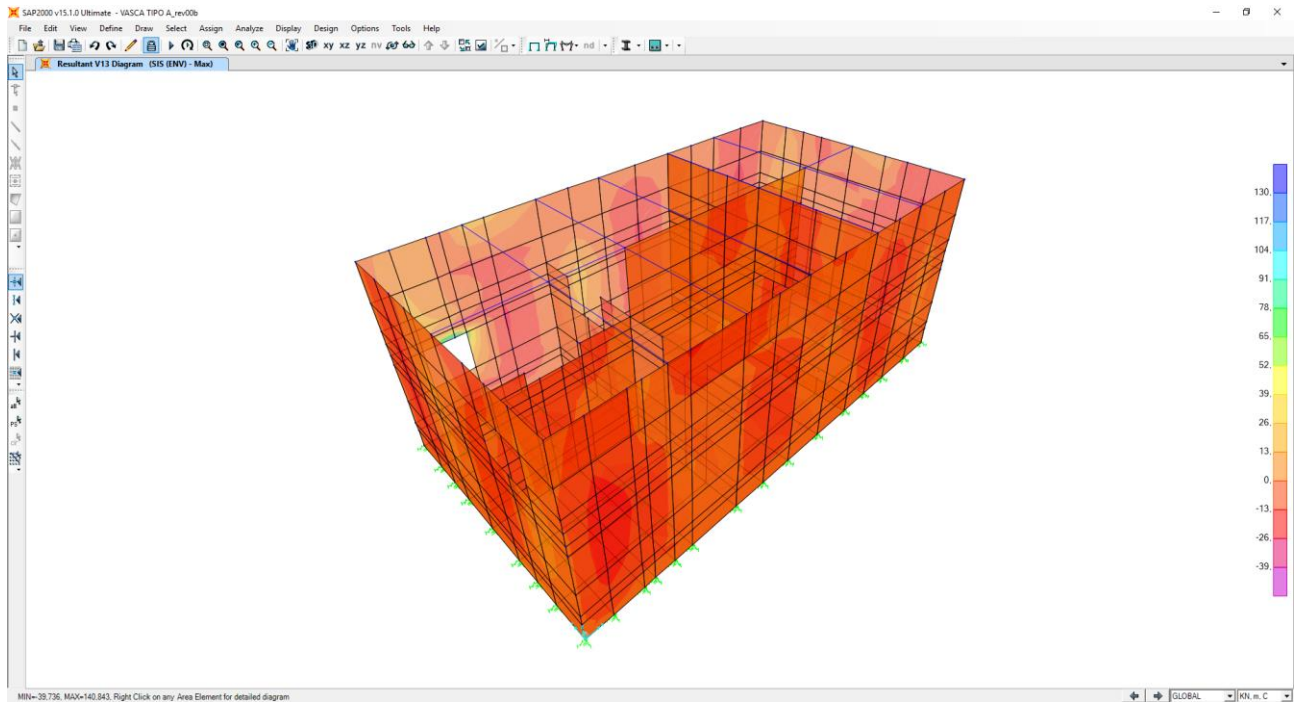
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



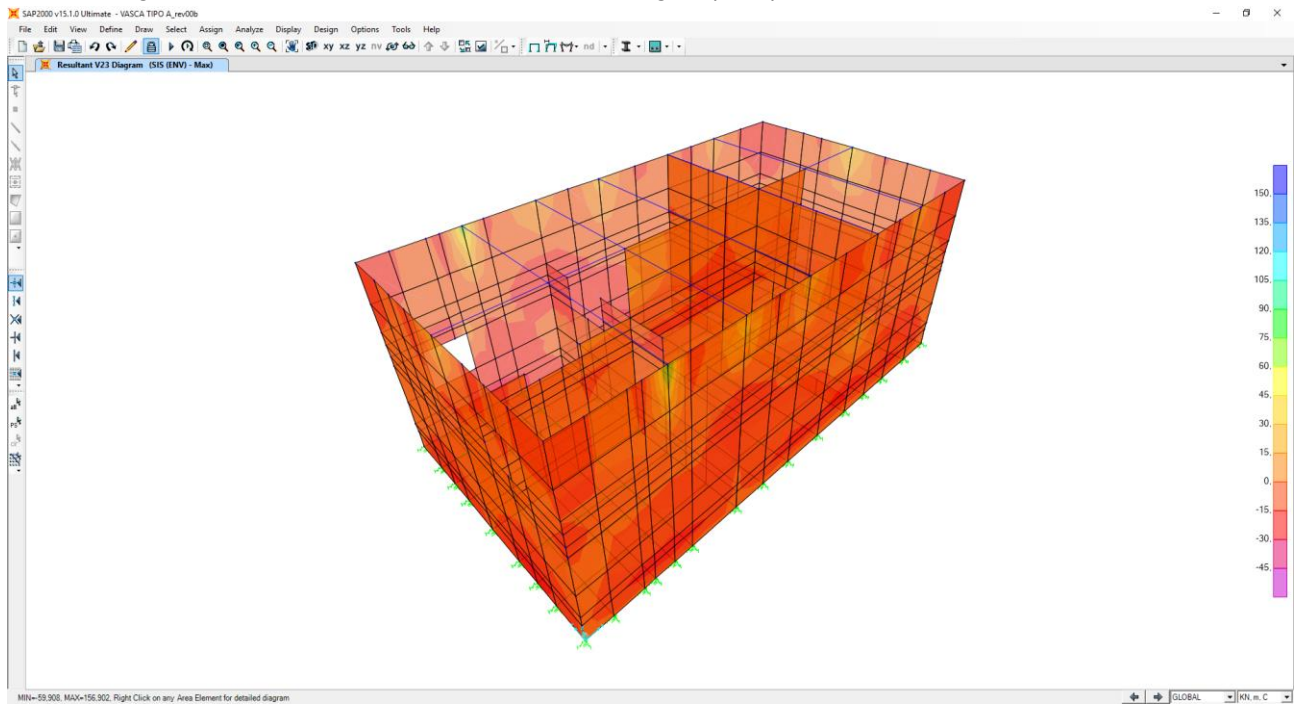
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

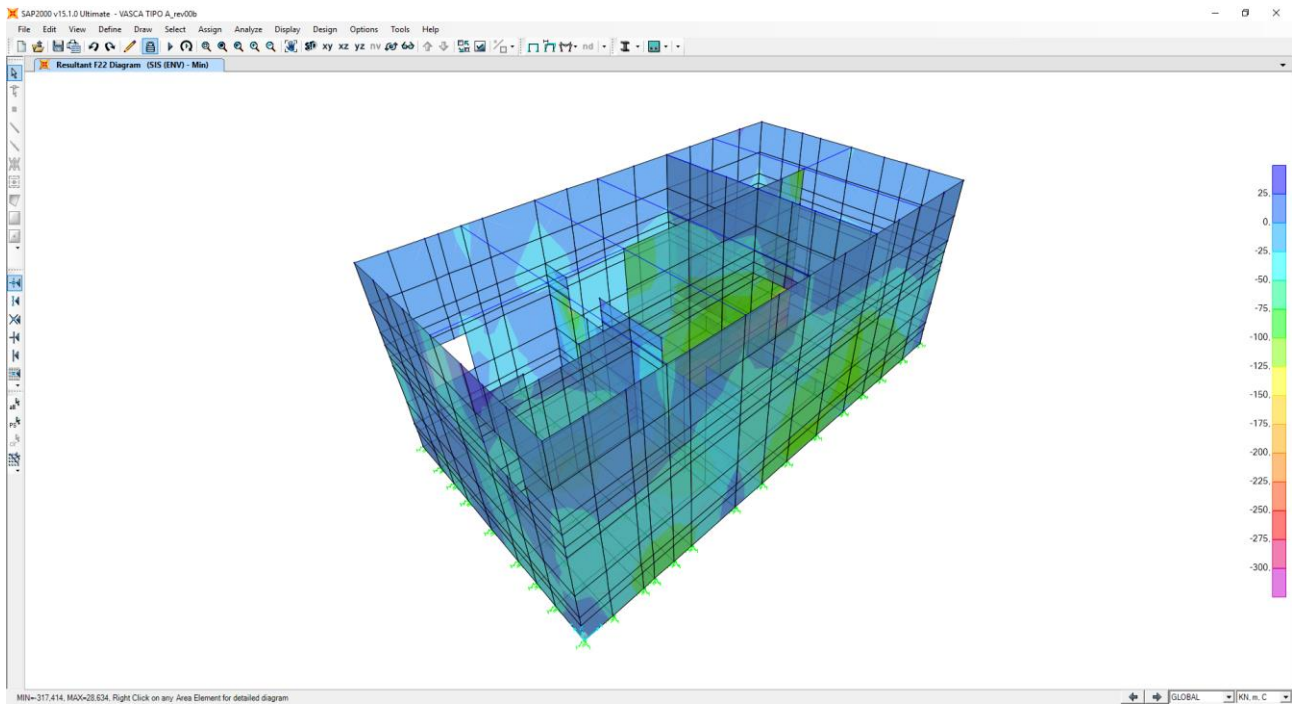


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

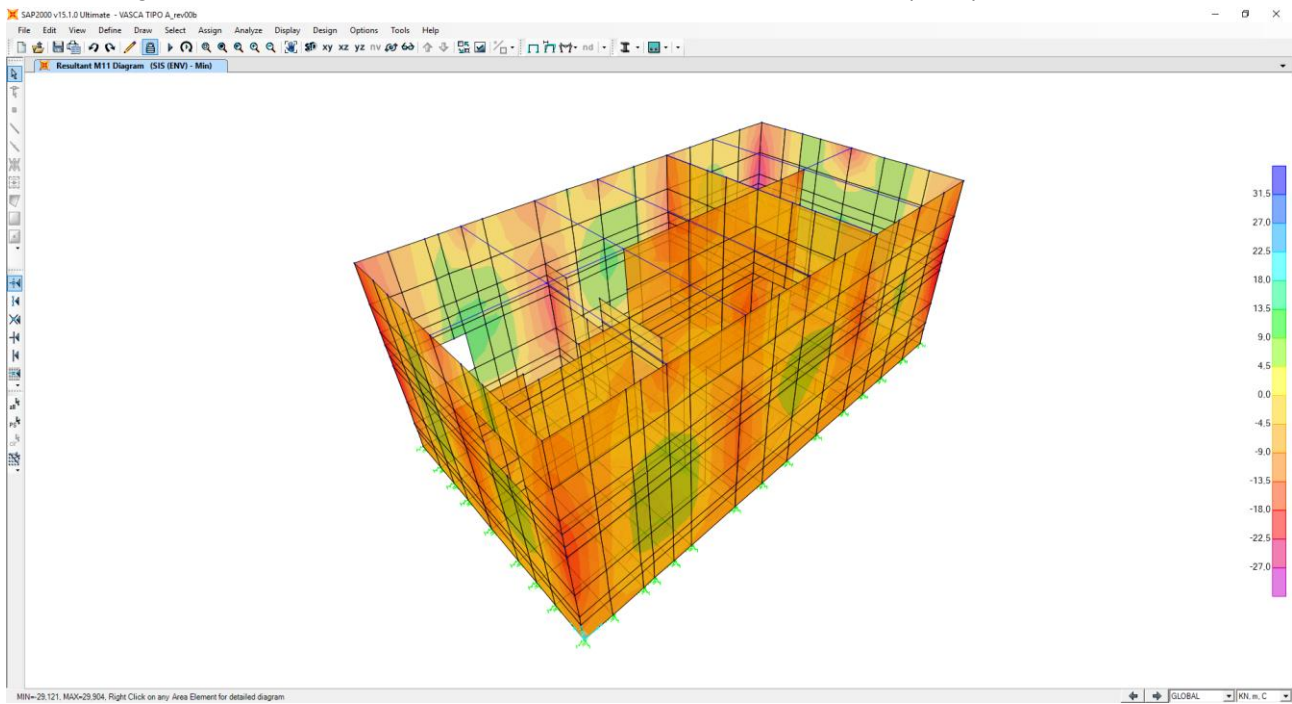


11.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MIN

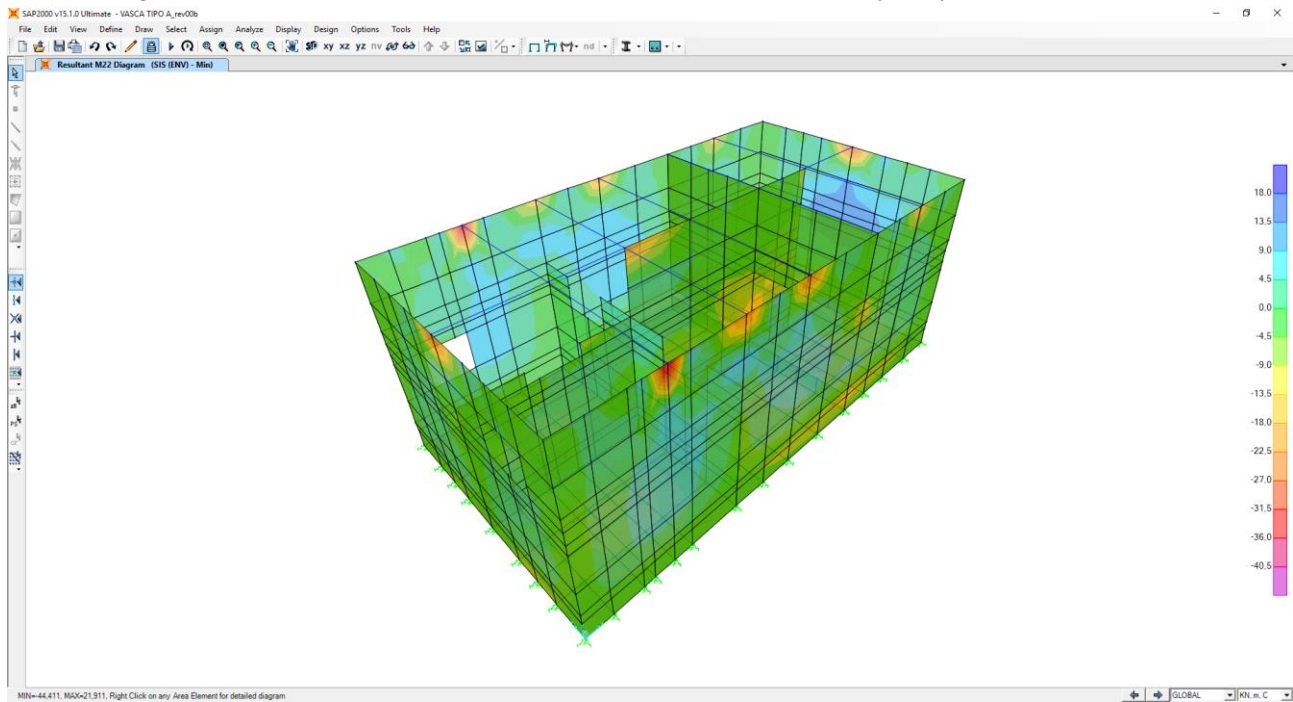
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



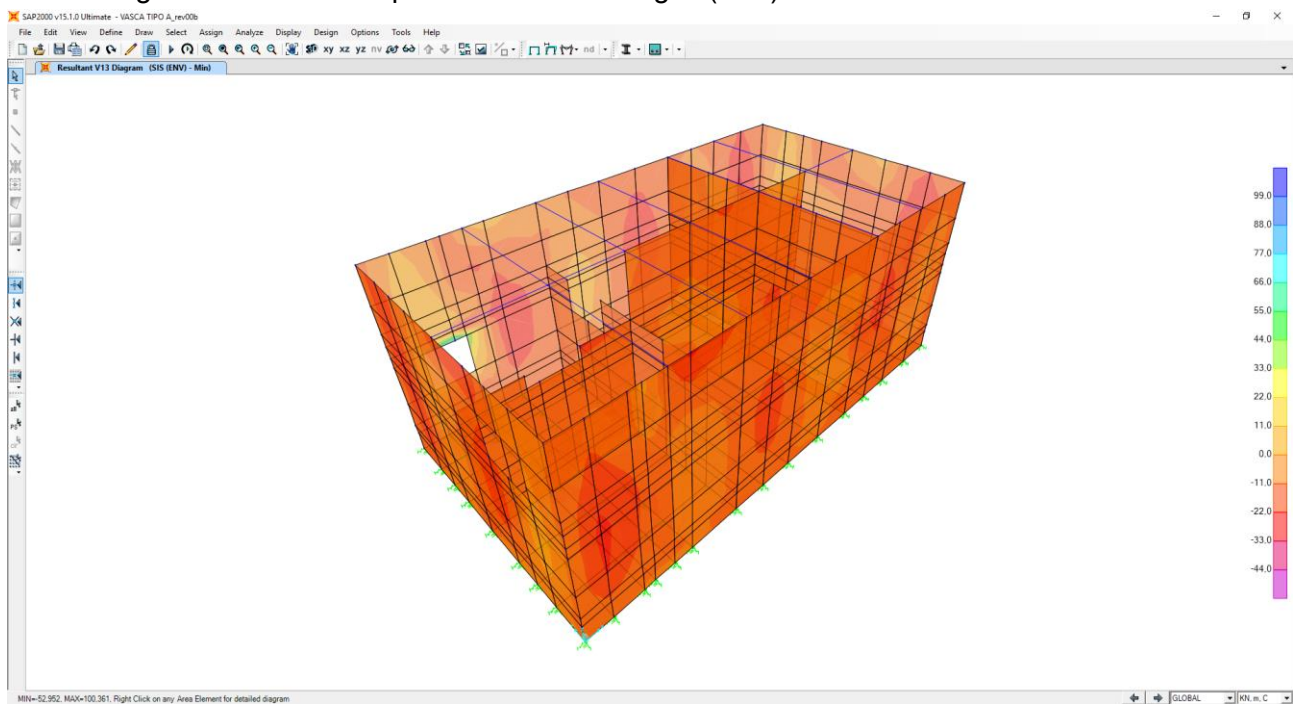
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



