

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	UNITA' DI MISURA	5
5	MATERIALI	6
5.1	Calcestruzzo	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	6
5.2	Acciaio.....	7
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	8
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	9
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	10
7.2	Definizione della strategia progettuale	11
7.3	Parametri di calcolo	13
7.3.1	Parametri numerici sismici	13
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	13
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	13
7.3.4	Fattori di struttura.....	14
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	14
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	17
8	IL MODELLO DI CALCOLO	18
8.1	Descrizione del modello di calcolo	18
9	ANALISI DEI CARICHI.....	19
9.1	Carichi permanenti strutturali	19
9.1.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	19
9.2	Carichi permanenti non strutturali	19
9.2.1	Peso proprio del parapetto metallico (g2).....	19
9.2.2	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali	20
9.2.3	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti	23
9.3	Carichi accidentali.....	25
9.3.1	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	25
9.3.2	Carichi accidentali agenti sulla zattera di fondazione	27
9.4	Azione sismica.....	28
9.4.1	Azione inerziale delle masse.....	28
9.4.2	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	30
9.4.3	Sovrappinta dinamica dell'acqua.....	31
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	33
10.1	Carichi elementari	33
10.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti 35	
10.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	36
10.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche ...	37
10.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	38
10.6	Combinazione di carico sismiche	41

11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	43
11.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo max.....	43
11.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo min.....	46
11.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo max.....	49
11.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo min.....	52
11.5	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo max.....	55
11.6	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo min.....	58
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	61
12.1	Verifiche dei setti.....	61
12.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	61
12.1.2	Sezione ed armatura di verifica.....	62
12.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale	62
12.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale	63
12.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale	64
12.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale	65
12.1.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale	66
12.1.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale	67
12.1.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale	68
12.1.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale	69
12.1.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale	70
12.1.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale	71
12.1.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	72
12.2	Verifiche zattera di fondazione	75
12.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	75
12.2.2	Sezione ed armatura di verifica.....	76
12.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale	76
12.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale	77
12.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale	78
12.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale	79
12.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale	80
12.2.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale	81
12.2.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale	82
12.2.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale	83
12.2.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale	84
12.2.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale	85
12.2.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	86

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei manufatti di imbocco e sbocco tipo 1 dei tombini di attraversamento stradali realizzate in cemento armato gettata in opera nell'ambito del progetto esecutivo "S.S.38 – lotto 4: nodo di Tirano – Tratta A (svincolo di Bianzone – svincolo La Ganda) - Tratta B (svincolo La Ganda – Campone di Tirano)".

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera **tipo 1** oggetto della seguente relazione è rappresentata dal manufatto di monte del tombino TM22DX. La vasca viene completamente realizzata in cls armato gettato in opera.

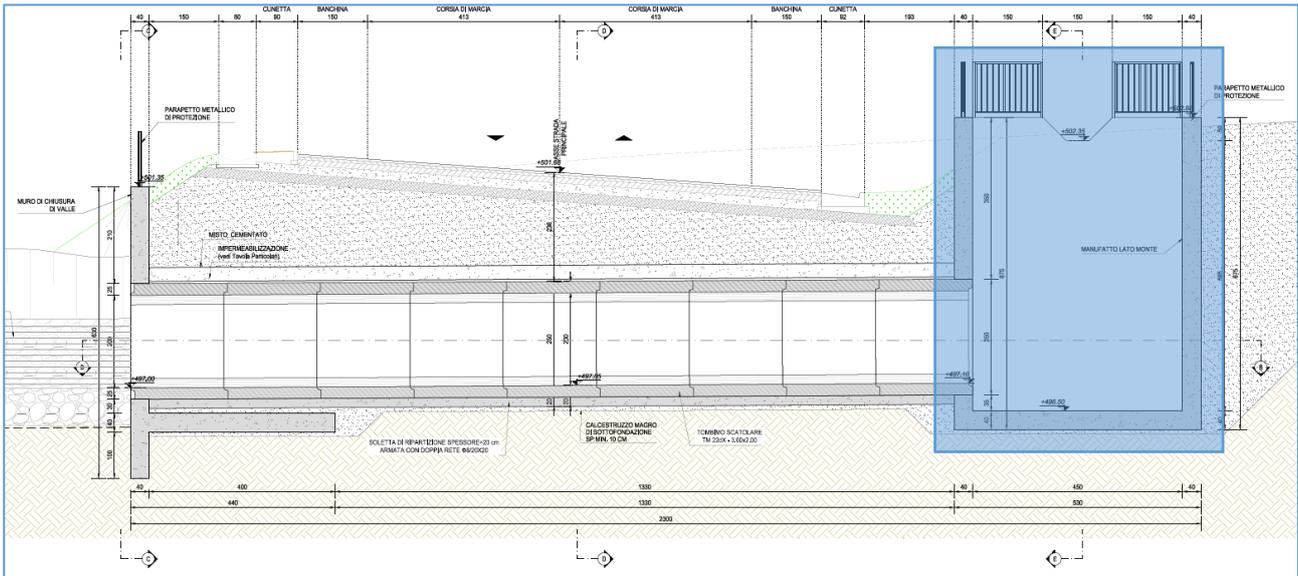


FIGURA 1: SEZIONE LONGITUDINALE TOMBINO TM22DX

L'opera presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- spessore della soletta inferiore di 40 cm;
- superficie totale in pianta pari a $5,30 \text{ m} \times 4,80 \text{ m} = 25,44 \text{ m}^2$;
- spessore dei setti perimetrali controterra pari a 40 cm;
- altezza massima dei setti perimetrali controterra pari a 6,35 m.

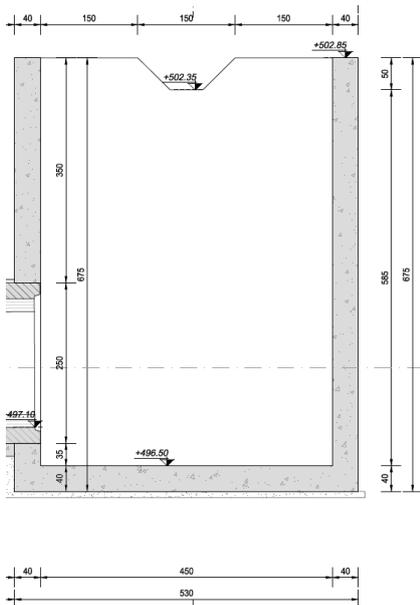


FIGURA 2: SEZIONE LONGITUDINALE

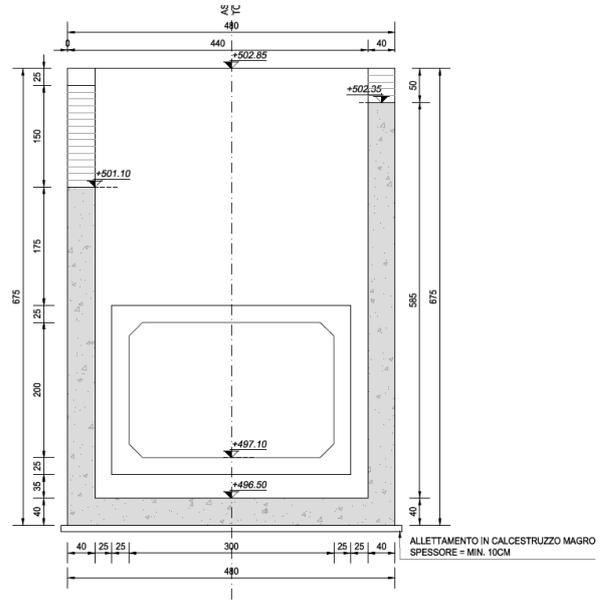


FIGURA 3: SEZIONE TRASVERSALE

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- **Legge 05/01/1971 n.1086**→ Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64**→ Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018**→Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)**→ Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)**→Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015**→ Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006**→ Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale.

4 UNITA' DI MISURA

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

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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrate e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **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*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*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*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*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	14,94	[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}	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*(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)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

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

 <small>Ingegneria del Territorio s.r.l.</small>	CODICE FILE	MAT-02	
	OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO	
Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)			
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto	
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XD3 <input type="text"/>	
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="text"/>	C35/45 <input type="text"/>	
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità	
C45/55	50 Anni <input type="text"/>	NO <input type="text"/>	
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

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 UG1** Depositi alluvionali recenti e stabilizzati
- **UNITÀ UG2-1** Conoidi
- **UNITÀ UG2-2** Morene
- **UNITÀ UG3** Roccia cristallina intensamente fratturata
- **UNITÀ UG4** Roccia cristallina (poco o moderatamente fratturata)

Dai dati piezometrici disponibili si rinviene la presenza della falda a circa **-5,00 m** da p.c. (da inizio lotto alla progressiva 0+420) e a circa **-12,00 m** dal p.c. (dalla progressiva 0+880 alla progressiva 4+325) per cui non è interferente con le opere in oggetto.

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

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

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **UG2-2**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 33,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

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 Tirano sito nella provincia di Sondrio.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ||>

Variabilità dei parametri ||>

Elaborazioni

Tabella parametri ||>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

- Vita Nominale dell'opera: **100 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: **III**

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: **1,5**

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: **150 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

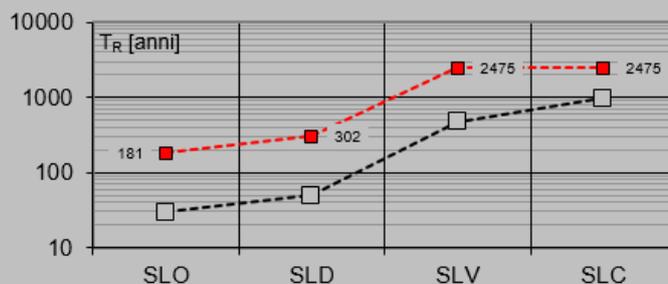
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="181"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="302"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="2475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	181	0,056	2,557	0,251
SLD	302	0,068	2,565	0,264
SLV	2475	0,136	2,625	0,292
SLC	2475	0,136	2,625	0,292

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 B**.

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 T2**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

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 B ▼ info $S_S =$ 1,200 $C_C =$ 1,407 ▼ info

Categoria topografica T2 ▼ info $h/H =$ 0,000 $S_T =$ 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 si ▼ 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

$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,136 g
F_0	2,625
T_C	0,292 s
S_S	1,200
C_C	1,407
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,137 s
T_C	0,411 s
T_D	2,144 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

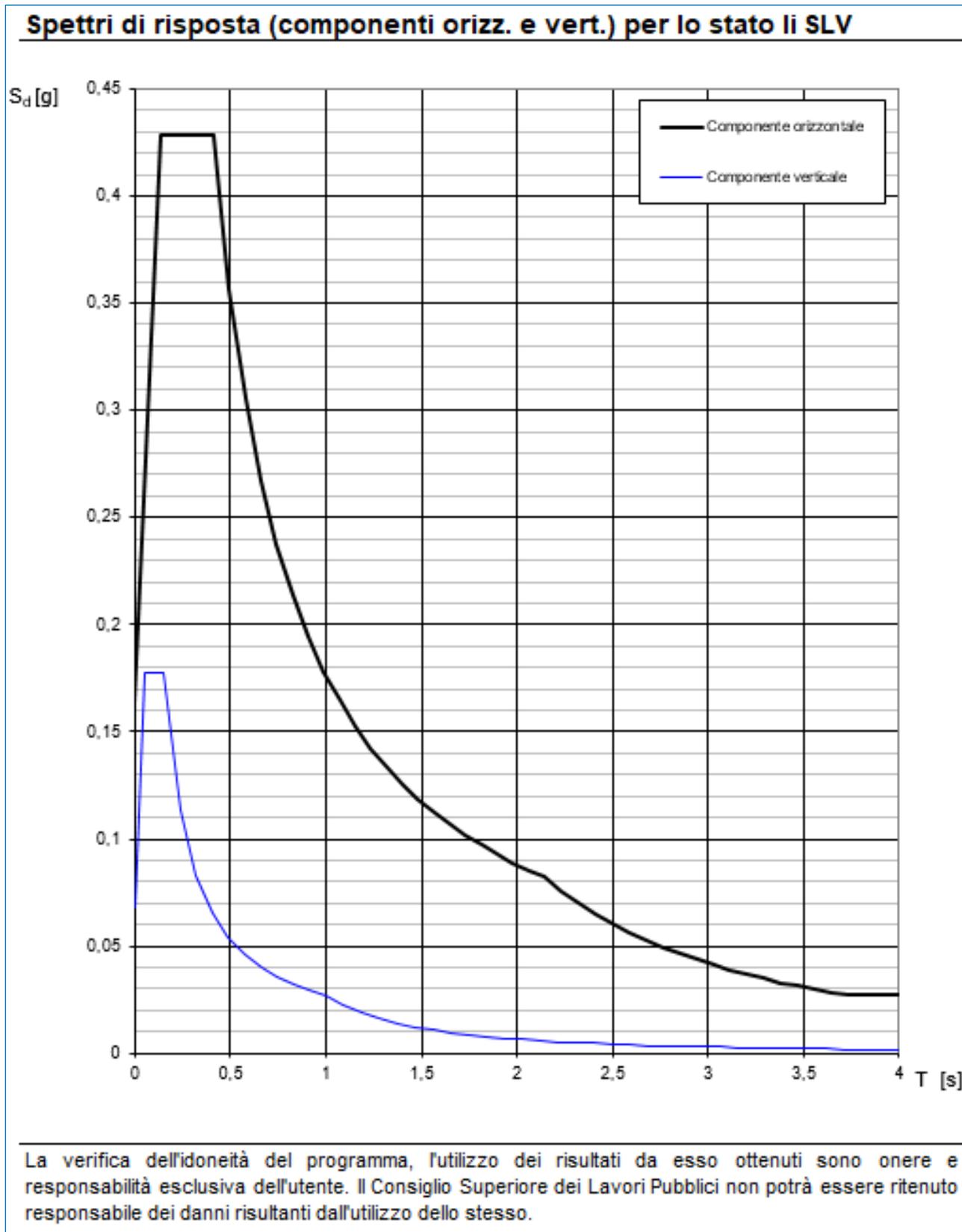
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,163
$T_B \leftarrow$	0,137	0,428
$T_C \leftarrow$	0,411	0,428
	0,494	0,357
	0,576	0,306
	0,659	0,267
	0,741	0,238
	0,824	0,214
	0,906	0,194
	0,989	0,178
	1,071	0,164
	1,154	0,153
	1,236	0,142
	1,319	0,134
	1,401	0,126
	1,484	0,119
	1,566	0,112
	1,649	0,107
	1,731	0,102
	1,814	0,097
	1,896	0,093
	1,979	0,089
	2,061	0,085
$T_D \leftarrow$	2,144	0,082
	2,232	0,076
	2,321	0,070
	2,409	0,065
	2,497	0,061
	2,586	0,056
	2,674	0,053
	2,763	0,049
	2,851	0,046
	2,939	0,044
	3,028	0,041
	3,116	0,039
	3,205	0,037
	3,293	0,035
	3,381	0,033
	3,470	0,031
	3,558	0,030
	3,646	0,028
	3,735	0,027
	3,823	0,027
	3,912	0,027
	4,000	0,027

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,20 \cdot 1,00 \cdot 0,136 = 0,163$$

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come non 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 opere impediti di traslare e ruotare.

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

$$K_h = 0,163$$

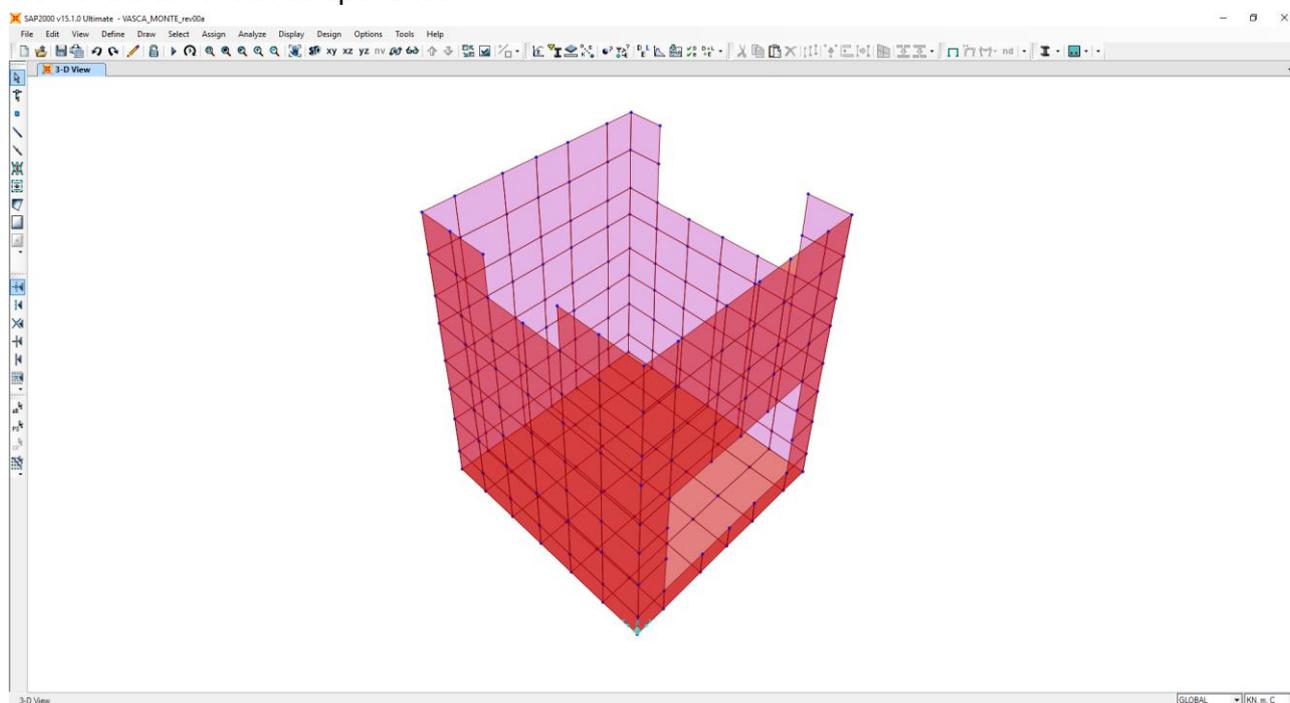
$$K_v = 0,0815$$

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".