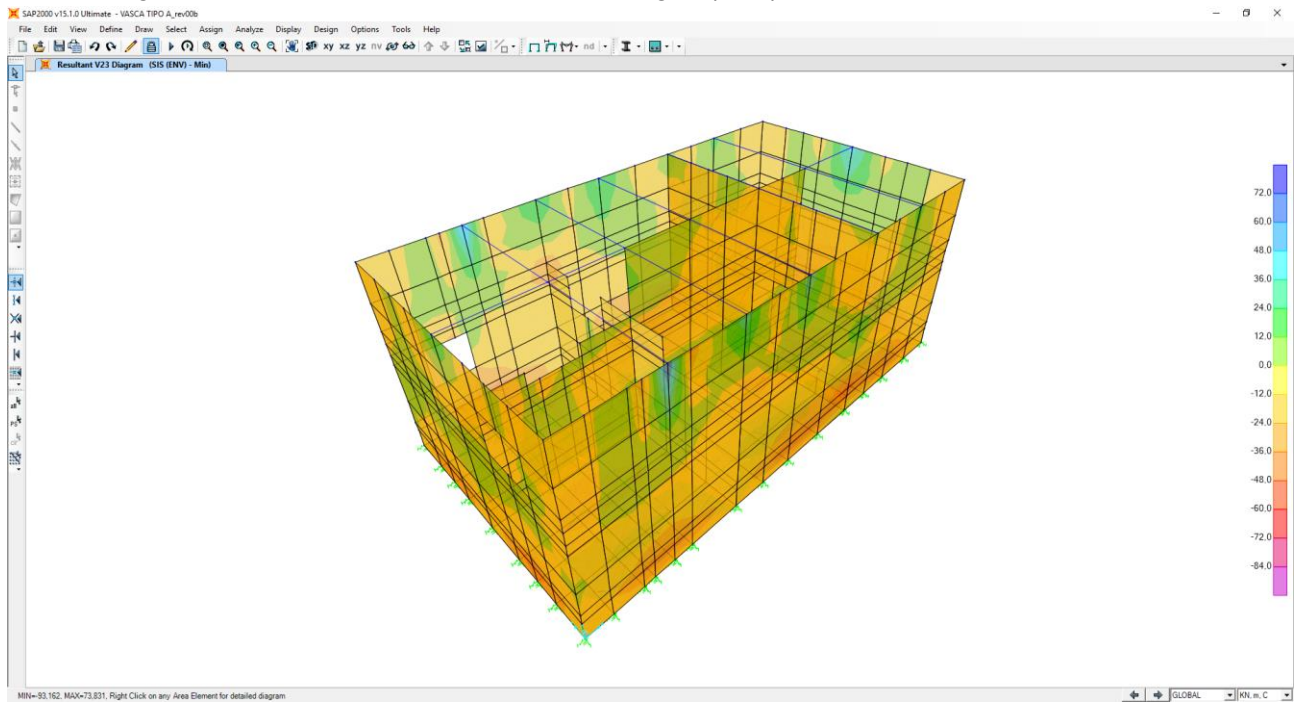
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)



12 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1 VERIFICHE DEI SETTI PERIMETRALI

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.1.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	2037	QP.2	-90,30	5,15	-4,78	-12,06	-29,25
	N_{min}	516	QP.4	34,25	5,98	-2,56	16,00	3,43
	$M_{11,max}$	1547	QP.1	-36,60	30,18	5,76	-41,75	0,96
	$M_{11,min}$	670	QP.1	-31,28	-24,85	-4,96	-37,26	-3,29
	$M_{22,max}$	90	QP.2	-35,42	13,89	39,45	-44,92	-69,85
	$M_{22,min}$	1266	QP.1	-29,26	-5,55	-34,10	35,33	62,93
	V_{max}	1446	QP.2	-8,65	8,74	-1,34	92,94	0,22
SLE FREQUENTE	N_{max}	423	FR.2	-130,82	-29,98	-80,25	-63,39	123,38
	N_{min}	516	FR.6	42,18	6,94	-3,66	19,34	6,12
	$M_{11,max}$	1446	FR.4	-25,69	39,29	12,42	132,35	70,63
	$M_{11,min}$	670	FR.3	-38,44	-34,55	-6,72	-51,53	-2,79
	$M_{22,max}$	1969	FR.6	-52,76	18,66	59,71	6,36	-98,35
	$M_{22,min}$	1266	FR.1	-101,39	-11,19	-108,08	75,02	185,24
	V_{max}	1266	FR.1	-99,83	1,31	31,92	49,89	185,24
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	423	CAR.2	-159,27	-34,13	-99,19	-73,89	150,92
	N_{min}	516	CAR.6	43,42	6,70	-3,98	19,49	6,85
	$M_{11,max}$	1446	CAR.4	-22,82	43,16	13,57	145,49	77,34
	$M_{11,min}$	670	CAR.3	-40,82	-37,78	-7,31	-56,28	-2,62
	$M_{22,max}$	1969	CAR.6	-60,22	20,69	66,28	5,69	-108,28
	$M_{22,min}$	1242	CAR.1	-125,55	-12,21	-132,76	-85,39	225,95
	V_{max}	1266	CAR.1	-122,59	0,63	38,31	62,38	226,01
GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	N_{max}	423	STR.2	-217,62	-47,69	-135,30	-102,69	206,51
	N_{min}	1589	STR.6	58,82	8,89	-5,96	-21,91	13,43
	$M_{11,max}$	1446	STR.4	-30,28	60,08	18,85	202,57	107,53
	$M_{11,min}$	670	STR.3	-56,11	-52,51	-10,17	-78,22	-3,67
	$M_{22,max}$	1969	STR.6	-82,11	28,41	91,18	7,67	-148,68
	$M_{22,min}$	1242	STR.1	-170,95	-17,17	-181,32	-118,59	309,20
	V_{max}	1266	STR.1	-166,96	1,18	52,67	84,70	309,33
SLU - SISMA	N_{max}	1966	SISMA-1	-116,88	5,45	-3,80	13,64	-23,26
	N_{min}	764	SISMA-2	27,05	-0,65	-1,30	16,21	13,34
	$M_{11,max}$	1446	SISMA-2	-31,72	42,75	14,57	140,84	78,09
	$M_{11,min}$	1713	SISMA-2	-35,17	-29,12	-5,62	-45,72	-3,24
	$M_{22,max}$	90	SISMA-1	-59,55	12,65	35,94	-41,82	-64,25
	$M_{22,min}$	1242	SISMA-1	-35,74	-13,67	-44,41	-52,95	83,16
	V_{max}	1446	SISMA-2	-9,43	14,39	-2,25	140,84	-2,85

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

12.1.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni

L'armatura a taglio prevista è formata da spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 mm.

12.1.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 35,42$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 39,45$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,35 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 72,64 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 103,39 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -108,08 kN/m**.

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	15,71	6,7
			2	15,71	33,3

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 103,39 kN
 M_{xEd}: -108,08 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -6,525 N/mm²
 σ_s: 199,7 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,52 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 199,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 125,55 \text{ kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -132,76 \text{ kNm}$.

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
E_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	14,17
E_s/E_c	15	0,8
E_{syd}	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
τ_{c1}	1,829	

Tensione di calcolo:
 $\sigma_c = -8,014 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 245,7 \text{ N/mm}^2$

Verifica (N° iterazioni: 4)

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 8,14 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 245,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	72,64 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	199,70 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.1.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 170,85\text{kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -181,32\text{ kN/m}$.

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	15,71	6,7
			2	15,71	33,3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 170,85 0 kN
 M_{xEd} -181,32 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

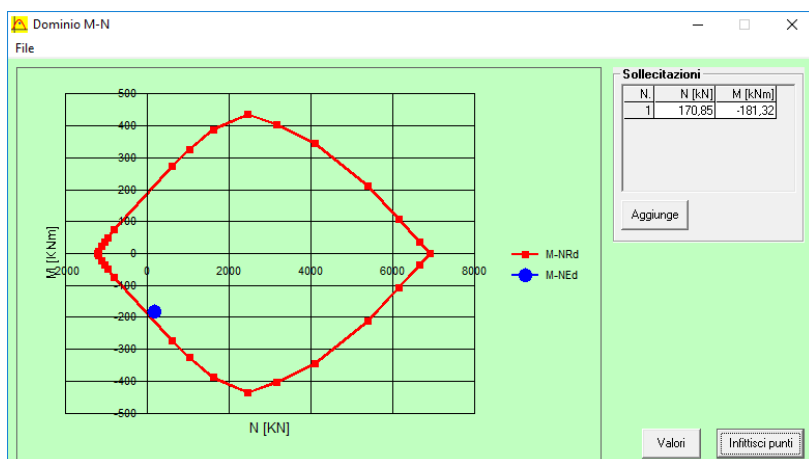
M_{xRd} -216,4 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 13,74 ‰
 d 33,3 cm
 x 6,76 x/d 0,203
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -216,40\text{ kN/m} > M_{Sd} = -181,32\text{ kN/m}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 36,60 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 30,18 kNm**.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	8,5
			2	10,05	31,5

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 36,60 kN
 M_{Ed} 0 30,18 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -2,473 N/mm²
 σ_s 85,2 N/mm²

ε_s 0,426 ‰
 d 31,5 cm
 x 9,554 x/d 0,3033
 δ 0,8191

Verifica **N° iterazioni:** 5 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,47 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 85,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.4**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 25,69 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 39,29 kNm**.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	8,5
			2	10,05	31,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali

B450C		C25/30	
E _{su}	67,5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	E _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	14,17 ‰
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
E _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	9,75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6
		τ _{c1}	1,829

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,25 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 122,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.4**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 22,82 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 43,16 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	8,5
			2	10,05	31,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 22,82 kN
 M_{Ed}: 0 43,16 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali

B450C		C25/30	
E _{su}	67,5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	E _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	14,17 ‰
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
E _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	9,75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6
		τ _{c1}	1,829

σ_c: -3,581 N/mm²
 σ_s: 137,3 N/mm²

ε_s: 0,6865 ‰
 d: 31,5 cm
 x: 8,858 x/d: 0,2812
 δ: 0,7915

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,58 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 137,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **85,20** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **16** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **20,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **122,40** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 20,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.1.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.3**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 56,11$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -52,51$ kN/m.

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	8,5
			2	10,05	31,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 56,11 0 kN
 M_{xEd} -52,11 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

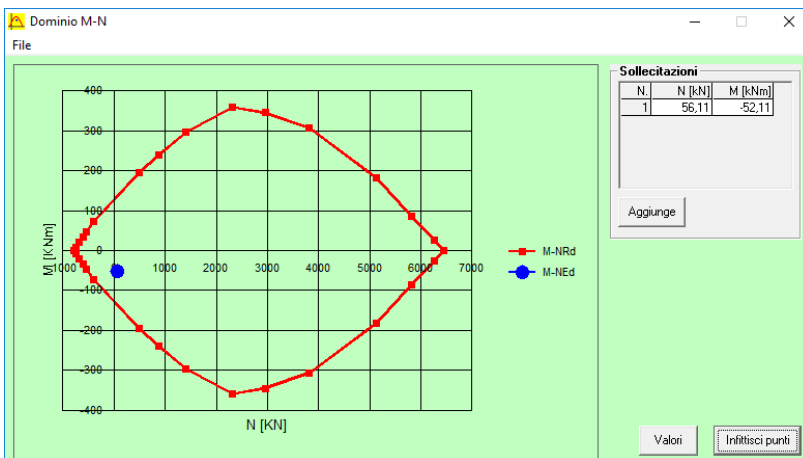
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -139 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 14,3 ‰
 d 31,5 cm
 x 6,195 x/d 0,1967
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 139,00 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 52,11 \text{ kN/m.}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

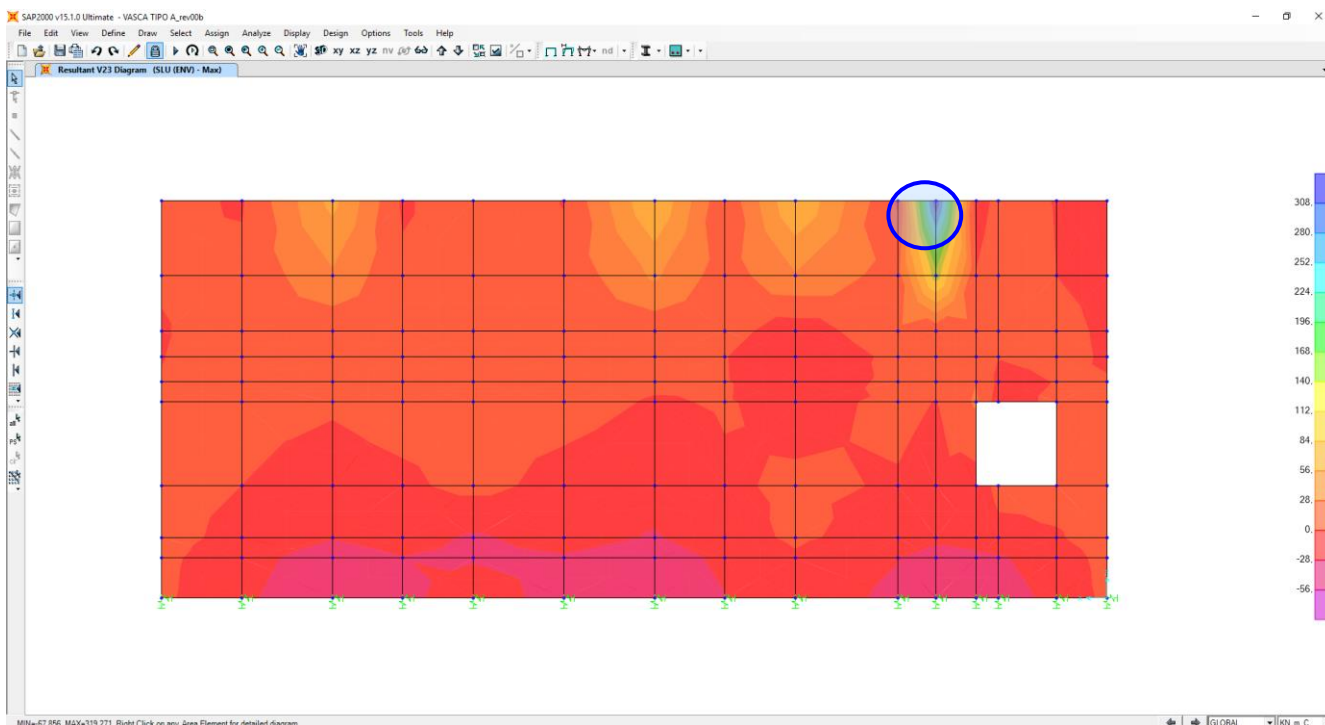
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 309,33 \text{ kN}$.

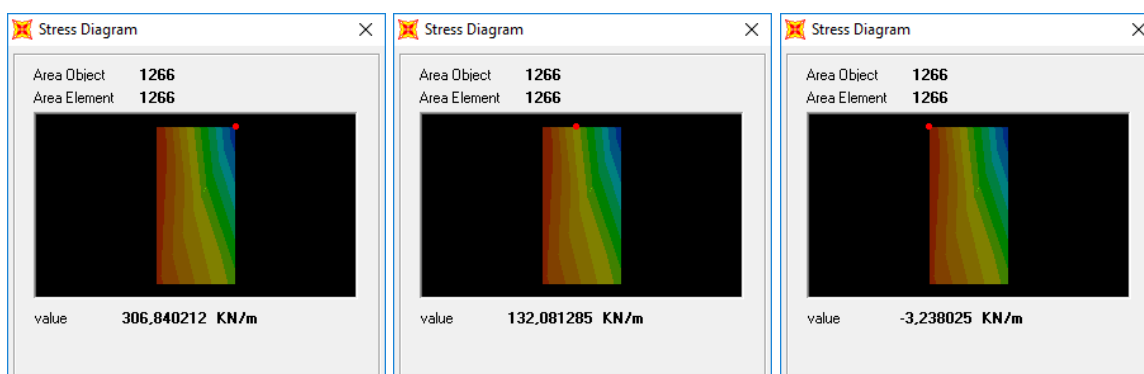
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore azione tagliante è influenzati dalla presenza di punte di tensione legati alla interazione tra l'elemento "shell" e l'elemento "beam" presenti nel modello.

Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto perimetrale per la combinazione STR.1, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



Nelle immagini successive, si può notare la variazione rapida di tensione all'interno dell'elemento "shell", per cui tali valori non si considerano rappresentativi del reale comportamento dell'elemento.



Per cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 132,08$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	35,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[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:	$V_{S,d}$	132,08	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	14,13	[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}	7,06	[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}	176,59	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.127,04	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	176,59	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,34	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

12.2 VERIFICHE ZATTERA DI FONDAZIONE

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.2.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	2037	QP.2	-90,30	5,15	-4,78	-12,06	-29,25
	N_{min}	1354	QP.2	15,57	1,42	2,00	-4,02	0,96
	$M_{11,max}$	1547	QP.1	-36,60	30,18	5,76	-41,75	0,96
	$M_{11,min}$	1544	QP.4	-11,18	-19,92	-3,74	37,01	-4,92
	$M_{22,max}$	90	QP.2	-35,42	13,89	39,45	-44,92	-69,85
	$M_{22,min}$	1967	QP.4	-18,75	-12,56	-22,82	9,49	-17,34
	V_{max}	2038	QP.2	-36,54	-6,89	-15,39	-3,31	-70,34
SLE FREQUENTE	N_{max}	2037	FR.2	-117,75	7,66	-4,84	-16,66	-44,59
	N_{min}	1968	FR.6	30,55	10,74	46,11	-8,91	-63,39
	$M_{11,max}$	1545	FR.1	-54,02	37,10	7,02	-53,91	-0,92
	$M_{11,min}$	1544	FR.6	-20,81	-28,67	-3,72	62,40	-8,40
	$M_{22,max}$	1969	FR.6	-52,76	18,66	59,71	6,36	-98,35
	$M_{22,min}$	1967	FR.6	-27,15	-16,36	-32,42	13,77	-26,98
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	1966	CAR.2	-126,92	8,99	-4,77	17,78	-50,69
	N_{min}	1968	CAR.6	32,33	11,89	51,29	-9,85	-69,90
	$M_{11,max}$	1545	CAR.1	-60,17	39,41	7,46	-58,00	-0,85
	$M_{11,min}$	1544	CAR.6	-25,84	-30,80	-3,67	69,32	-9,35
	$M_{22,max}$	1969	CAR.6	-60,22	20,69	66,28	5,69	-108,28
	$M_{22,min}$	1967	CAR.6	-32,52	-17,48	-35,28	14,89	-29,91
	V_{max}	1969	CAR.6	-64,81	-1,56	-16,49	15,34	-108,28
GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	N_{max}	2037	STR.2	-174,85	11,69	-6,53	-25,07	-68,54
	N_{min}	1968	STR.6	45,62	16,36	70,58	-13,48	-95,99
	$M_{11,max}$	1545	STR.1	-82,45	54,24	10,28	-78,82	-1,27
	$M_{11,min}$	1544	STR.6	-34,44	-42,10	-5,10	95,16	-12,77
	$M_{22,max}$	1969	STR.6	-82,11	28,41	91,18	7,67	-148,68
	$M_{22,min}$	1967	STR.6	-43,72	-23,94	-48,44	20,42	-41,33
	V_{max}	1969	STR.6	-88,39	-2,07	-22,49	21,05	-148,68
SLU - SISMA	N_{max}	1966	SISMA-1	-116,88	5,45	-3,80	13,64	-23,26
	N_{min}	1354	SISMA-2	17,80	1,48	2,15	-5,23	0,95
	$M_{11,max}$	1545	SISMA-5	-41,08	30,16	6,23	-46,11	-1,62
	$M_{11,min}$	1544	SISMA-9	-28,34	-13,05	-0,81	24,14	-4,54
	$M_{22,max}$	90	SISMA-1	-59,55	12,65	35,94	-41,82	-64,25
	$M_{22,min}$	1967	SISMA-7	-37,52	-10,91	-18,65	7,65	-14,33
	V_{max}	2038	SISMA-1	-62,40	-6,75	-14,45	-3,57	-64,65

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

12.2.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti Ø16/80x50.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 mm.

12.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{sd} = 35,42 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = 39,45 kN/m**.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays input data for a rectangular section (100 cm x 40 cm) with 2 layers of reinforcement. The applied normal force is 35.42 kN and the bending moment is 39.45 kNm. The software uses the S.L.U. method with material properties for B450C steel and C25/30 concrete. The calculated stresses are $\sigma_c = -2.397$ N/mm² and $\sigma_s = 74.98$ N/mm². The interface also shows a diagram of the section with reinforcement and a 'Verifica' button.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,40 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 74,98 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 52,76 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 59,71 kN/m**.

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	15,71	5,5
			2	15,71	32,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 52,76 kN
 M_{Ed}: 0 59,70 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6 ‰
 τ_{c1}: 1,829 ‰

σ_c: -3,627 N/mm²
 σ_s: 113,7 N/mm²

ε_s: 0,5687 ‰
 d: 32,5 cm
 x: 10,52 x/d: 0,3235
 δ: 0,8444

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,63 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 113,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 60,22 \text{ kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 66,28 \text{ kNm}$.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	5,5
			2	15,71	32,5

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **60,22** kN
 M_{xEd} 0 **66,28** kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -4,027 N/mm²
 σ_s 125,7 N/mm²

ε_s 0,6287 ‰
 d 32,5 cm
 x 10,55 x/d 0,3245
 δ 0,8456

Verifica **N° iterazioni:** 4 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,03 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 125,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA TRASVERSALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	74,98	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	113,70	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA TRASVERSALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 82,11$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 91,18$ kN/m.

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	5,5
			2	15,71	32,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

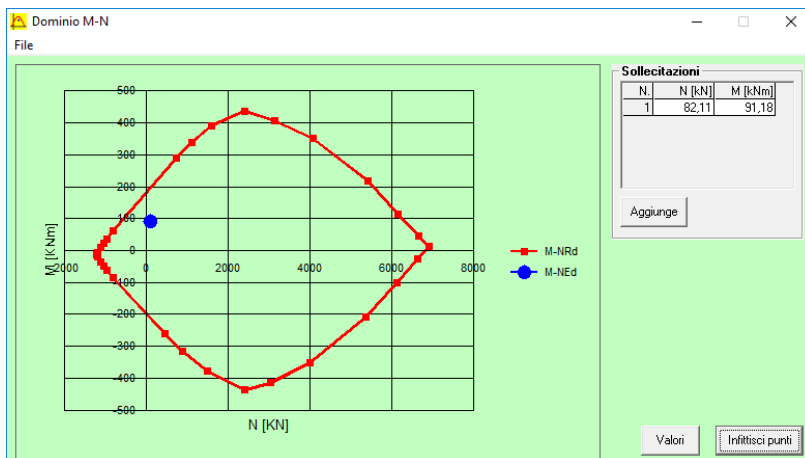
M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 198,30 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 91,18 \text{ kN/m.}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **$N_{Sd} = 36,60$ kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{Sd} = 30,18$ kNm**.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	7,5
			2	15,71	34,5

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 36,60 kN
 M_{Ed} 0 30,18 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ C_{c,adm} 9,75
 C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0,6
 T_{c1} 1,829

σ_c -1,761 N/mm²
 σ_s 51,62 N/mm²

ε_s 0,2581 ‰
 d 34,5 cm
 x 11,68 x/d 0,3385
 δ 0,8632

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,76 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 51,62 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.3**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 54,02 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 37,10 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	15,71	7,5
			2	15,71	34,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 54,02 kN
 M_{xEd}: 0 37,10 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -2,168 N/mm²
 σ_s: 60,81 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,17 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 60,81 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **$N_{Sd} = 60,17$ kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{Sd} = 39,41$ kNm**.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	7,5
			2	15,71	34,5

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 0 **60,17** kN
M_{xEd}: 0 **39,41** kNm
M_{yEd}: 0 **0**

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ **E_{c2}:** 2 ‰ **σ_c:** -2,304 N/mm²
f_{yd}: 391,3 N/mm² **E_{cu}:** 3,5 **σ_s:** 63,79 N/mm²
E_s: 200.000 N/mm² **f_{cd}:** 14,17 **ε_s:** 0,3189 ‰
E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0,8 **d:** 34,5 cm
ε_{syd}: 1,957 ‰ **σ_{c,adm}:** 9,75 **x/d:** 12,12 **x/d:** 0,3514
σ_{s,adm}: 255 N/mm² **τ_{co}:** 0,6 **δ:** 0,8793
τ_{c1}: 1,829

Verifica **N° iterazioni:** 4 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,30 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 63,79 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	51,62	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	60,81	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.2.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 82,45$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 54,24$ kN/m.

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	15,71	7,5
			2	15,71	34,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 82,45 0 kN
 M_{xEd} 54,24 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 212,9 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 13,99 ‰
 d 34,5 cm
 x 6,903 x/d 0,2001
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

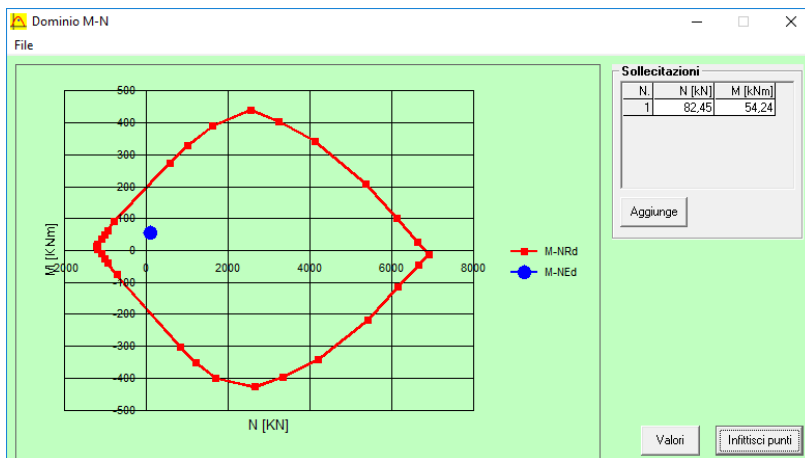
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 212,90$ kN/m > $M_{Sd} = 54,24$ kN/m.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 148,68$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	35,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C25/30"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	148,68	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	20	3,14	15,70
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				15,70

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.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,405	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0044	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	165,91	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,12	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

12.3 VERIFICHE DEL SETTO CENTRALE LONGITUDINALE

Poiché il setto è armato in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.3.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

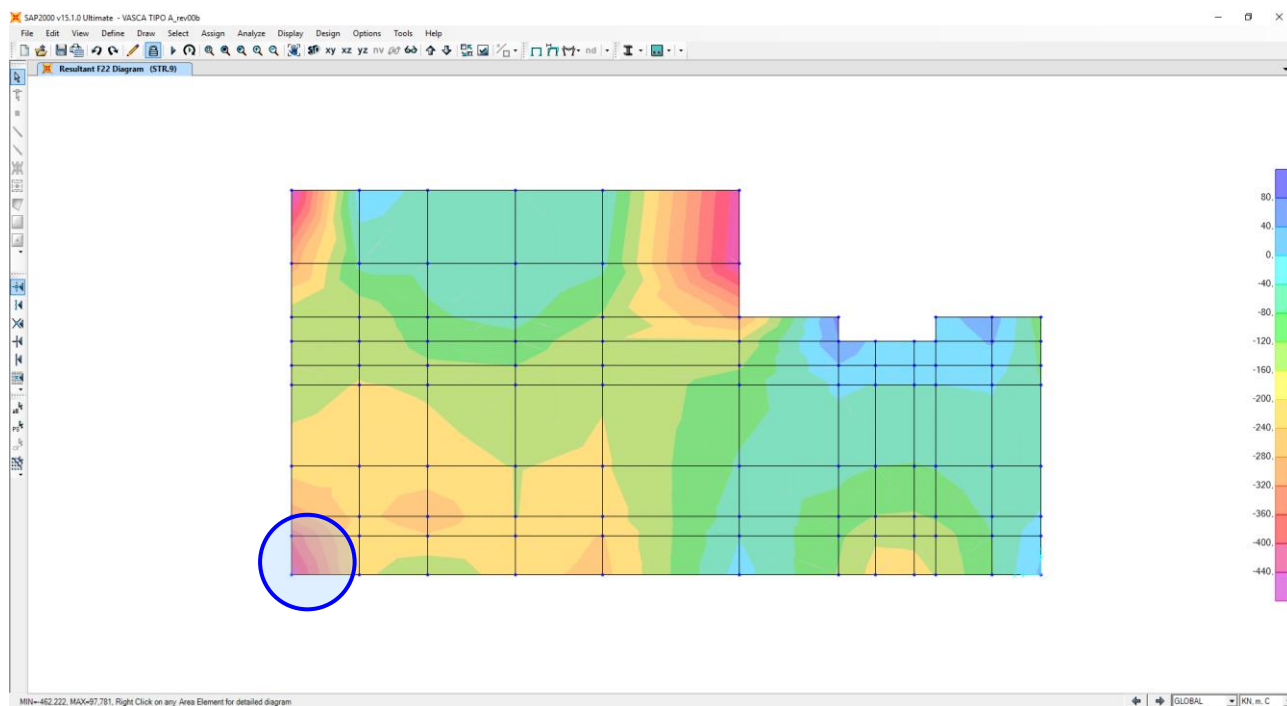
- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	1985	QP.4	-377,37	8,16	41,92	-16,33	56,91
	N_{min}	1389	QP.2	22,84	1,41	0,71	3,59	-3,29
	$M_{11,max}$	2059	QP.4	-13,83	9,36	0,27	-13,88	-5,18
	$M_{11,min}$	2026	QP.2	-117,94	-18,95	-15,36	-31,82	35,21
	$M_{22,max}$	1985	QP.2	-322,70	8,32	42,71	-16,76	58,96
	$M_{22,min}$	2026	QP.2	-117,94	-18,95	-15,36	-31,82	35,21
	V_{max}	2024	QP.2	-192,12	1,08	28,52	4,44	150,46
SLE FREQUENTE	N_{max}	1985	FR.6	-635,49	-2,63	30,19	-1,15	83,56
	N_{min}	1305	FR.5	72,70	0,18	-0,65	-1,60	-0,14
	$M_{11,max}$	1305	FR.2	-134,66	16,07	23,82	-29,27	-22,84
	$M_{11,min}$	2026	FR.4	-119,43	-26,55	-20,64	-44,08	52,76
	$M_{22,max}$	1985	FR.2	-580,14	11,61	63,44	-23,21	85,60
	$M_{22,min}$	254	FR.2	-322,06	9,21	-23,38	14,48	37,17
V_{max}	2024	FR.4	-204,90	2,92	42,81	9,06	209,81	
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	1985	CAR.6	-707,42	-2,89	33,65	-1,47	92,95
	N_{min}	1305	CAR.5	92,37	0,31	-0,74	-2,03	0,23
	$M_{11,max}$	1305	CAR.2	-173,45	18,36	26,88	-33,26	-25,74
	$M_{11,min}$	2026	CAR.4	-119,92	-29,08	-22,41	-48,17	58,61
	$M_{22,max}$	1985	CAR.2	-665,96	12,71	70,35	-25,35	94,49
	$M_{22,min}$	254	CAR.2	-407,14	10,85	-26,37	16,95	41,87
	V_{max}	2024	CAR.4	-209,16	3,53	47,57	10,61	229,60
GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	N_{max}	1985	STR.6	-967,12	-4,01	46,91	-2,09	129,50
	N_{min}	1305	STR.5	124,47	0,44	-1,04	-2,86	0,36
	$M_{11,max}$	1305	STR.2	-232,79	25,73	37,67	-46,60	-36,03
	$M_{11,min}$	2026	STR.4	-164,30	-40,41	-31,06	-66,93	81,75
	$M_{22,max}$	1985	STR.2	-904,44	17,70	98,11	-35,32	131,82
	$M_{22,min}$	254	STR.2	-549,75	15,14	-36,97	23,67	58,71
	V_{max}	2024	STR.4	-287,38	5,03	66,40	14,97	319,27
SLU - SISMA	N_{max}	1985	SISMA-9	-317,41	4,50	22,79	-10,13	35,91
	N_{min}	1389	SISMA-4	37,21	-0,93	0,71	-1,39	-4,74
	$M_{11,max}$	1305	SISMA-8	-7,22	15,42	18,19	-25,68	-15,53
	$M_{11,min}$	2097	SISMA-2	-99,20	-21,08	-19,75	31,08	36,20
	$M_{22,max}$	1985	SISMA-8	-270,99	8,03	45,53	-17,05	69,05
	$M_{22,min}$	2097	SISMA-2	-99,20	-21,08	-19,75	31,08	36,20
V_{max}	2024	SISMA-7	-175,81	0,80	26,37	4,17	156,90	

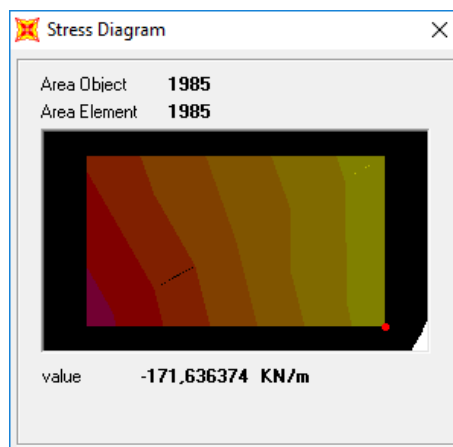
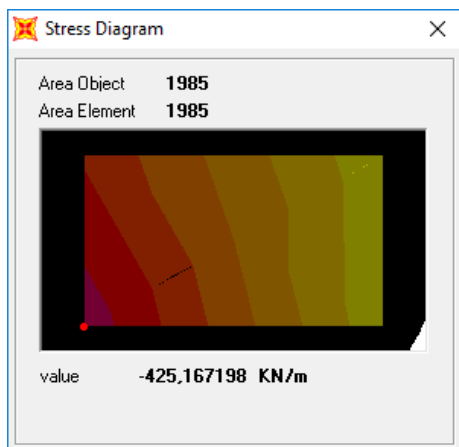
Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

Nota Bene: i valori delle sollecitazioni per le condizioni di N_{max} , N_{min} e V_{max} sono influenzati dalla presenza di punte di tensione legati alla interazione tra gli elementi “shell” ed elementi “beam” presenti nel modello.

Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto centrale longitudinale per la combinazione STR.6, dove si riscontrano le punte di tensioni sopra citate.



Nelle immagini successive, si può notare la variazione rapida di tensione all'interno dell'elemento “shell”, per cui tali valori non si considerano rappresentativi del reale comportamento dell'elemento.



12.3.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 60.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni

L'armatura a taglio prevista è formata da spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 mm.

12.3.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 42,71 \text{ kNm}$.

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	60	1	15,71	6,7
			2	15,71	52,3

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 42,71 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

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

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -1,207 N/mm²
σ_s 56,97 N/mm²

ε_s 0,2848 ‰
d 52,3 cm
x 12,62 w/d 0,2412
δ 0,7415

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,21 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 56,97 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.2**.
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 63,44$ kNm.

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
E_{su}	67,5 %	2 %
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	14,17
E_s/E_c	15	0,8
E_{syd}	1,957 %	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
τ_{c1}	1,829	

P.to applicazione N

$\sigma_c = -1,793$ N/mm²
 $\sigma_s = 84,62$ N/mm²

$\epsilon_s = 0,4231$ %
 $d = 52,3$ cm
 $x = 12,62$ $x/d = 0,2412$
 $\delta = 0,7415$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 1,79 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 84,62 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 70,35 \text{ kNm}$.

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	60	1	15,71	6,7
			2	15,71	52,3

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

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

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

Materiali:
 B450C C25/30
 E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -1,989 N/mm²
 σ_s: 93,83 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,99 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 93,83 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **56,97** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **20** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **20,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **84,62** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 20 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 20,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.3.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 98,11 \text{ kN/m}$.

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	60	1	15,71	6,7
			2	15,71	52,3

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 98,11 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

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

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm Col. modello

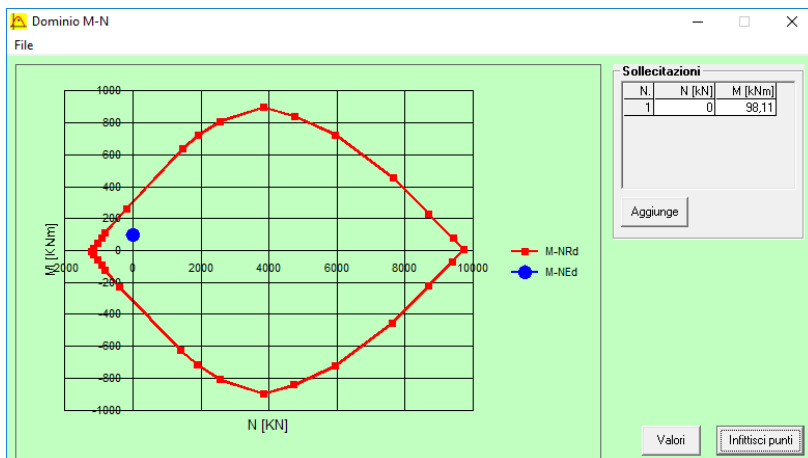
Precompresso

Calculated Values:
 M_{xRd} 309,6 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 26,16 ‰
 d 52,3 cm
 x 6,171 x/d 0,118
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 309,60 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 98,11 \text{ kN/m}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -18,98 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar, a title field, and several data tables. The 'Sollecitazioni' (Loads) section shows a moment $M_{Ed} = -18,98 \text{ kNm}$. The 'Materiali' (Materials) section shows properties for B450C and C25/30. The 'Metodo di calcolo' (Calculation Method) is set to 'Metodo n'. The results section shows a concrete stress $\sigma_c = -0,7147 \text{ N/mm}^2$ and a steel stress $\sigma_s = 33,23 \text{ N/mm}^2$. A 'Verifica' button and an iteration count of 5 are also visible.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	7,5
			2	10,05	32,5

Material	Property	Value	Unit	
B450C	E_{su}	67,5	%	
	f_{yd}	391,3	N/mm²	
	E_s	200.000	N/mm²	
	E_s/E_c	15		
	E_{syd}	1,957	%	
	$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	
	τ_{co}	0,6		
	τ_{c1}	1,829		
	C25/30	ϵ_{c2}	2	%
		ϵ_{cu}	3,5	%

Result	Value	Unit
σ_c	-0,7147	N/mm²
σ_s	33,23	N/mm²
ϵ_s	0,1662	%
d	52,5	cm
x	12,81	cm
x/d	0,2439	
δ	0,7449	

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,71 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 33,23 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.4**.
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -26,55$ kN/m.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U. - File' window. It includes a menu bar, a toolbar, and several panels:

- Titolo:** Empty text field.
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,5
2	10,05	32,5
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re
 - Trapezi
 - a T
 - Circolare
 - Rettangoli
 - Coord.
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (selected) / Metodo n
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: -26,55 kNm
 - M_{yEd}: 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord.[cm]: xN=0, yN=0
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U.+
 - S.L.U.-
 - Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** E_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, E_{syd} 1,957‰, σ_{s,adm} 255 N/mm², τ_{co} 0,6, τ_{c1} 1,829
 - C25/30:** E_{c2} 2‰, ε_{cu} 3,5, f_{cd} 14,17, f_{cc}/f_{cd} 0,8, σ_{c,adm} 9,75
- Results:**
 - σ_c: -0,9997 N/mm²
 - σ_s: 46,48 N/mm²
 - ε_s: 0,2324‰
 - d: 52,5 cm
 - x: 12,81, x/d: 0,2439
 - δ: 0,7449
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 5, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,00 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 46,48 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.4**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -29,08 \text{ kNm}$.

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	60	1	10,05	7,5
			2	10,05	32,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: -29,08 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -1,095 N/mm²
 σ_s: 50,91 N/mm²

ε_s: 0,2546 ‰
 d: 52,5 cm
 x: 12,81 x/d: 0,2439
 δ: 0,7449

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,09 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 50,91 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	33,23	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	46,48	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.3.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.8**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -40,41 \text{ kN/m}$.

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	60	1	10,05	7,5
			2	10,05	32,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -40,41 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

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

M_{xRd} -292,1 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 23,33 ‰
 d 52,5 cm
 x 6,848 x/d 0,1304
 δ 0,7

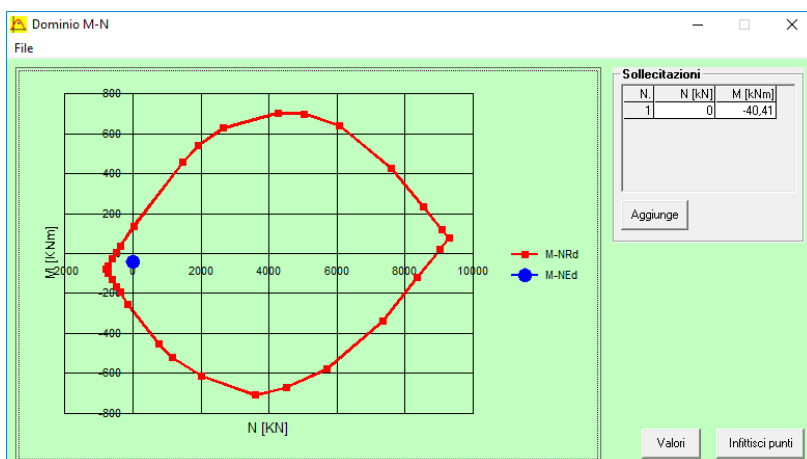
N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -292,10 \text{ kN/m} > M_{Sd} = -40,41 \text{ kN/m}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

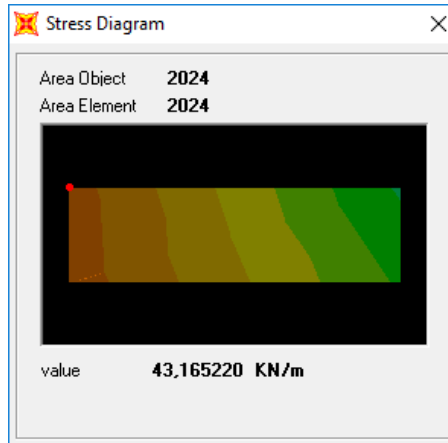
12.3.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.4**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a **$V_{sd} = 319,27 \text{ kN}$** .

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Come già descritto ed illustrato nel cap.12.3.1, il valore dell'azione tagliante è inficiato dalla presenza di punte di tensione. Di seguito viene riportato la sollecitazione minima per l'elemento considerato.



Per cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio **$V_{sd} = 181,21 \text{ kN}$** .

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	60,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	55,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R _{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f _{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f _{cd}	14,11	[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}	181,21	[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(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø _{trav}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A _{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A _{tot}	14,13	[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}	7,06	[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}	276,08	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd}	1.761,99	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V _{R,d}	276,08	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F _s =V _{R,d} /V _{S,d}	1,52	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

12.4 VERIFICHE DEI SETTI CENTRALI TRASVERSALI

Poiché il setto è armato in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.4.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	842	QP.4	-120,90	0,49	-0,76	1,28	-4,83
	N_{min}	836	QP.4	45,14	-0,02	-0,42	-1,93	1,38
	$M_{11,max}$	1040	QP.4	-65,01	1,99	2,02	6,98	-1,20
	$M_{11,min}$	1035	QP.4	-7,12	-4,35	-1,67	-8,10	3,47
	$M_{22,max}$	808	QP.2	-6,53	0,20	4,51	1,12	11,83
	$M_{22,min}$	852	QP.4	2,58	-2,62	-5,26	-5,74	14,14
	V_{max}	852	QP.2	-7,00	-1,16	-1,41	-3,58	15,49
SLE FREQUENTE	N_{max}	842	FR.8	-169,20	0,94	-1,11	0,84	-6,81
	N_{min}	830	FR.6	73,69	-0,86	-0,12	-4,35	-0,99
	$M_{11,max}$	850	FR.4	-28,58	2,63	-4,41	-1,78	12,91
	$M_{11,min}$	852	FR.6	-44,70	-5,21	-17,09	-14,73	41,55
	$M_{22,max}$	852	FR.6	37,16	0,09	8,39	-14,73	-29,99
	$M_{22,min}$	852	FR.6	-44,70	-5,21	-17,09	-14,73	41,55
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	842	CAR.8	-185,29	1,07	-1,29	0,12	-8,01
	N_{min}	830	CAR.6	87,67	-0,79	-0,13	-3,81	-1,21
	$M_{11,max}$	843	CAR.2	-53,13	3,10	2,11	-5,20	10,15
	$M_{11,min}$	852	CAR.6	-60,03	-5,95	-21,02	-17,58	51,02
	$M_{22,max}$	852	CAR.6	45,25	0,09	10,31	-17,58	-36,46
	$M_{22,min}$	852	CAR.6	-60,03	-5,95	-21,02	-17,58	51,02
	V_{max}	852	CAR.2	-71,18	-4,40	-8,08	-15,86	52,03

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	N_{max}	842	STR.8	-257,88	1,49	-1,80	0,35	-11,14
	N_{min}	830	STR.6	122,50	-1,14	-0,18	-5,54	-1,67
	$M_{11,max}$	843	STR.2	-72,58	4,29	2,94	-7,19	14,28
	$M_{11,min}$	852	STR.6	-79,38	-8,29	-28,67	-24,19	69,65
	$M_{22,max}$	852	STR.6	61,70	0,14	14,07	-24,19	-49,86
	$M_{22,min}$	852	STR.6	-79,38	-8,29	-28,67	-24,19	69,65
	V_{max}	852	STR.2	-95,36	-6,05	-10,96	-21,63	71,17
SLU - SISMA	N_{max}	842	SISMA-7	-154,16	1,06	-0,84	0,85	-4,64
	N_{min}	1057	SISMA-1	49,87	0,24	0,00	-1,15	-0,28
	$M_{11,max}$	843	SISMA-2	-39,50	1,98	1,17	-3,03	6,97
	$M_{11,min}$	1043	SISMA-8	-24,87	-3,87	-1,62	-6,74	3,66
	$M_{22,max}$	808	SISMA-3	-6,13	-0,26	5,29	2,36	15,64
	$M_{22,min}$	852	SISMA-11	-4,73	-1,72	-5,85	-4,88	13,66
V_{max}	1042	SISMA-4	-13,07	-1,59	1,02	-4,07	18,59	

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

12.4.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 mm.

12.4.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.4**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 2,58$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -5,26$ kN/m.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	6,7
			2	15,71	23,3

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 2,58 kN
 M_{Ed} 0 -5,26 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 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} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -0,5852 N/mm²
 σ_s 15,68 N/mm²
 ε_s 0,07839 ‰
 d 23,3 cm
 x 8,363 x/d 0,3589
 δ 0,8886

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,58 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 15,68 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 44,70 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -17,09 kN/m**.

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	30	1	15,71	6,7
			2	15,71	23,3

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 44,70 kN
 M_{xEd}: 0 -17,09 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -1,886 N/mm²
 σ_s: 39,14 N/mm²

ε_s: 0,1957 ‰
 d: 23,3 cm
 x: 9,776 x/d: 0,4196
 δ: 0,9645

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,89 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 39,14 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 60,03 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -21,02 kN/m**.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,32 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 46,55 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	15,68	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	39,14	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.4.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 79,38$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -28,67$ kN/m.

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	30	1	15,71	6,7
			2	15,71	23,3

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 79,38 0 kN
 M_{xEd} -28,67 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} -138,3 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 E_c 3,5 ‰
 E_s 9,166 ‰
 d 23,3 cm
 x 6,438 x/d 0,2763
 δ 0,7854

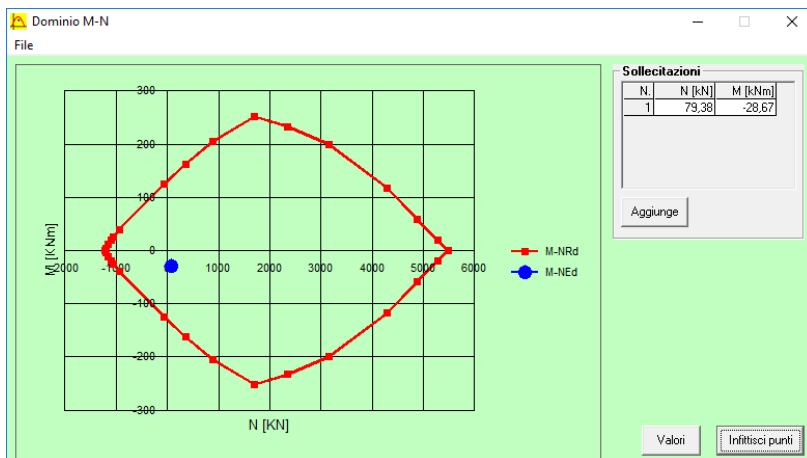
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -138,30 \text{ kN/m} > M_{Sd} = -28,67 \text{ kN/m.}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.4**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 7,12$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -4,35$ kN/m.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	7,5
			2	10,05	22,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 E_{syd} ‰ C_{c,adm}
 C_{s,adm} N/mm² T_{co}
 T_{c1}

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

Verifica N° iterazioni:
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,62 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 17,44 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 44,70 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -5,21 kN/m**.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	7,5
			2	10,05	22,5

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,61 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 4,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N_{Sd} = 60,03 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -5,95 kN/m**.