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 $k_{s,v} = 3.850,00 \text{ kN/m}^3$. Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale $k_{s,h} = 1.925,00 \text{ kN/m}^3$.

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 (shell).

Tale carico nel modello è definitivo come "g1"

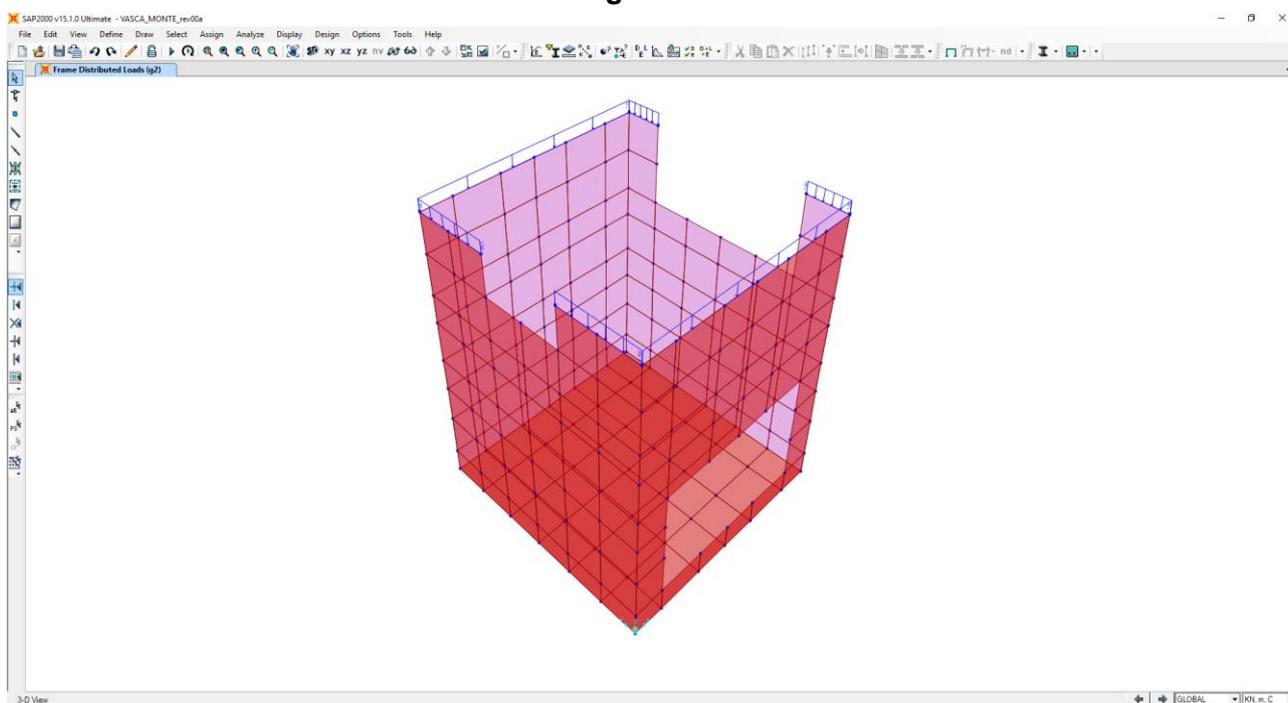
9.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

9.2.1 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO METALLICO (G2)

Il peso per unità di lunghezza del parapetto metallico è assunto pari a:

$$p_{\text{parapetto}} = 1,50 \text{ kN/m}$$

Tale carico nel modello è definitivo come "g2".



Nel modello il carico viene distribuito in maniera automatica sugli elementi monodimensionali mediante degli elementi "beam" aventi caratteristiche meccaniche ed inerziali nulle.

Gli elementi "beam" 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.

9.2.2 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

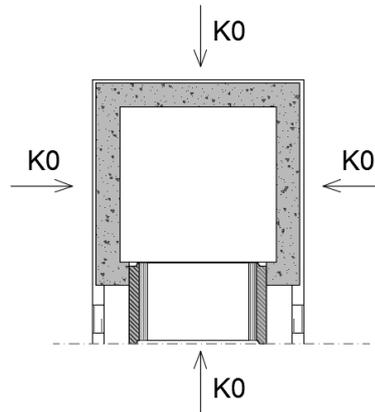
Per la valutazione della spinta dei terreni sulle pareti verticali è stata considerata la condizione di terreno a riposo.

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

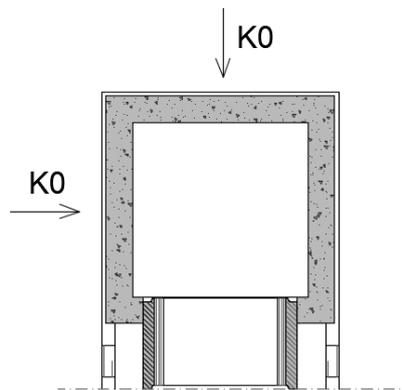
$$k_0 = 1 - \tan^2(\varphi)$$

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).



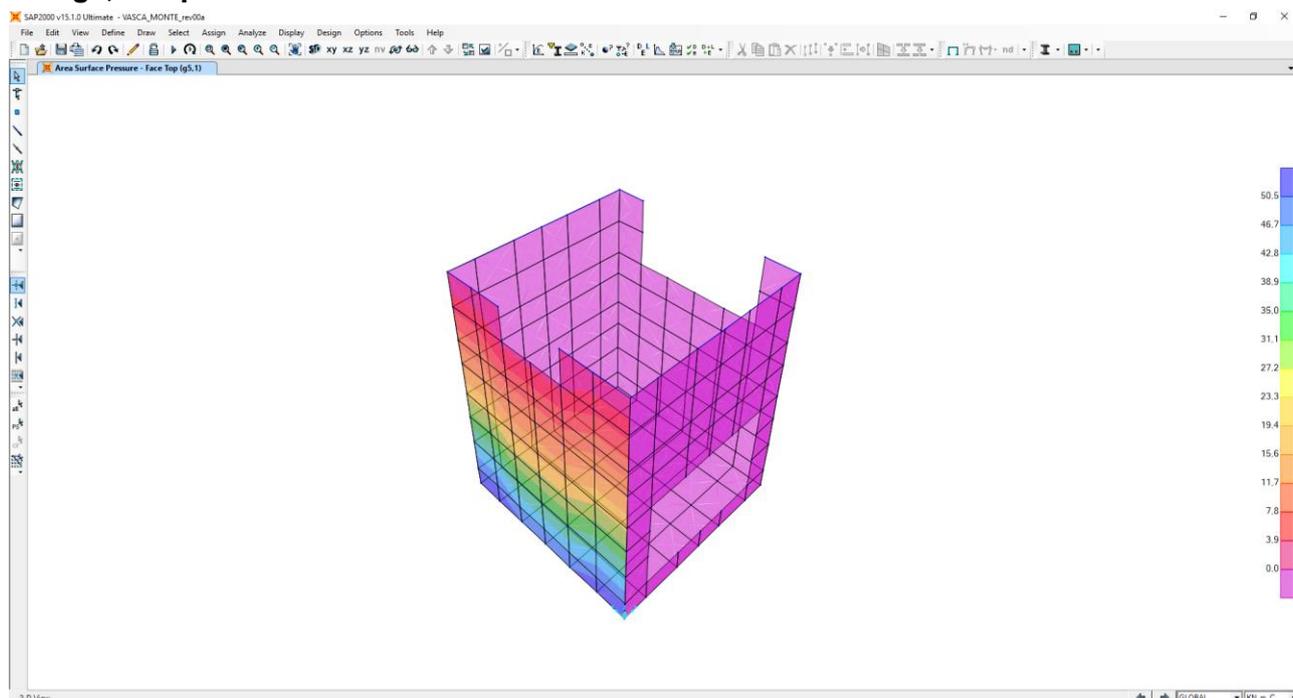
Condizione di riposo del terreno a sinistra e a monte della vasca a seguito di una possibile assenza del terreno sul lato di valle.