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	30	1	10,05	7,5
			2	10,05	22,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 60,03 kN
 M_{Ed}: -5,95 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -0,6636 N/mm²
 σ_s: 2,997 N/mm²

ε_s: 0,01499 ‰
 d: 22,5 cm
 x: 17,29 x/d: 0,7686
 δ: 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,31 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 29,18 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	17,14	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	4,70	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.4.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 79,38$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -8,29$ kN/m.

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	30	1	10,05	7,5
			2	10,05	22,5

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 79,38 kN
 M_{xEd}: -8,29 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali:
 B450C C25/30
 E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

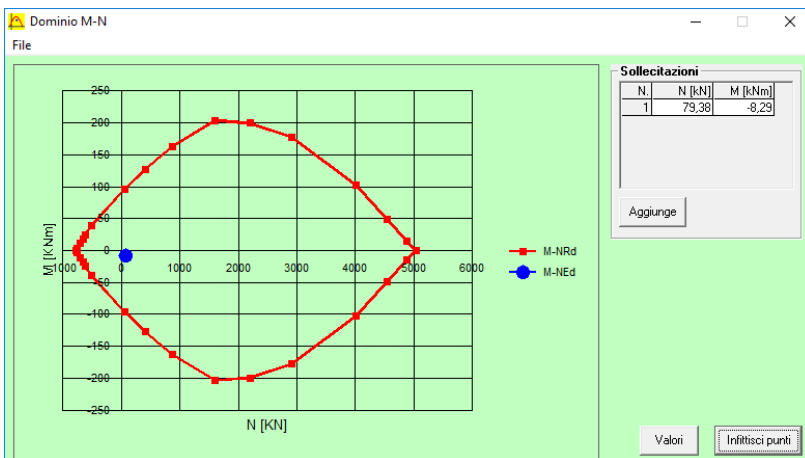
Calcolo:
 Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Risultati:
 M_{xRd}: -98,94 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 E_c: 3,5 ‰
 E_s: 9,964 ‰
 d: 22,5 cm
 x: 5,849 x/d: 0,2599
 δ: 0,7649

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -98,94 \text{ kN/m} > M_{sd} = -8,29 \text{ kN/m}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.4.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 71,17$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	30,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	25,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C25/30"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	71,17	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	20	3,14	15,70
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				15,70

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.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,89	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,452	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0062	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	143,34	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	2,01	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

12.5 VERIFICHE TRAVE A "T ROVESCIA"

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.5.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	3	QP.1	-55,68	3,97	1,96
	N_{min}	3	QP.4	9,20	9,45	0,98
	M_{max}	64	QP.4	-27,44	-20,84	10,44
	M_{min}	62	QP.2	-25,61	10,46	-11,24
	V_{max}	64	QP.4	-27,44	-20,84	10,44
SLE FREQUENTE	N_{max}	3	FR.1	-96,20	11,75	0,04
	N_{min}	3	FR.8	9,51	8,62	0,34
	M_{max}	64	FR.6	-63,30	-71,17	37,34
	M_{min}	62	FR.2	-59,40	38,17	-42,58
	V_{max}	64	FR.6	-63,30	-71,17	37,34
SLE CARATTERISTIC A	N_{max}	3	CAR.1	-109,71	14,34	-0,59
	N_{min}	3	CAR.12	9,51	8,62	0,34
	M_{max}	64	CAR.6	-75,10	-87,93	46,26
	M_{min}	62	CAR.2	-70,67	47,41	-53,02
	V_{max}	64	CAR.6	-75,10	-87,93	46,26
GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	3	STR.1	-152,98	19,48	-0,73
	N_{min}	3	STR.12	13,17	12,07	0,41
	M_{max}	64	STR.6	-104,08	-119,88	63,06
	M_{min}	62	STR.2	-97,79	64,65	-72,08
	V_{max}	64	STR.6	-104,08	-119,88	63,06
SLU - SISMA	N_{max}	3	SISMA-1	-57,25	-15,72	11,74
	N_{min}	37	SISMA-4	1,54	-1,70	0,51
	M_{max}	64	SISMA-11	-33,58	-24,52	12,23
	M_{min}	62	SISMA-5	-36,60	11,80	-12,63
	V_{max}	64	SISMA-11	-33,58	-24,52	12,23

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

12.5.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è a "T rovescia" con base dell'ala pari a 60 cm, base dell'anima pari a 20 cm, altezza dell'ala pari a 30 e altezza dell'anima pari a 20.

L'armatura longitudinale dell'anima è prevista come segue:

- 2Ø16 superiori
- 2Ø16 inferiori

L'armatura longitudinale dell'ala è prevista come segue:

- 6Ø16 superiori
- 6Ø16 inferiori

Per l'armatura a tagli sono previste delle staffe Ø10/20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 mm.

12.5.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -11,24 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	20	1	4,02	6,3
2	60	30	2	4,02	13,7
			3	12,06	23,3
			4	12,06	43,7

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -11,24 kNm
 M_{yEd} 0
 M_{zEd} 0

P.to applicazione N

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

Materiali

B450C C25/30

E_{su} 67,5‰ E_{c2} 2‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -0,8052 N/mm²
 σ_s 29,94 N/mm²

ε_s 0,1497‰
 d 43,7 cm
 x 12,56 w/d 0,2875
 δ 0,7993

Metodo di calcolo

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

Verifica N* iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,80 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 29,94 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.5.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.2**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -42,58 \text{ kN/m}$.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	20
2	60	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	6,3
2	4,02	13,7
3	12,06	23,3
4	12,06	43,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 -42,58 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % C_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

σ_c -3,05 N/mm²
 σ_s 113,4 N/mm²
 ε_s 0,5671 %
 d 43,7 cm
 x 12,56 x/d 0,2875
 δ 0,7993

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,05 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 113,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.5.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -53,02 \text{ kN/m}$.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	20	1	4,02	6,3
2	60	30	2	4,02	13,7
			3	12,06	23,3
			4	12,06	43,7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -53,02 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 ε_s/ε_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 3,80 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 141,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.5.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	29,94	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	113,40	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	20,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.5.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -72,08$ kN/m.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre **4** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	20	1	4,02	6,3
2	60	30	2	4,02	13,7
			3	12,06	23,3
			4	12,06	43,7

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -72,08 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -218,5 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 14,75 ‰
 d 43,7 cm
 x 8,379 x/d 0,1917
 δ 0,7

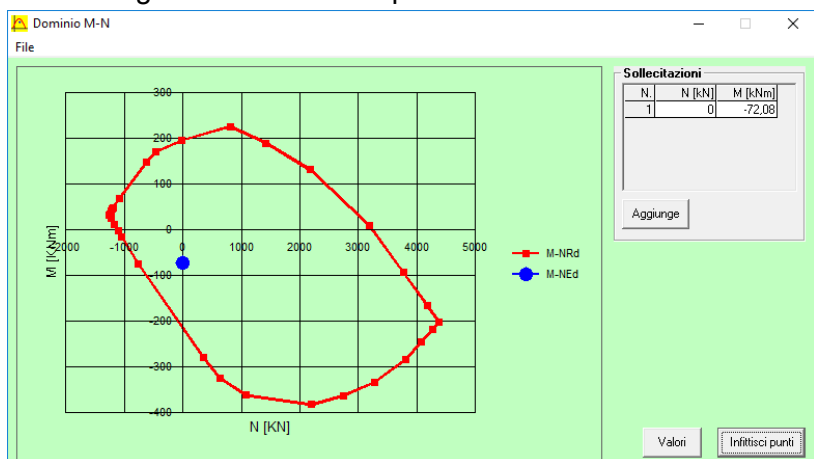
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -218,50$ kN/m > $M_{Sd} = -72,08$ kN/m.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.5.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 63,06$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	20,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[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:	$V_{S,d}$	63,06	[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	4,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[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}	15,80	[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	20,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}'	7,06	[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}	253,18	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	288,90	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	253,18	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	4,01	

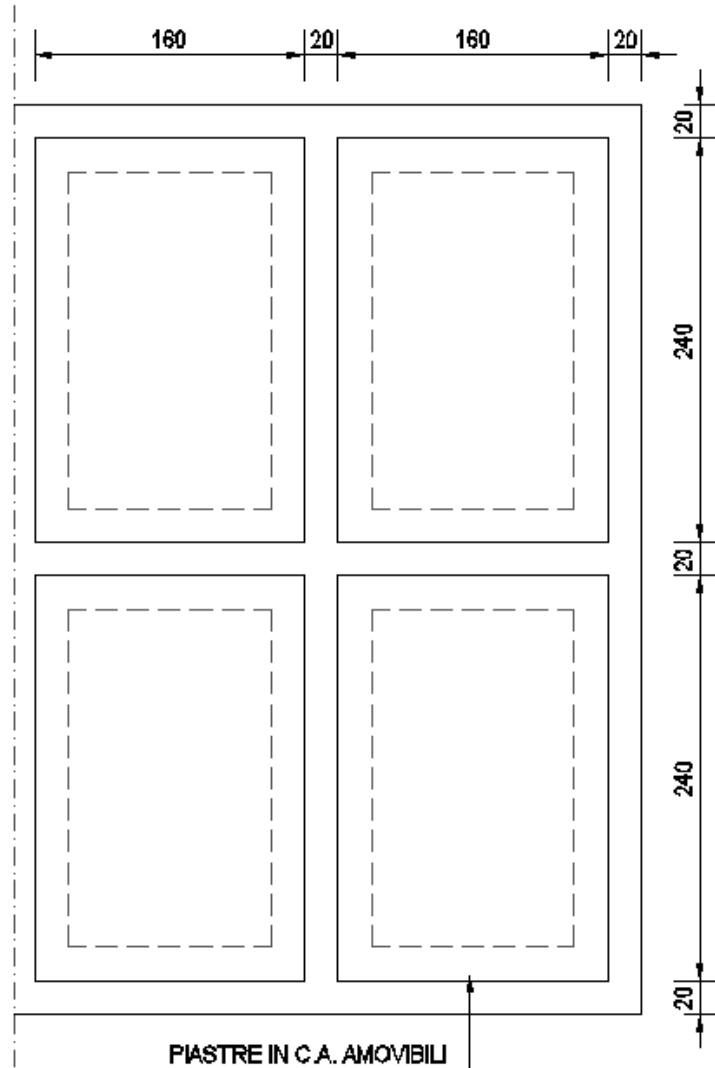
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13 VERIFICHE STRUTTURALI PIASTRA AMOVIBILE IN C.A.

13.1 DESCRIZIONE

Le piastre amovibili in c.a. sono appoggiate sulle travi presenti a quota copertura della vasca di prima pioggia. Le stesse presentano le seguenti caratteristiche geometriche:

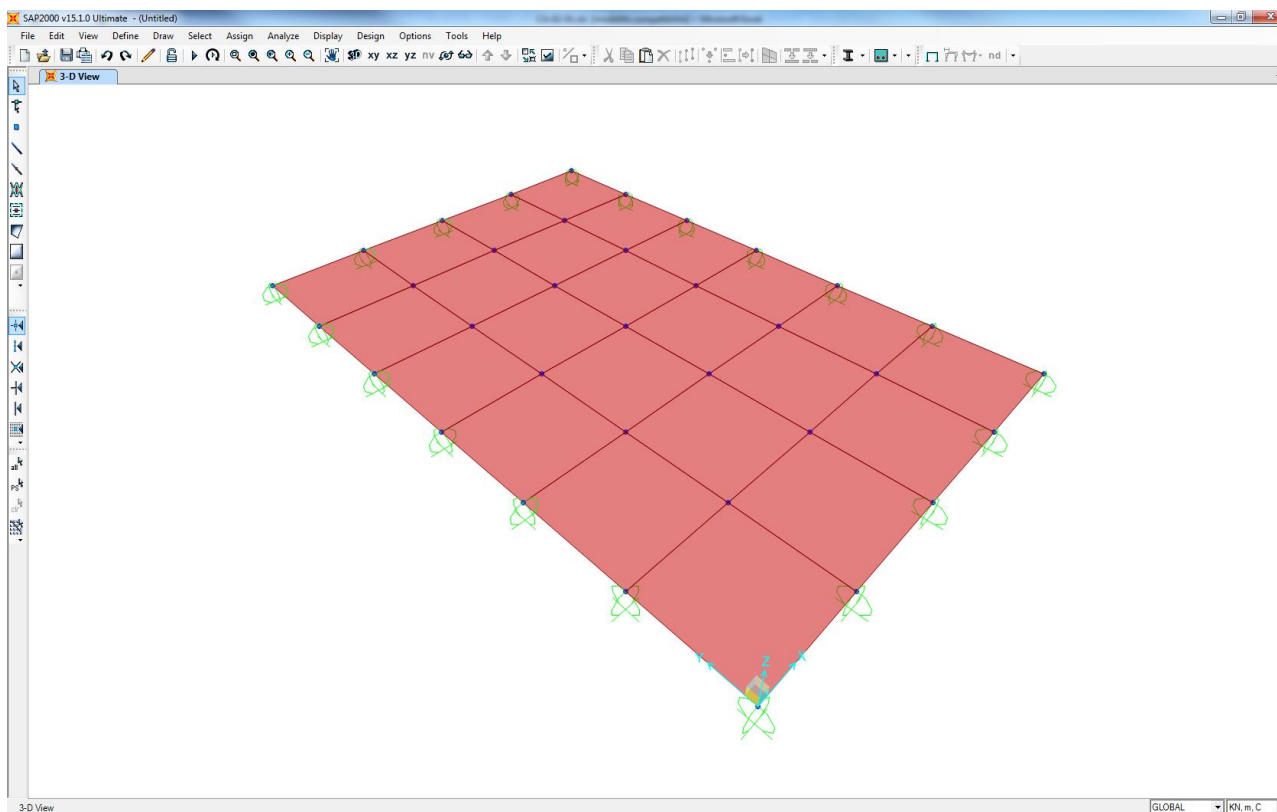
- larghezza $B=1,60$
- lunghezza $L=2,40m$
- spessore $Sp=0,20m$



13.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sulla piastra è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

La piastra è stata modellata mediante elementi bidimensionali tipo “shell”.



13.3 ANALISI DEI CARICHI

13.3.1 PESO PROPRIO DELLE PIASTRA IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume della piastra in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (shell).

13.3.2 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA PIASTRA IN C.A.

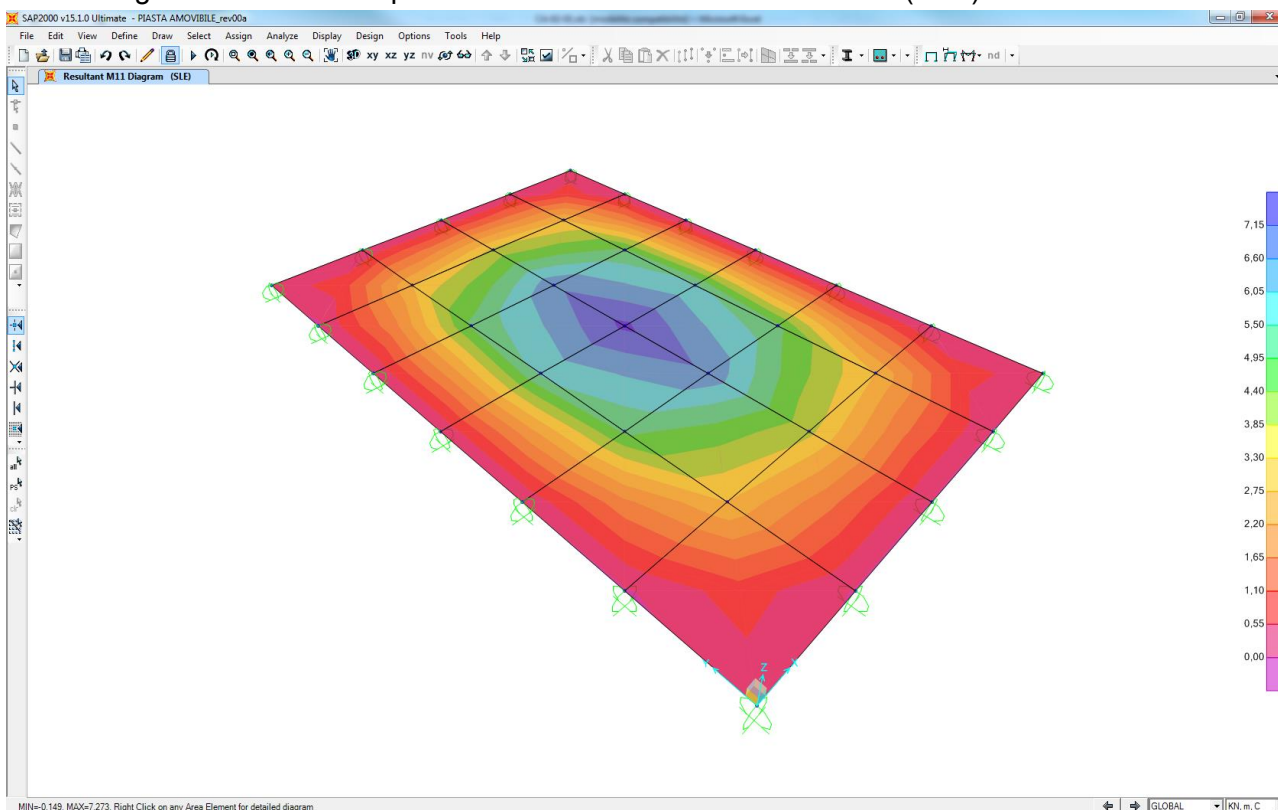
E' stato assunto un carico accidentale agente sulla piastra pari a $30,00 \text{ kN/m}^2$ (piastra carrabile).

13.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

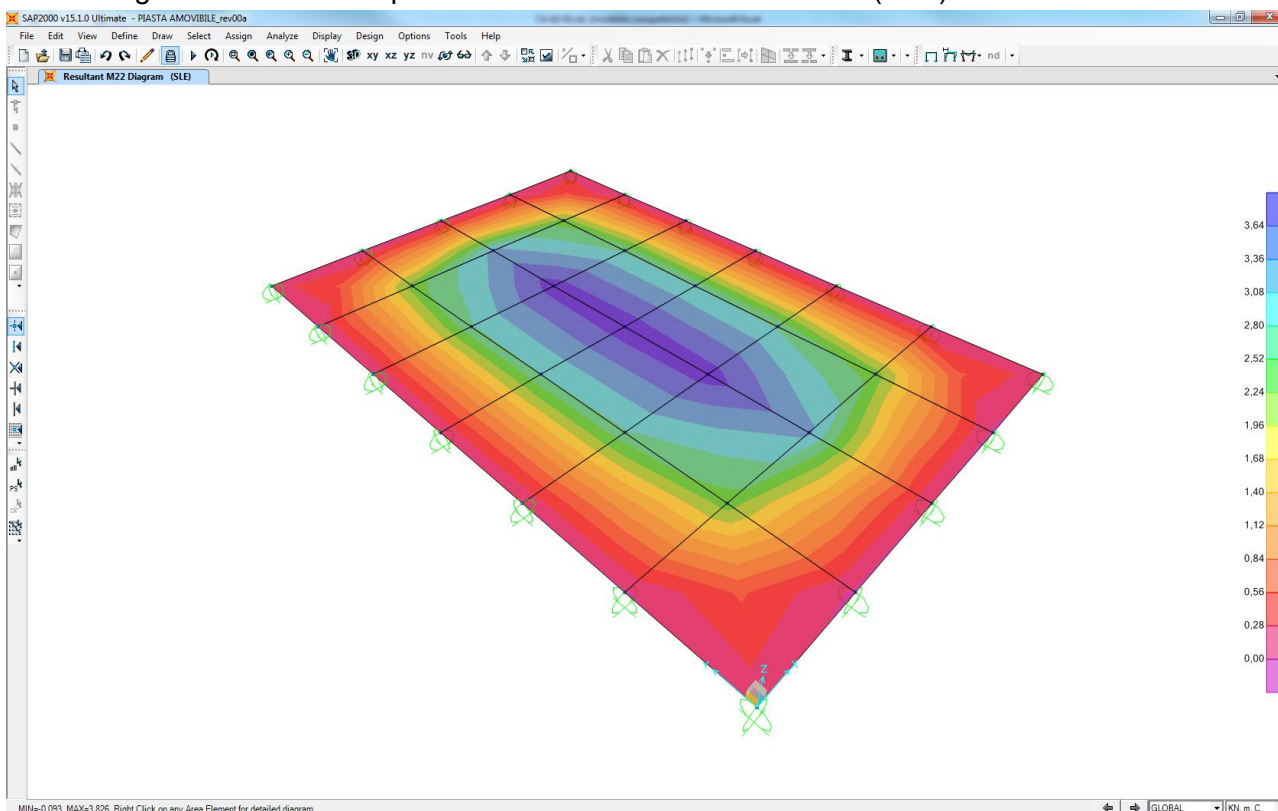
Nei paragrafi successivi sono riportati le azioni sollecitanti agenti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

13.4.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

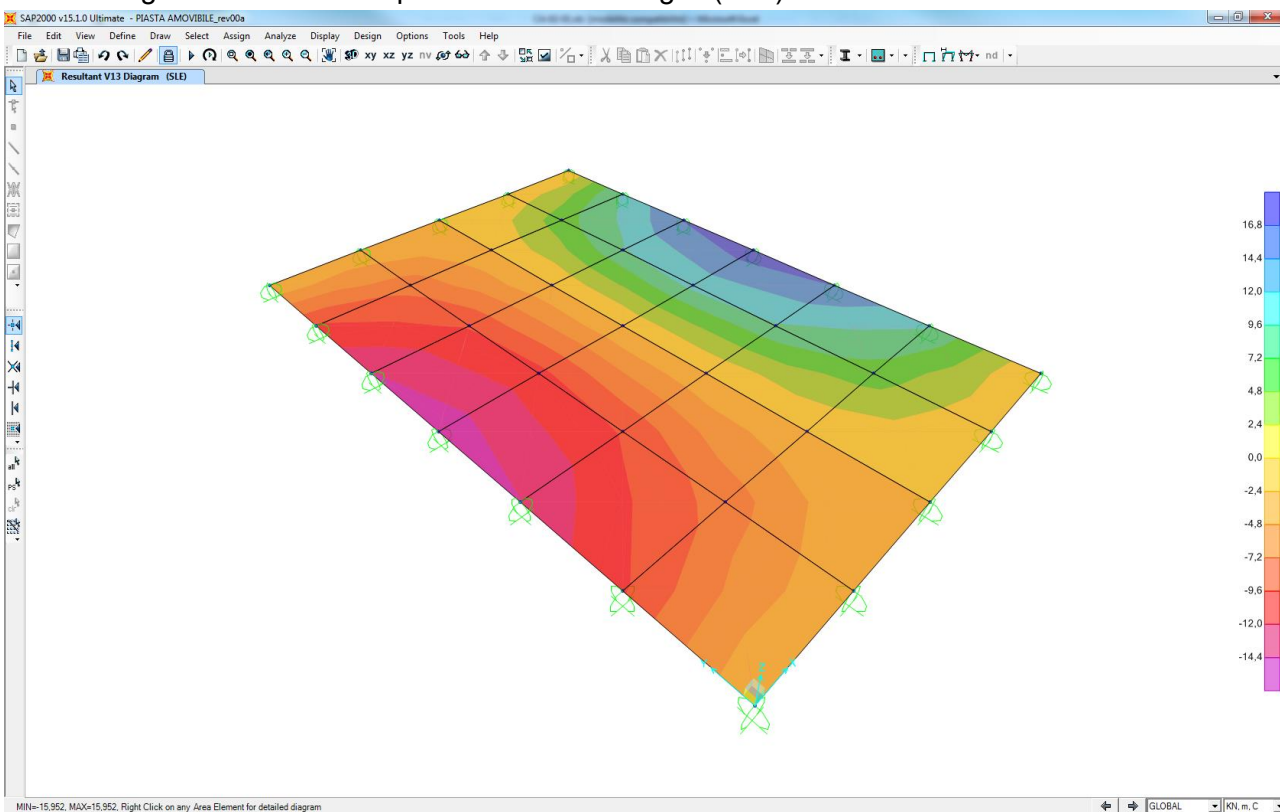
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



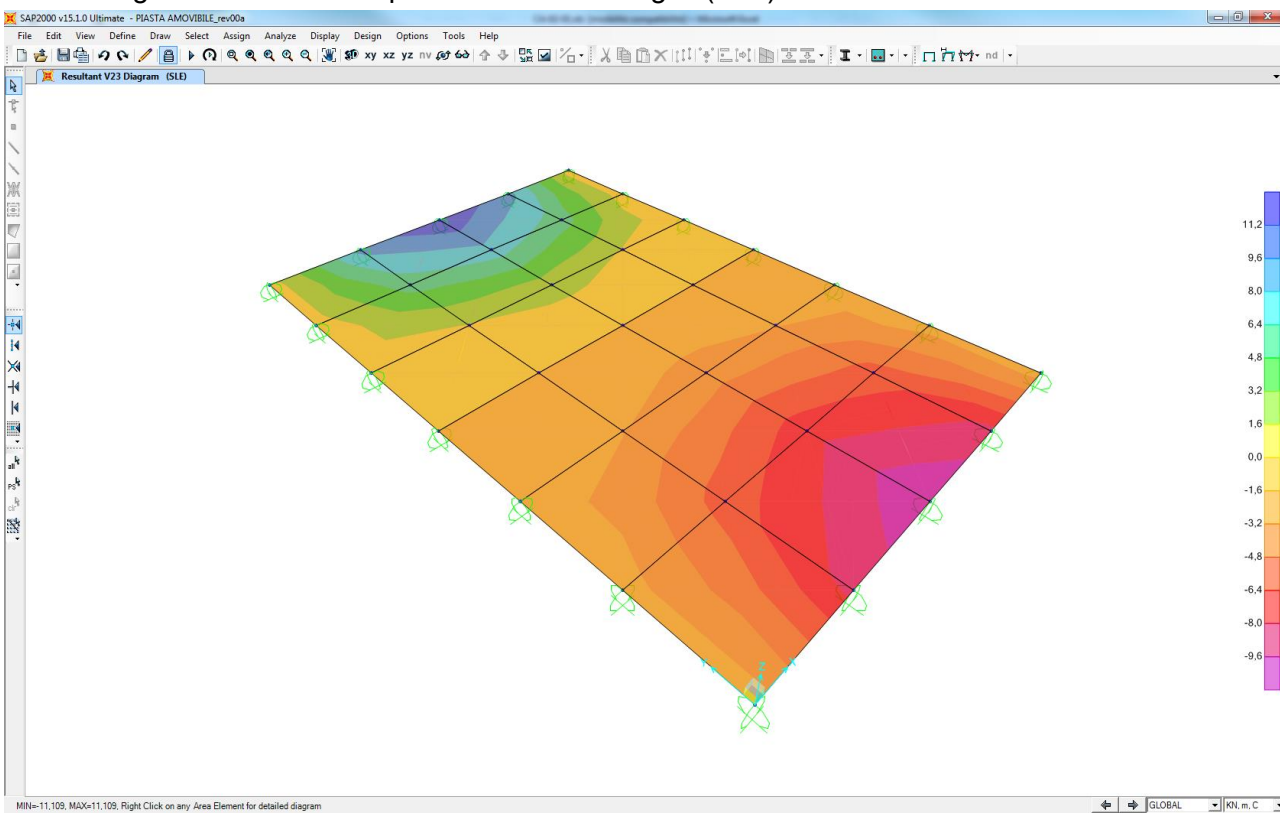
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