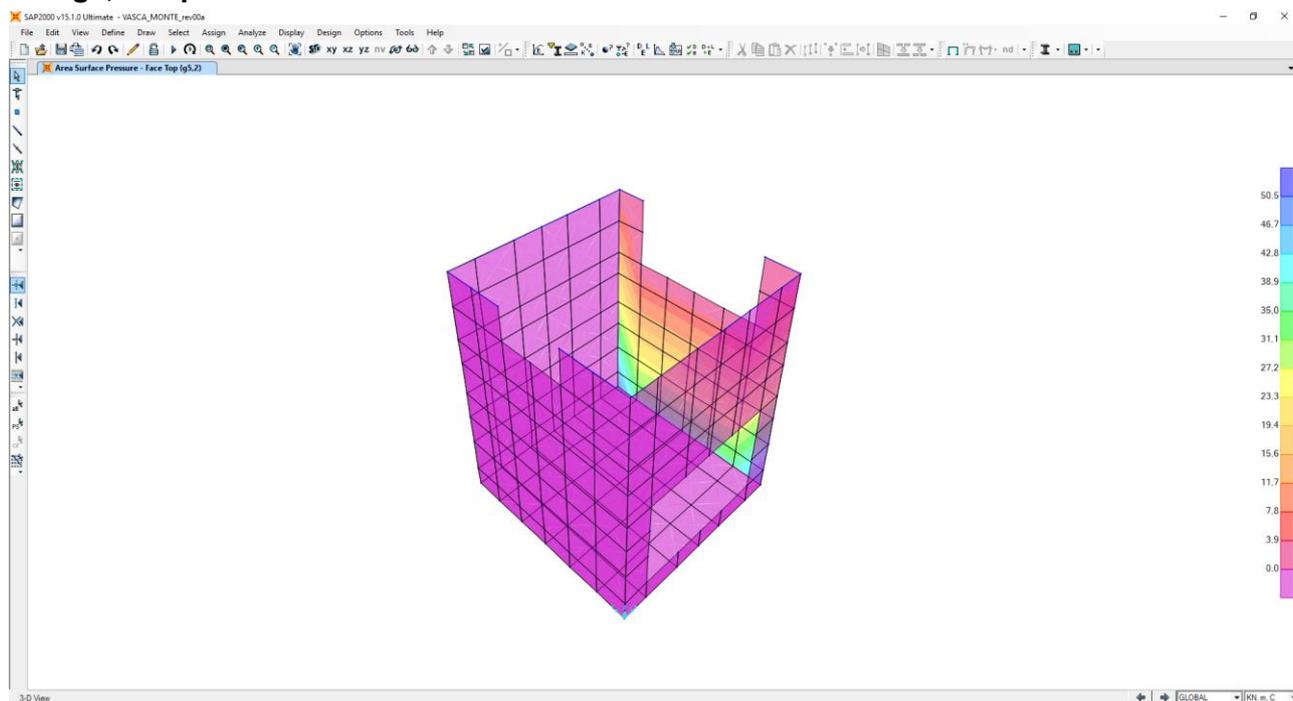
Tale carico è calcolato con riferimento alle dimensioni degli elementi del modello (elementi bidimensionali shell).

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

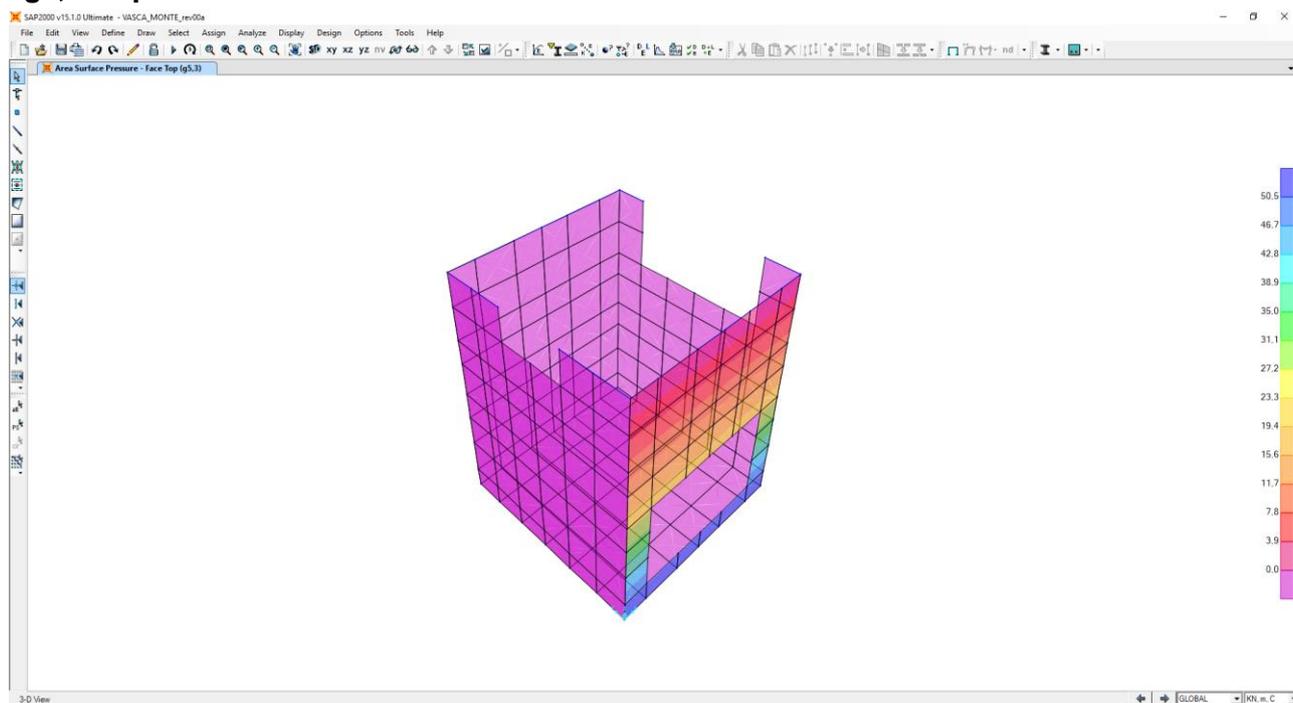
- **“g5,1”- spinta dei terreni lato destro**



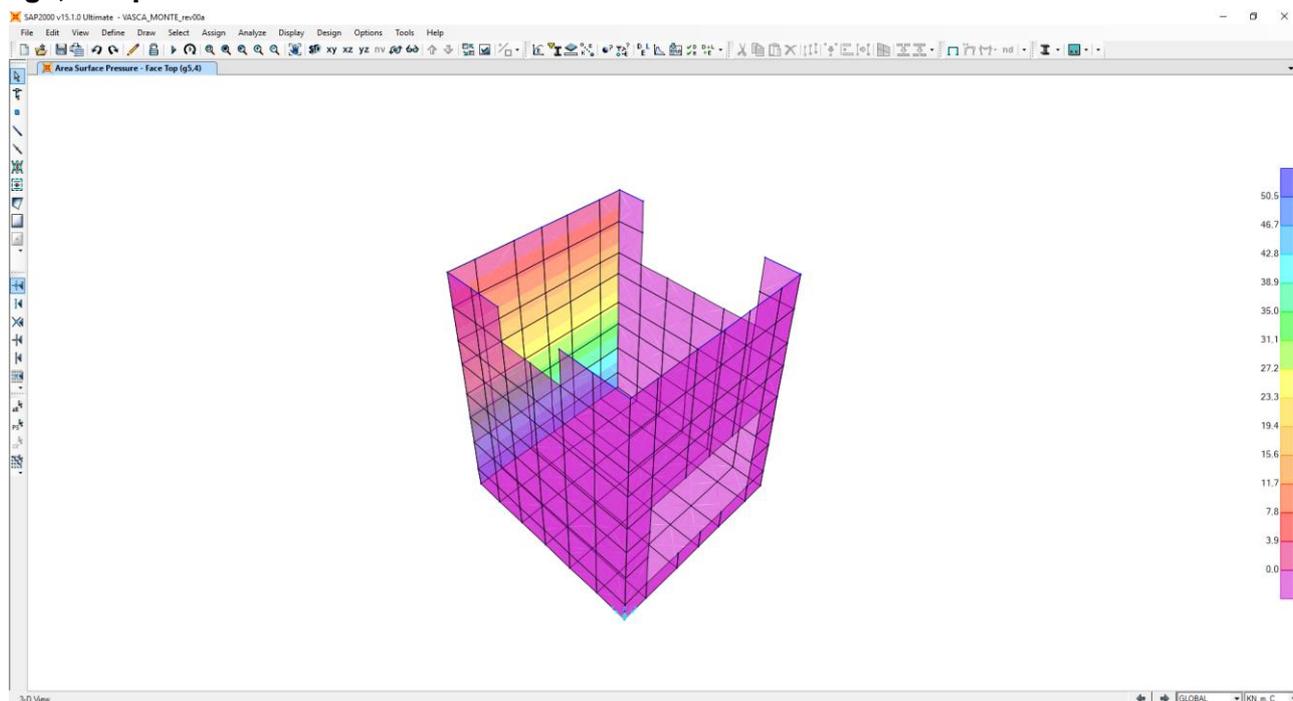
- **“g5,2”- spinta dei terreni lato sinistro**