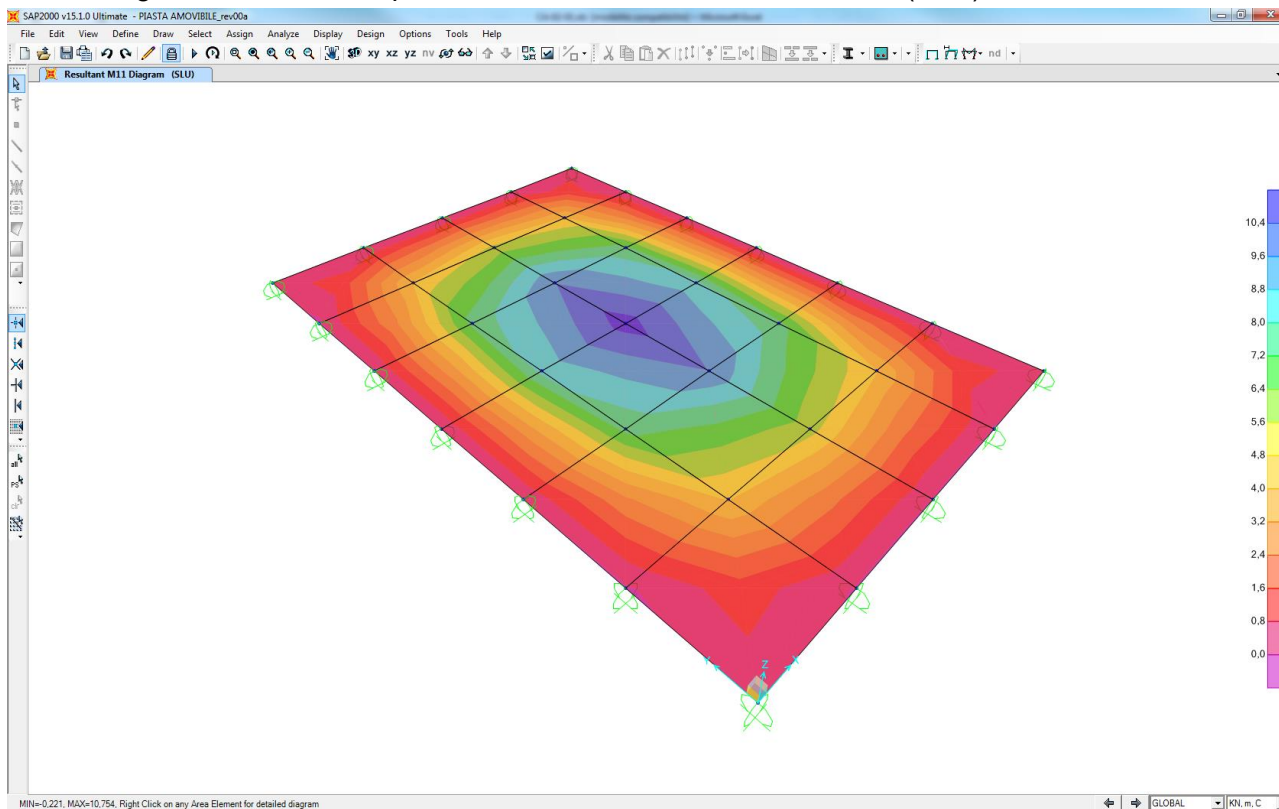


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

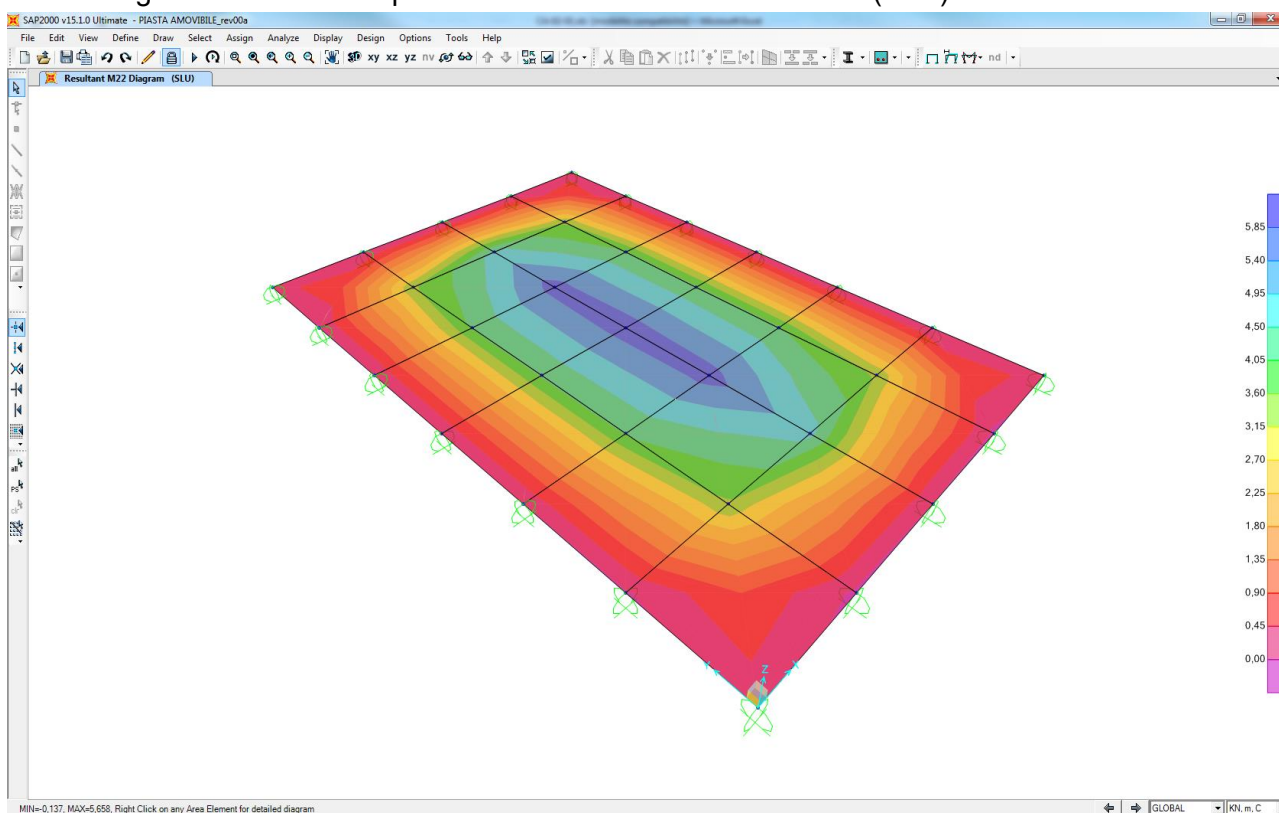


13.4.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

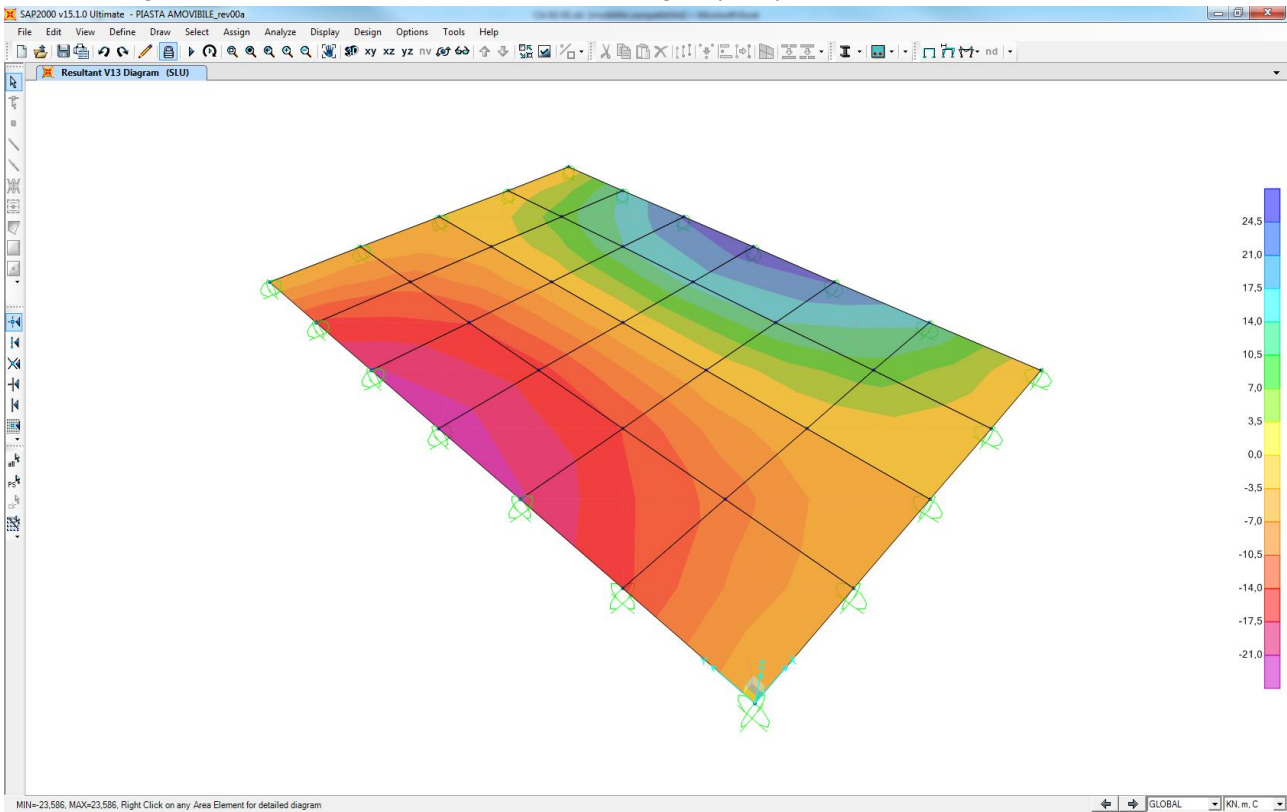
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



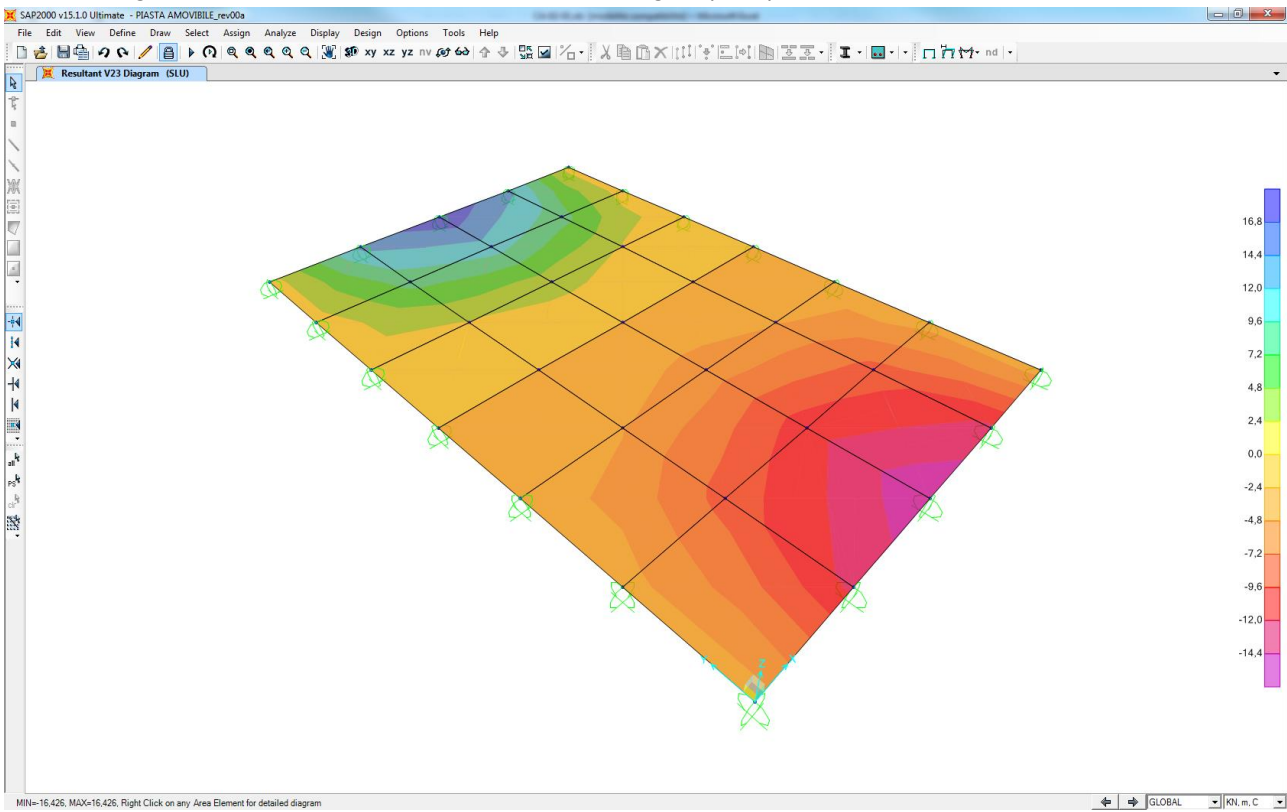
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)



13.5 VERIFICHE DELLA PIASTRA

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

13.5.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE	$M_{11,max}$	10	7,27	3,83	-4,91	-0,80
	$M_{22,max}$	10	7,27	3,83	-4,91	-0,80
	V_{max}	22	-0,02	0,00	15,95	-0,32
GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU	$M_{11,max}$	10	10,75	5,66	-7,26	-1,19
	$M_{22,max}$	10	10,75	5,66	-7,26	-1,19
	V_{max}	22	-0,03	0,00	23,59	-0,47

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

13.5.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura trasversale è prevista come segue:

- Ø12/20 esterni
- Ø12/20 interni

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø12/20 esterni
- Ø12/20 interni

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 mm.

13.5.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI — ARMATURA TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 3,83 \text{ kNm}$.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,60 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 51,18 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.5.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI — ARMATURA ONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 7,27 \text{ kNm}$.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,60 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 93,95 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.5.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - ARMATURA LONGITUDINALE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE								
H	20	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:	Armatura compressa:				
b	100	cm						
R_{ck}	30	MPa	A_s	5,65	cm^2	A_s'	5,65	cm^2
f_{ctm}	2,61	MPa	$y_{G,As} (*)$	6,70	cm	$y_{G,As'} (*)$	13,30	cm
f_{cfm}	3,13	MPa	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)
f_{ctk}	2,19	MPa	6,7	5	12	13,3	5	12
N	0	kN	Altezza area di cls efficace: $h_{A\ cls\ eff}$ 16,75 cm					
M	3,83	kN m						
Sezione interam. reagente			Tensione CLS teso: $\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} = 0,559\ MPa < f_{ctk}$ Non si formano fessure					
y_G	10,00	cm^3						
A_{ideale}	2170	cm^2						
I_{ideale}	68514,112	cm^4						
W_{ideale}	6851	cm^3						

13.5.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - ARMATURA LONGITUDINALE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE								
H	20	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:	Armatura compressa:				
b	100	cm						
R_{ck}	30	MPa	A_s	5,65	cm^2	A_s'	5,65	cm^2
f_{ctm}	2,61	MPa	$y_{G,As} (*)$	5,10	cm	$y_{G,As'} (*)$	14,90	cm
f_{cfm}	3,13	MPa	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)
f_{ctk}	2,19	MPa	5,1	5	12	14,9	5	12
N	0	kN	Altezza area di cls efficace: $h_{A\ cls\ eff}$ 12,75 cm					
M	7,27	kN m						
Sezione interam. reagente			Tensione CLS teso: $\sigma_c = -\frac{N}{A_{ideale}} + \frac{M}{W_{ideale}} = 1,028\ MPa < f_{ctk}$ Non si formano fessure					
y_G	10,00	cm^3						
A_{ideale}	2170	cm^2						
I_{ideale}	70739,867	cm^4						
W_{ideale}	7074	cm^3						

13.5.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – ARMATURA TRASVERSALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 5,66 \text{ kN/m}$.

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	20	1	5,65	6,7
			2	5,65	13,3

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 5,66 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

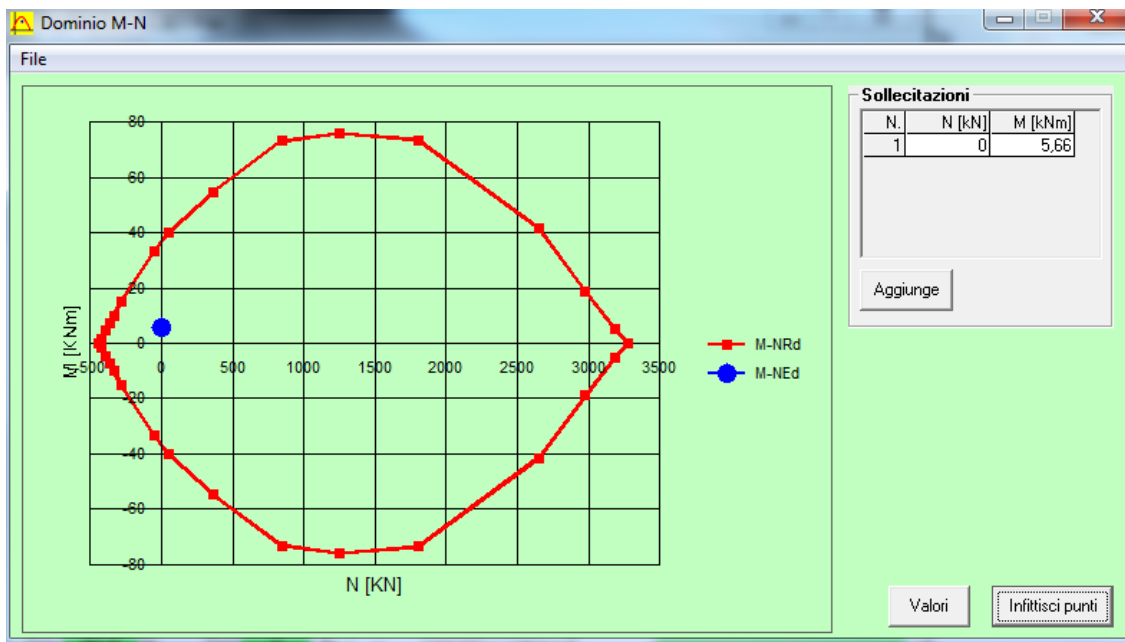
Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

Risultati:
 M_{Rd}: 37,12 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_s: 3,5 ‰
 ε_s: 8,582 ‰
 d: 13,3 cm
 x: 3,853 x/d: 0,2897
 δ: 0,8021

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 37,12 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 5,66 \text{ kN/m}$.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.5.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 10,75 \text{ kN/m}$.

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	20	1	5,65	5,1
			2	5,65	14,9

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 10,75 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 36,3 kN m

Materiali
 B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 11,4 ‰
 d 14,9 cm
 x 3,501 x/d 0,2349
 δ 0,7337

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

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

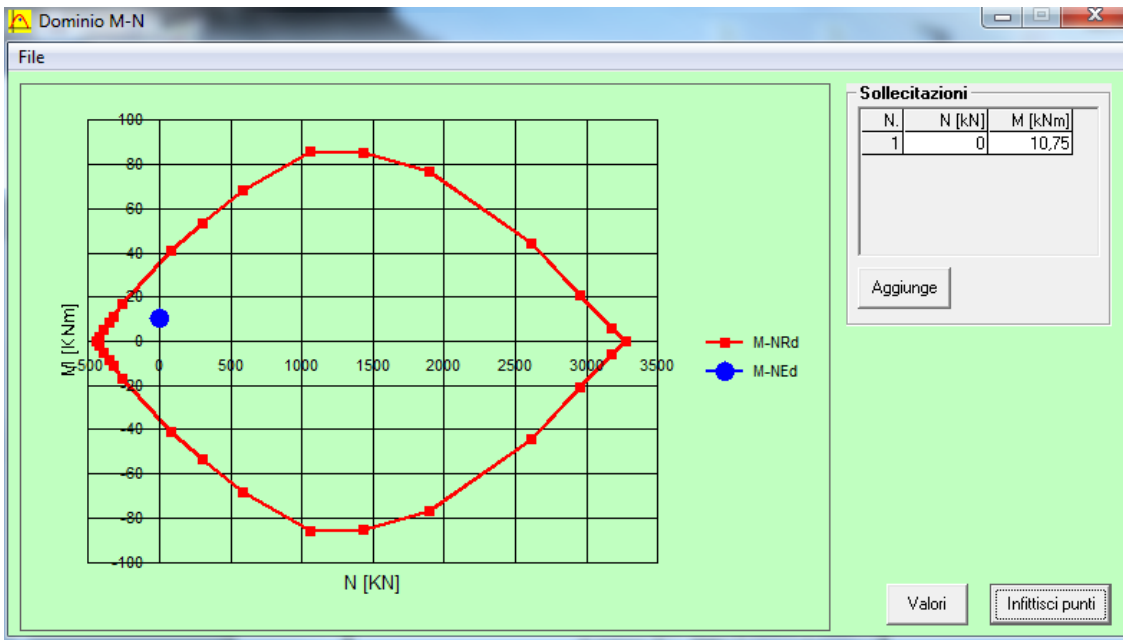
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 36,3 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 10,75 \text{ kN/m}$.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.5.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 23,59$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	20,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	15,50	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	23,59	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	12	1,13	5,65
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				5,65

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.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	2,00	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,534	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0036	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	82,70	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	3,51	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