"g5,3"- spinta dei terreni lato valle



"g5,4"- spinta lato dei terreni monte



9.2.3 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI PERMANENTI

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

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

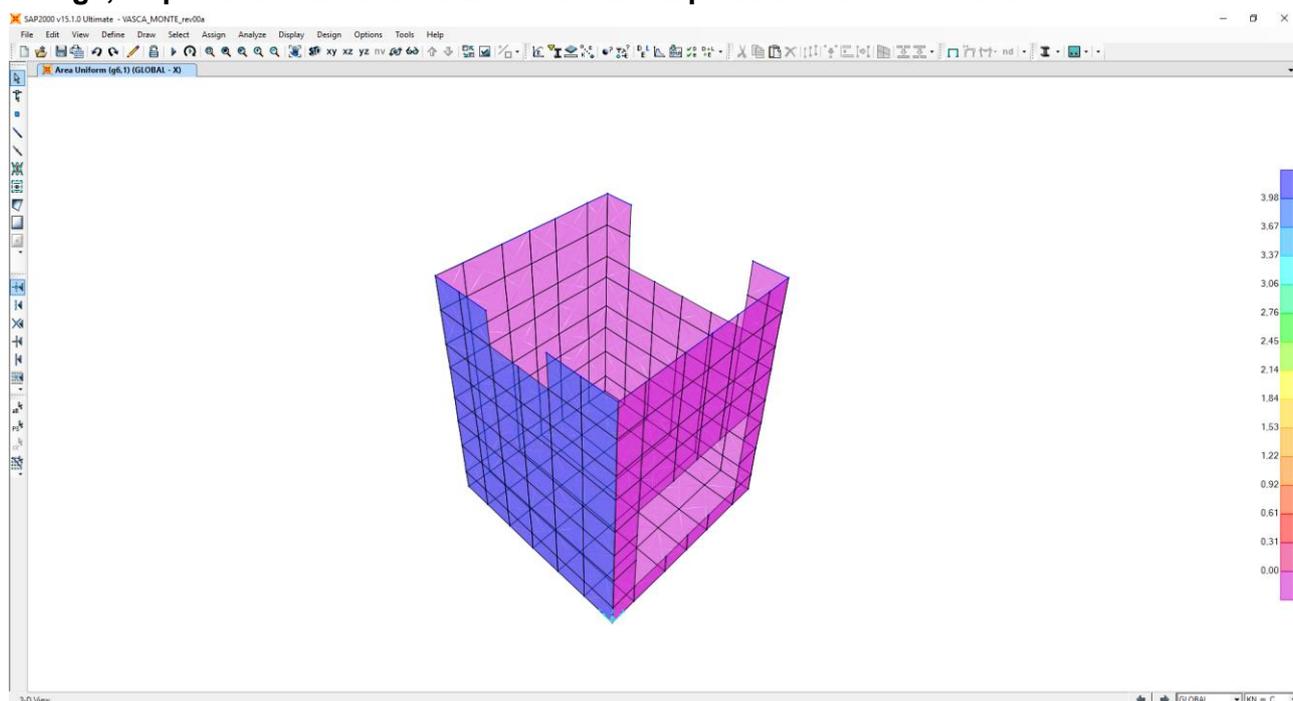
dove:

- p è l'entità del sovraccarico permanente agente (peso del terreno posto a tergo delle pareti perimetrali, della pavimentazione e del rilevato per il setto lato strada);
- k è il coefficiente di spinta del terreno definito al paragrafo precedente.

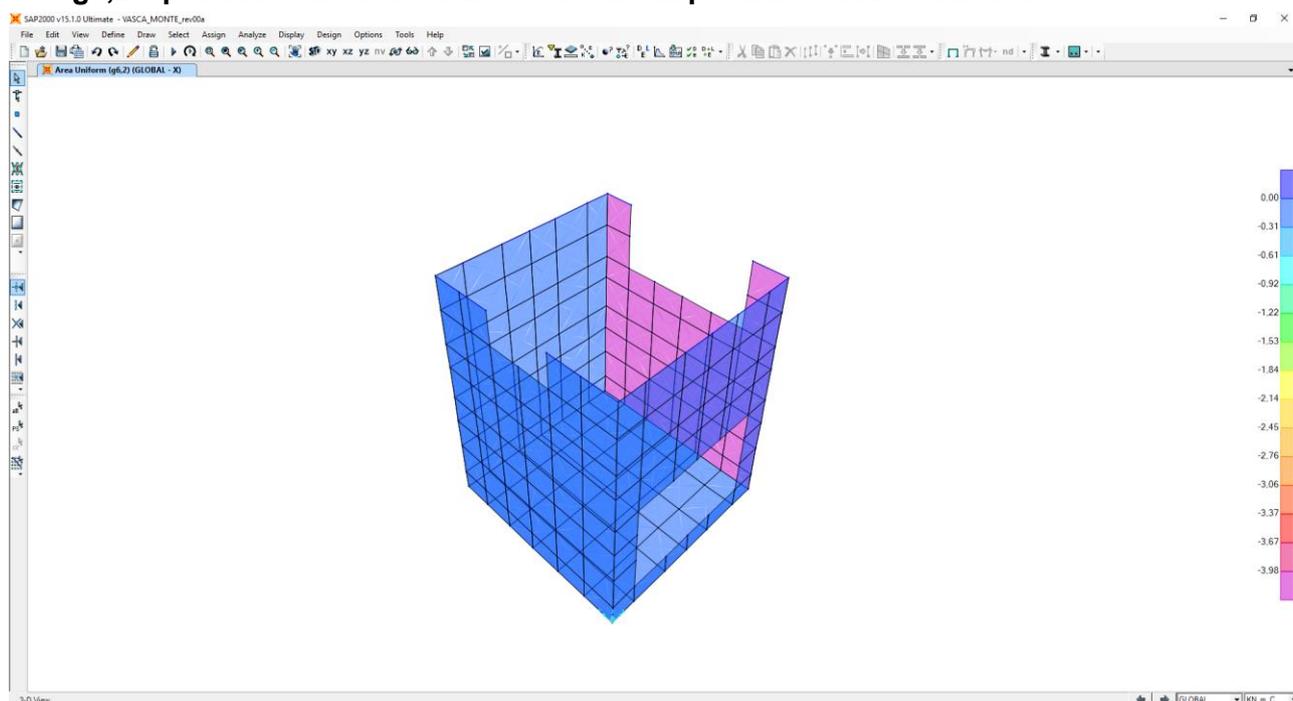
Il valore del sovraccarico in via generale assente, è stato fissato arbitrariamente a vantaggio di sicurezza pari a **10 kN/m²**