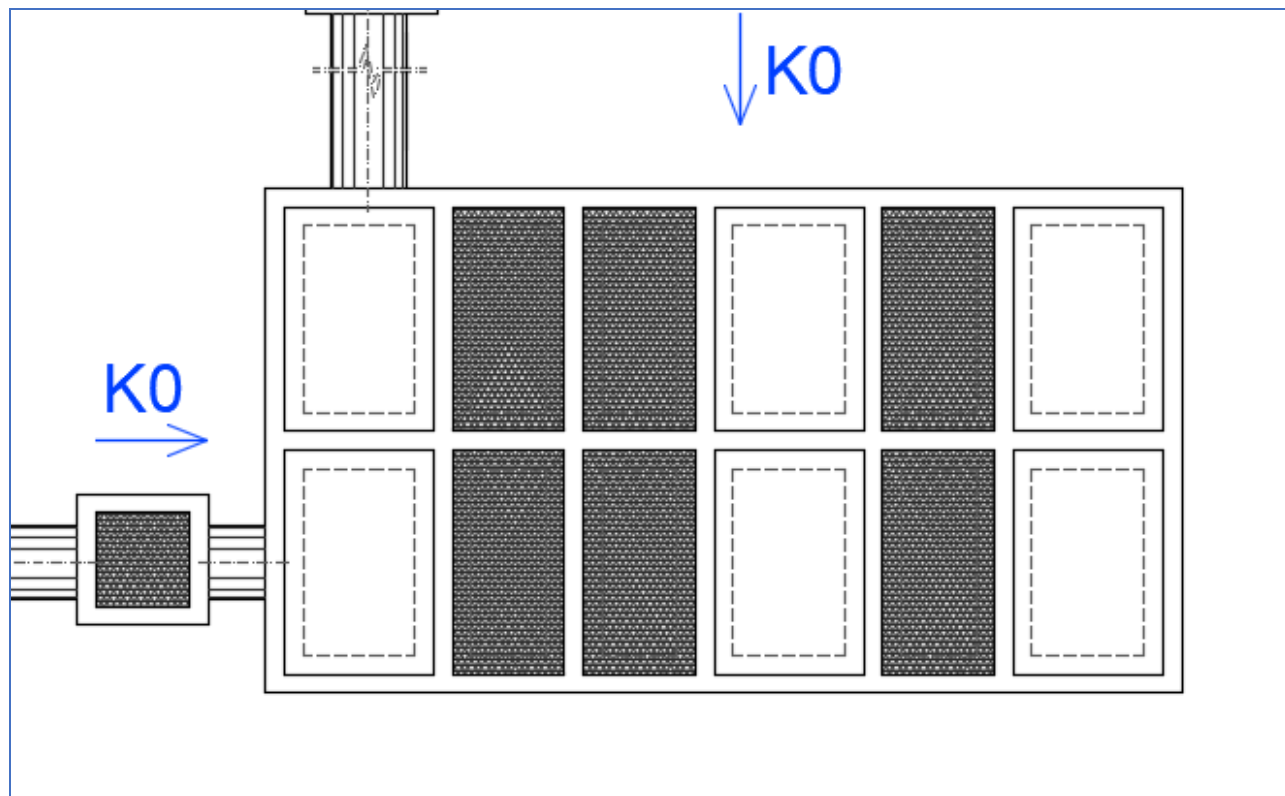
14 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche del carico limite ultimo verranno eseguite secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

14.1 CARICHI ELEMENTARI

Nella valutazione dei carichi elementari verrà considerata una sola combinazione di spinta che massimizza gli effetti del momento alla base del manufatto:

- Condizione di riposo del terreno a sinistra e a monte della vasca a seguito di una possibile assenza del terreno sul lato di valle.

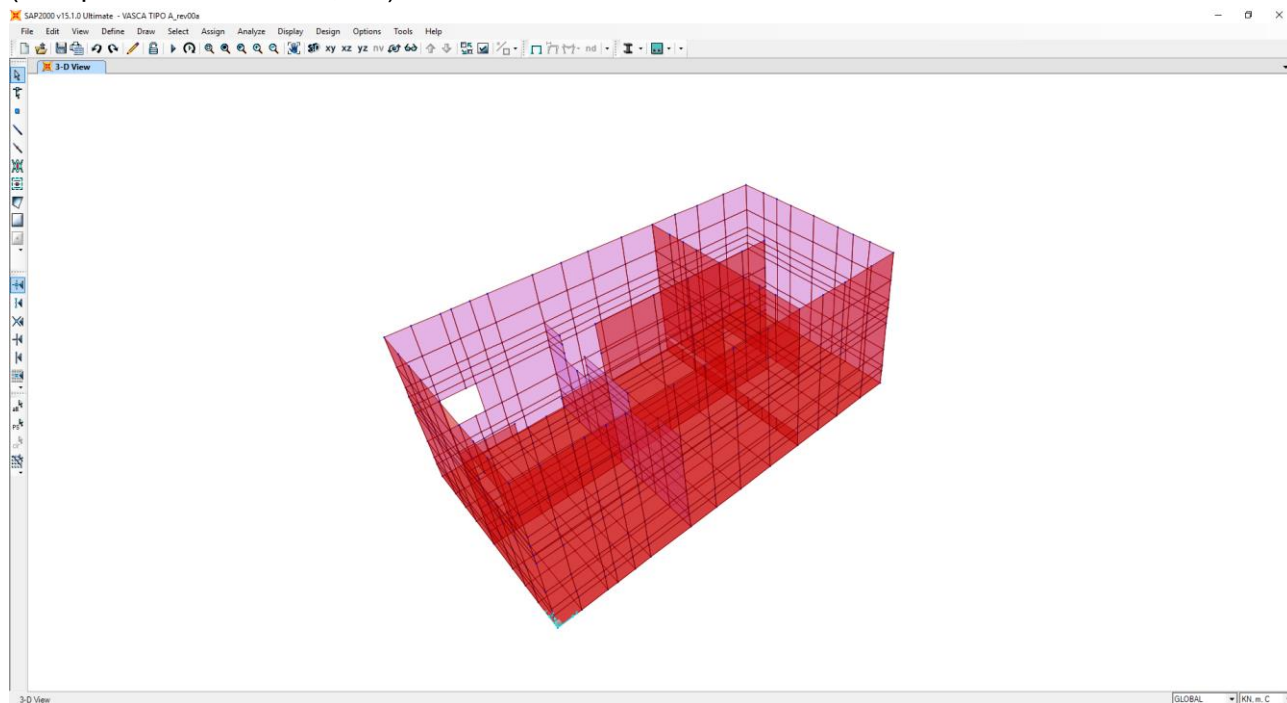


CARICO ELEMENTARE		COEFFICIENTE DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g_1	Peso proprio degli elementi strutturali	-		PP-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	Carico permanente dovuto al peso proprio ringrosso in calcestruzzo	-		CP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
g_3	Carico permanente dovuto al peso della piastra in c.a.	-			1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
g_4	Carico permanente dovuto al peso del chiusino in ghisa	-			1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,1}$	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	k_0	2	SPT-02	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,3}$	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	k_0			1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{6,1}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	k_0	2	SPCP-02	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{6,3}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	k_0			1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
q_1	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-		SPACC-02	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,1}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	k_0	2		1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,3}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	k_0			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q_3	Carico accidentale dovuto alla presenza dell'acqua	-	-	ACCZATT-01	1,50	0,00	1,00	1,00	1,00

14.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

La determinazione dello sforzo normale agente alla base della fondazione è stato valutato considerando la somma delle reazioni delle molle poste alla base del manufatto.

Tali reazioni sono state estrapolate, per ogni caso di analisi, mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).



Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

AZIONI CARATTERISTICHE ALLA BASE					
CASO DI ANALISI	N_K [kN]	$V_{K, LONG}$ [kN]	$V_{K, TRASV}$ [kN]	$M_{K, LONG}$ [kN m]	$M_{K, TRASV}$ [kN m]
PP-01	2.450,82	0,00	0,00	0,00	0,00
CP-01	469,60	0,00	0,00	0,00	0,00
SPT-02	0,00	368,06	667,97	490,75	890,62
SPCP-02	0,00	92,02	166,99	184,03	333,98
SPACC-02	1.018,20	276,05	500,98	552,10	1.001,95
ACCZATT-01	614,25	0,00	0,00	0,00	0,00

14.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

14.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONI S.L.U. - STR.01							COMBINAZIONI S.L.U. - STR.02						
	γ	ψ	N _d	V _{d, LONG}	V _{d, TRASV}	M _{d, LONG}	M _{d, TRASV}	γ	ψ	N _d	V _{d, LONG}	V _{d, TRASV}	M _{d, LONG}	M _{d, TRASV}
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]			[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
PP-01	1,35	1,00	3.308,61	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	3.308,61	0,00	0,00	0,00	0,00
CP-01	1,50	1,00	704,40	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,00	704,40	0,00	0,00	0,00	0,00
SPT-02	1,35	1,00	0,00	496,89	901,76	662,52	1.202,34	1,35	1,00	0,00	496,89	901,76	662,52	1.202,34
SPCP-02	1,50	1,00	0,00	138,02	250,49	276,05	500,98	1,50	1,00	0,00	138,02	250,49	276,05	500,98
SPACC-02	1,35	1,00	1.374,57	372,66	676,32	745,33	1.352,64	1,35	1,00	1.374,57	372,66	676,32	745,33	1.352,64
ACCZATT-01	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,75	691,03	0,00	0,00	0,00	0,00
			5.387,58	1.007,58	1.828,56	1.683,89	3.055,95			6.078,61	1.007,58	1.828,56	1.683,89	3.055,95

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONI S.L.U. - STR.03							COMBINAZIONI S.L.U. - STR.04						
	γ	ψ	N _d	V _{d, LONG}	V _{d, TRASV}	M _{d, LONG}	M _{d, TRASV}	γ	ψ	N _d	V _{d, LONG}	V _{d, TRASV}	M _{d, LONG}	M _{d, TRASV}
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]			[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
PP-01	1,35	1,00	3.308,61	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	3.308,61	0,00	0,00	0,00	0,00
CP-01	1,50	1,00	704,40	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,00	704,40	0,00	0,00	0,00	0,00
SPT-02	1,35	1,00	0,00	496,89	901,76	662,52	1.202,34	1,35	1,00	0,00	496,89	901,76	662,52	1.202,34
SPCP-02	1,50	1,00	0,00	138,02	250,49	276,05	500,98	1,50	1,00	0,00	138,02	250,49	276,05	500,98
SPACC-02	1,35	0,75	1.030,93	279,50	507,24	559,00	1.014,48	1,35	0,75	1.030,93	279,50	507,24	559,00	1.014,48
ACCZATT-01	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,00	921,38	0,00	0,00	0,00	0,00
			5.043,93	914,41	1.659,48	1.497,56	2.717,79			5.965,31	914,41	1.659,48	1.497,56	2.717,79

14.2.2 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIO NE	N _d	V _{d, LONG}	V _{d, TRASV}	M _{d, LONG}	M _{d, TRASV}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
STR.01	5.387,58	1.007,58	1.828,56	1.683,89	3.055,95
STR.02	6.078,61	1.007,58	1.828,56	1.683,89	3.055,95
STR.03	5.043,93	914,41	1.659,48	1.497,56	2.717,79
STR.04	5.965,31	914,41	1.659,48	1.497,56	2.717,79

14.3 VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO E DELLO SCORRIMENTO

La verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento verrà eseguita secondo l'approccio 2 definito dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

Verrà utilizzato il metodo di Meyerhof per le fondazioni nastriformi, considerando la condizione drenata.

Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

Richiami teorici

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D / B) K_p^{0.5}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 (D / B) sK_p^{0.5} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

F_r

—————> $=\eta_s$

F_s

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

14.4 RISULTATI

14.4.1 DATI

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R= Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	D [m]	α [°]	ω [°]
VASCA TIPO A	(R)	0,00	0,00	5,40	9,80	4,45	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
<i>γ</i>	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
<i>γ_{sat}</i>	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
<i>φ</i>	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
<i>δ</i>	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kPa]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ [kN/mc]	γ _{sat} [kN/mc]	φ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]
Terreno ddi fondazione	20,000	20,000	35,00	23,33	0,0	0,0

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0,0 [m]	Y = 3,0 [m]

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-10,0	-10,0	-10,0	Terreno ddi fondazione

14.4.2 DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

Fondazione	Nome identificativo della fondazione
N	Sforzo normale totale espressa in [kN]
Mx	Momento in direzione X espressa in [kNm]
My	Momento in direzione Y espressa in [kNm]
ex	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
ey	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
T	Forza di taglio espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
VASCA TIPO A	5387,580	3055,950	1683,890	0,3	-0,6	61,1	2087,786

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
VASCA TIPO A	6078,610	3055,950	1683,890	0,3	-0,5	61,1	2087,786

Condizione n° 3 - Condizione n° 3 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
VASCA TIPO A	5043,930	2717,790	1497,560	0,3	-0,5	61,1	1894,735

Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
VASCA TIPO A	5965,310	2717,790	1497,560	0,3	-0,5	61,1	1894,735

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 4	1.00	1.00

14.4.3 OPZIONI DI CALCOLO

Verifica al carico limite

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof
 Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA
 Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA
 Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00
 Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF
 Verifica allo scorrimento

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiacco: 0.00 (%)

Risultati

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

Cmb Indice della combinazione
Fnd Indice della fondazione
PF Rottura per punzonamento in presenza di falda
q_u Portanza ultima, espressa in [kPa]
q_d Portanza di progetto, espressa in [kPa]
P_u Portanza ultima, espressa in [kN]
P_d Portanza di progetto, espressa in [kN]
V Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]
η Fattore di sicurezza a carico limite ($\eta = P_d/V$)

<i>Cmb</i>	<i>Fnd</i>	<i>PF</i>	<i>q_u</i> [kPa]	<i>q_d</i> [kPa]	<i>P_u</i> [kN]	<i>P_d</i> [kN]	<i>V</i> [kN]	<i>η</i>
1	1	NO	2327	1012	96290,70	41865,52	5387,58	7.77
2	1	NO	2577	1120	109828,87	47751,68	6078,61	7.86
3	1	NO	2392	1040	100289,33	43604,06	5043,93	8.64
4	1	NO	2740	1191	119273,53	51858,06	5965,31	8.69

Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

Simbologia adottata

Cmb Indice della combinazione
Fnd Indice della fondazione
H Altezza del cuneo di rottura, espressa in [m]
 γ Peso di volume, espressa in [kN/mc]
 ϕ Angolo di attrito, espressa in [°]
c Coesione, espressa in [kPa]
G Modulo di taglio, espresso in [kPa]
B' Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($B'=B-2e_x$), espressa in [m]
L' Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($L'=L-2e_y$), espressa in [m]
R_{ex} Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X
R_{ey} Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y
I_R Indice di rigidità
I_{RC} Indice di rigidità critico

<i>Cmb</i>	<i>Fnd</i>	<i>H</i> [m]	γ [kN/mc]	ϕ [°]	<i>c</i> [kPa]	<i>G</i> [kPa]	<i>B'</i> [m]	<i>L'</i> [m]	<i>R_{ex}</i>	<i>R_{ey}</i>	<i>I_C</i>	<i>I_{RC}</i>
1	1	5,19	20,0000	35,00	0	0	4,77	8,67	--	--	0.58	175.87
2	1	5,19	20,0000	35,00	0	0	4,85	8,79	--	--	0.62	175.87
3	1	5,19	20,0000	35,00	0	0	4,81	8,72	--	--	0.59	175.87
4	1	5,19	20,0000	35,00	0	0	4,90	8,89	--	--	0.65	175.87

Fattori correttivi verifica capacità portante

Combinazione n° 1

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 46.12	Nq = 33.30	N _γ = 37.15
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.58	Iq = 0.58	I _γ = 0.16
Fattori di profondità	Dc = 1.32	Dq = 1.16	Q _γ = 1.16

Combinazione n° 2

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 46.12	Nq = 33.30	N _γ = 37.15
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.62	Iq = 0.62	I _γ = 0.21
Fattori di profondità	Dc = 1.32	Dq = 1.16	Q _γ = 1.16

Combinazione n° 3

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 46.12	Nq = 33.30	N _γ = 37.15
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.59	Iq = 0.59	I _γ = 0.17
Fattori di profondità	Dc = 1.32	Dq = 1.16	Q _γ = 1.16

Combinazione n° 4

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	Nc = 46.12	Nq = 33.30	N _γ = 37.15
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S _γ = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ _c = 1.00	Ψ _q = 1.00	Ψ _γ = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.65	Iq = 0.65	I _γ = 0.25
Fattori di profondità	Dc = 1.32	Dq = 1.16	Q _γ = 1.16

Verifica allo scorrimento

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>R_{ult1}</i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
<i>R_{ult2}</i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di <i>R_{ult1}</i> e <i>R_{ult2}</i>
<i>R_d</i>	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
<i>η</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento ($\eta = R_d/H$)

Cmb	Fnd	R_{ult1} [kN]	R_{ult2} [kN]	R [kN]	R_{amm} [kN]	H [kN]	η
1	1	2323,60	0,00	2323,60	2112,37	2087,79	1.01
2	1	2621,64	0,00	2621,64	2383,31	2087,79	1.14
3	1	2175,39	0,00	2175,39	1977,63	1894,73	1.04
4	1	2572,77	0,00	2572,77	2338,88	1894,73	1.23