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

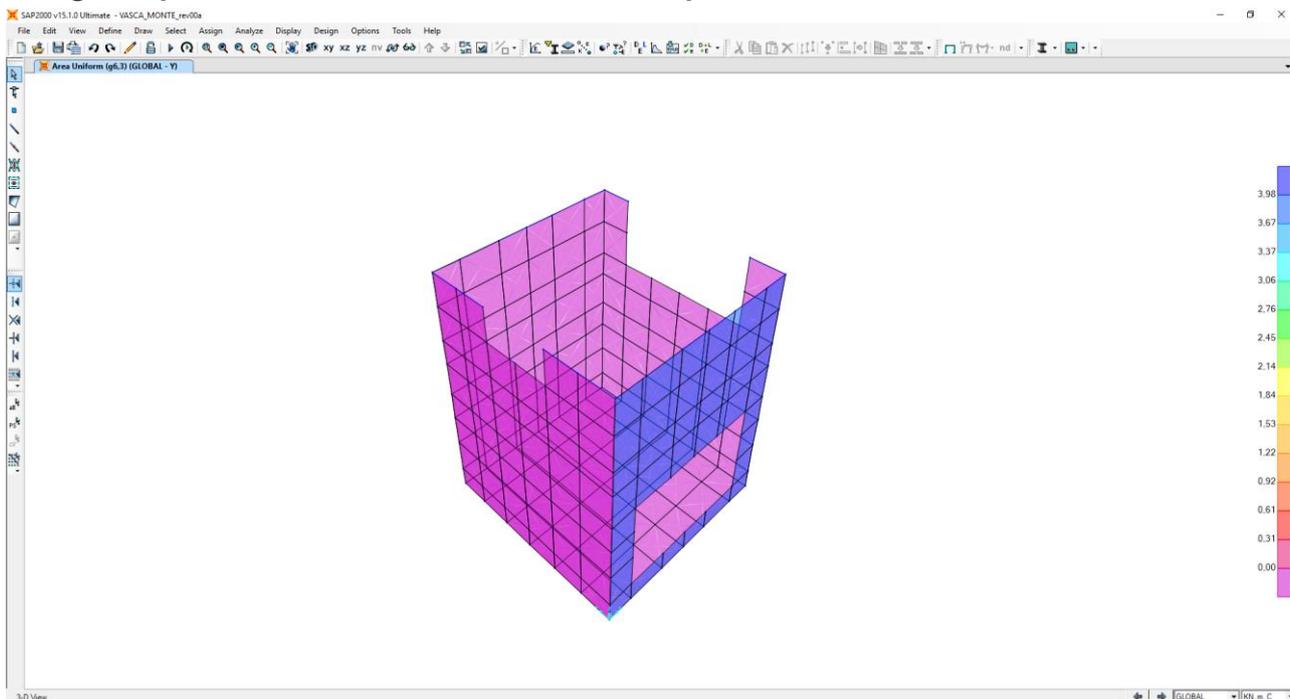
- **"g6,1" spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato destro.**



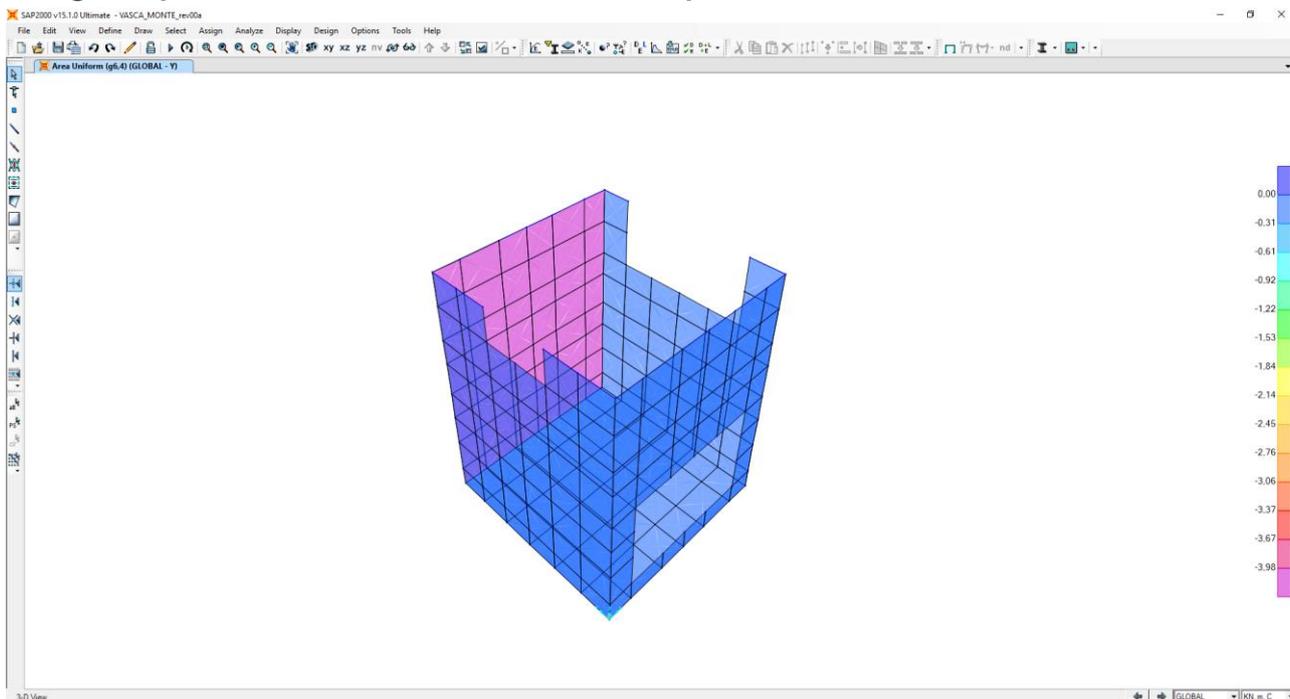
- **"g6,2" spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato sinistro.**



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



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



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 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

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

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

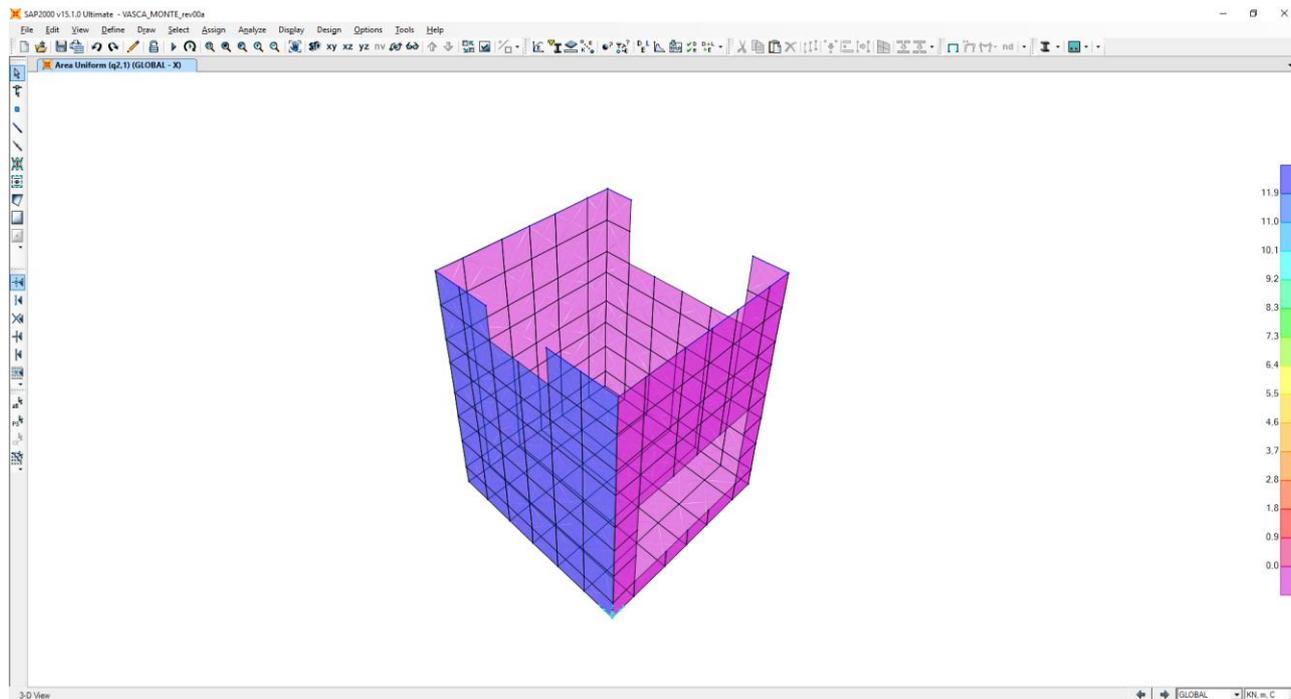
dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente posto pari a **30,00 kN/m²**;
- k è il coefficiente di spinta del terreno.

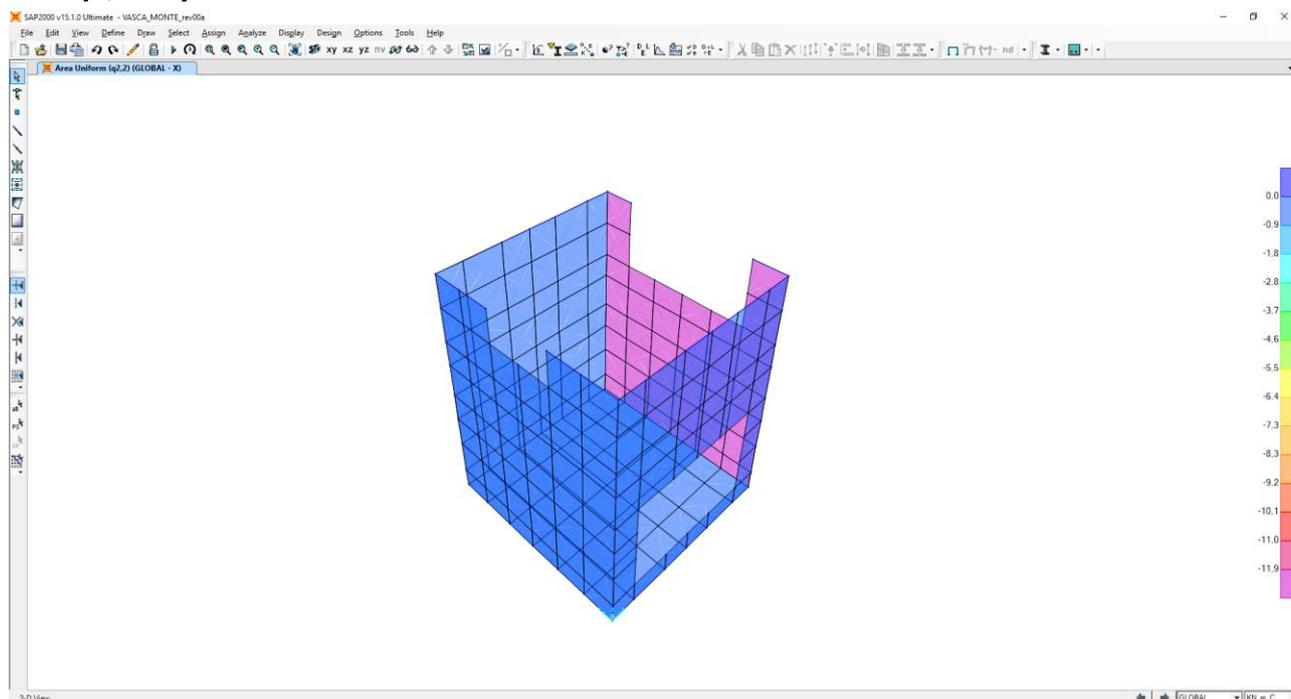
Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k0)

Tale carico nel modello è definito come segue:

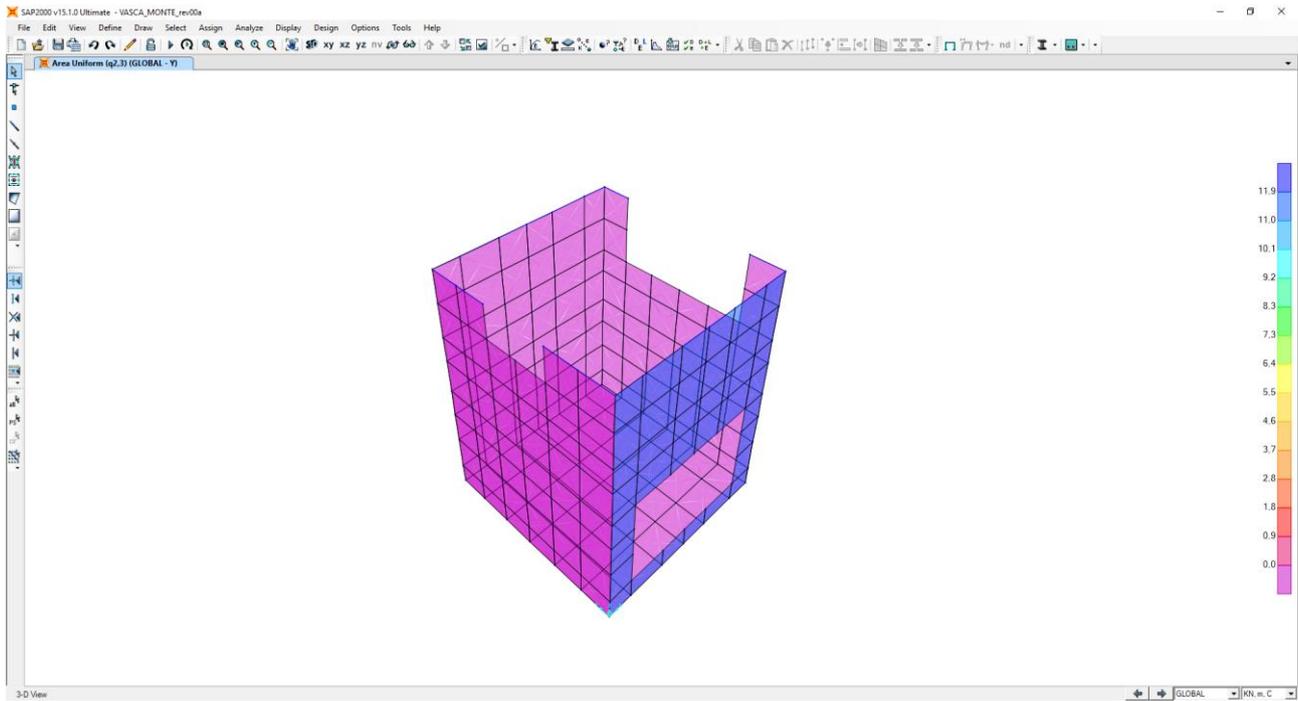
- **"q2,1"- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato destro.**



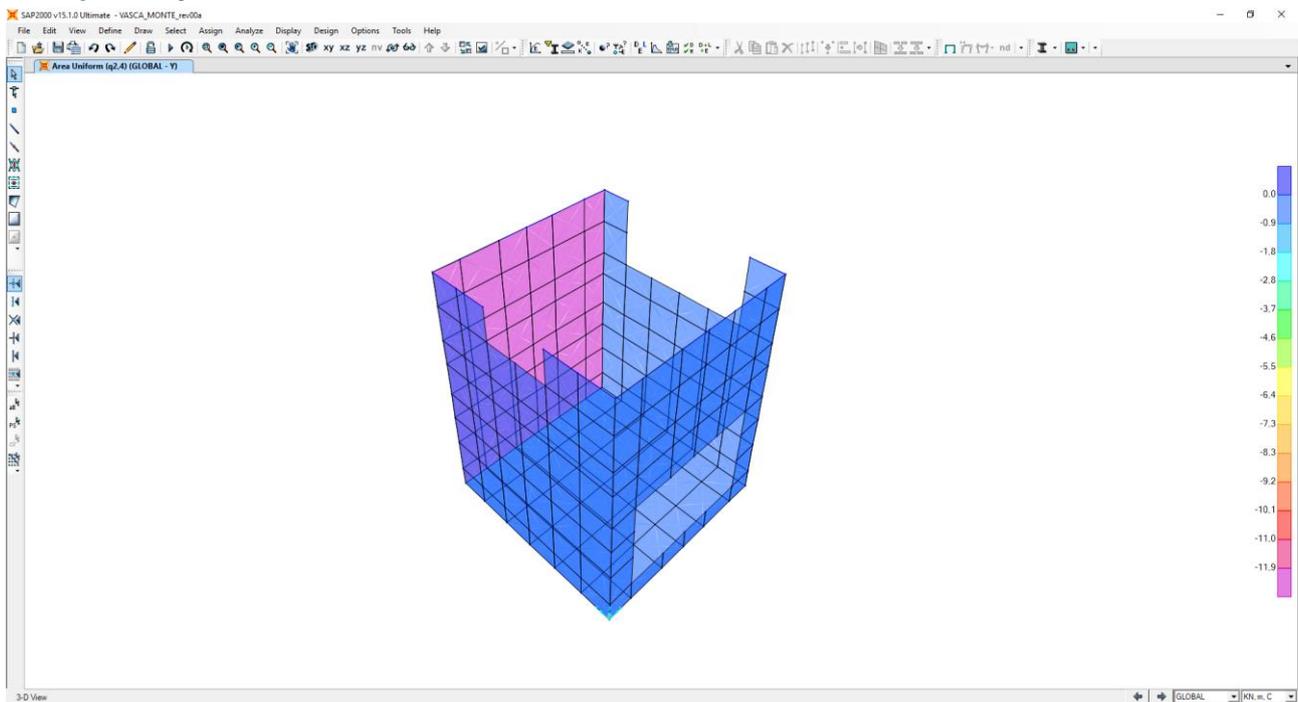
- **"q2,2"- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato sinistro.**



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



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

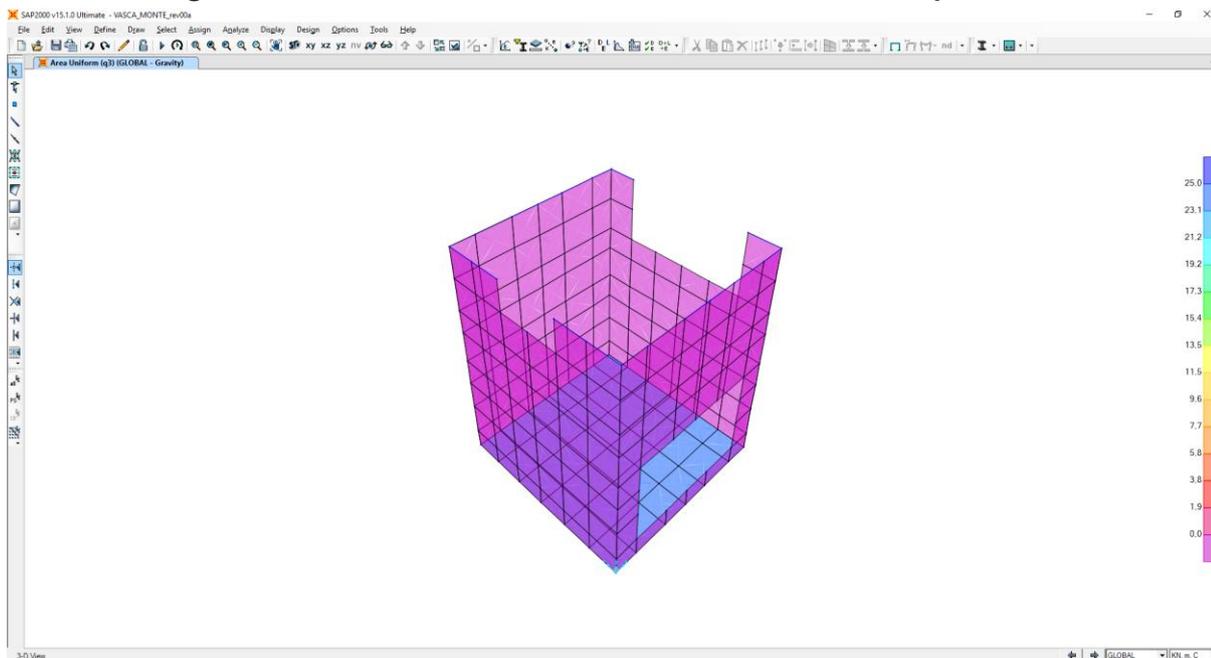


9.3.2 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

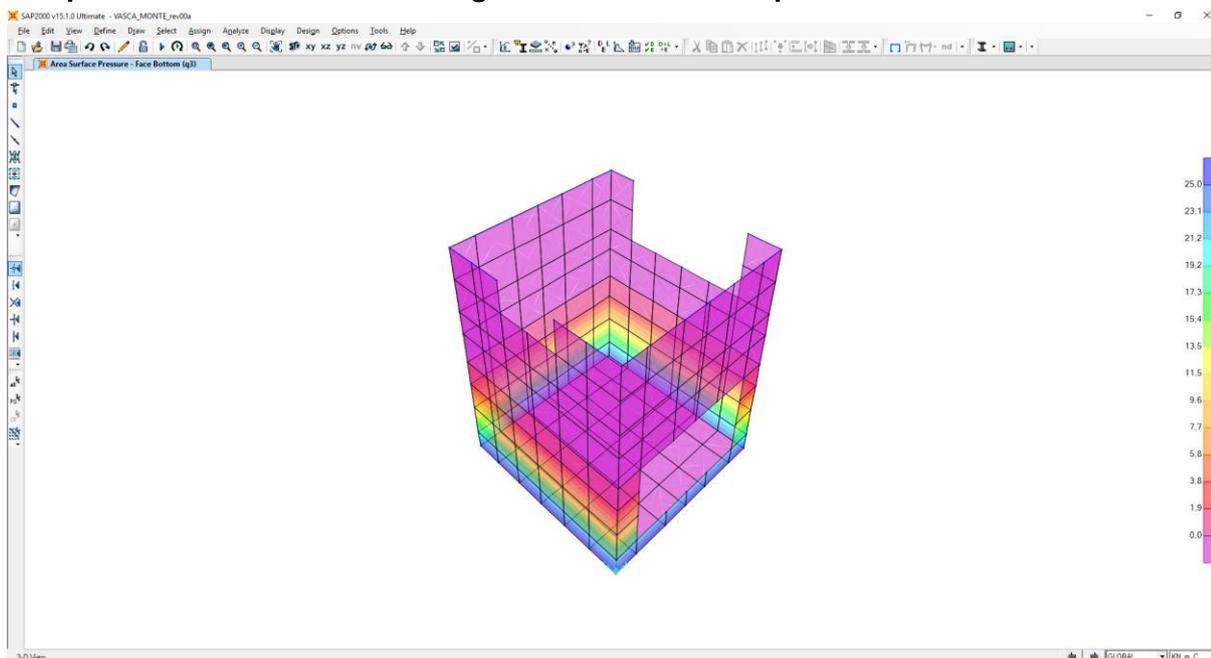
Per la vasca in esame il carico accidentale che può gravare sulla fondazione è rappresentato dal carico idraulico.

L'altezza massima di riempimento dell'acqua è stata assunta pari a 2,50m che è l'altezza massima del tombino. E' stato considerato un peso per unità di volume dell'acqua pari a $\gamma_{acqua}=10,00\text{kN/m}^3$. 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)

9.4 AZIONE SISMICA

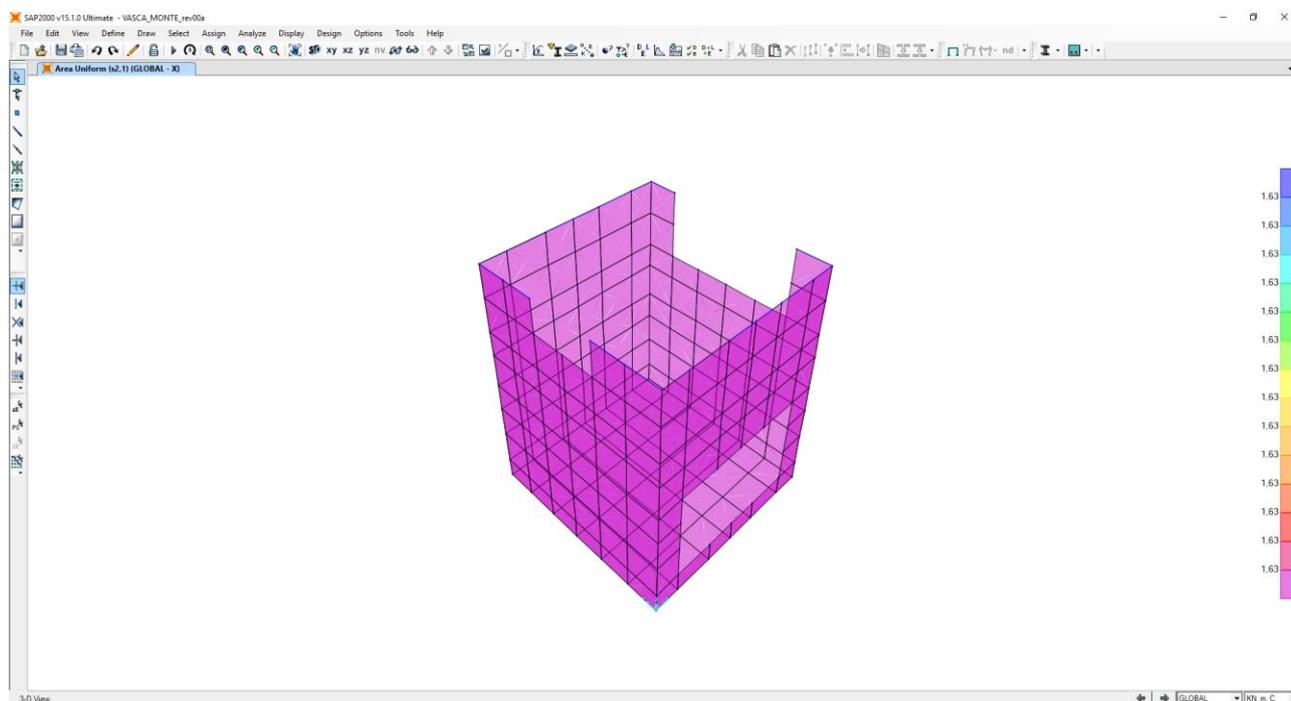
Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.6 della norma vigente. In particolare 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.

9.4.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

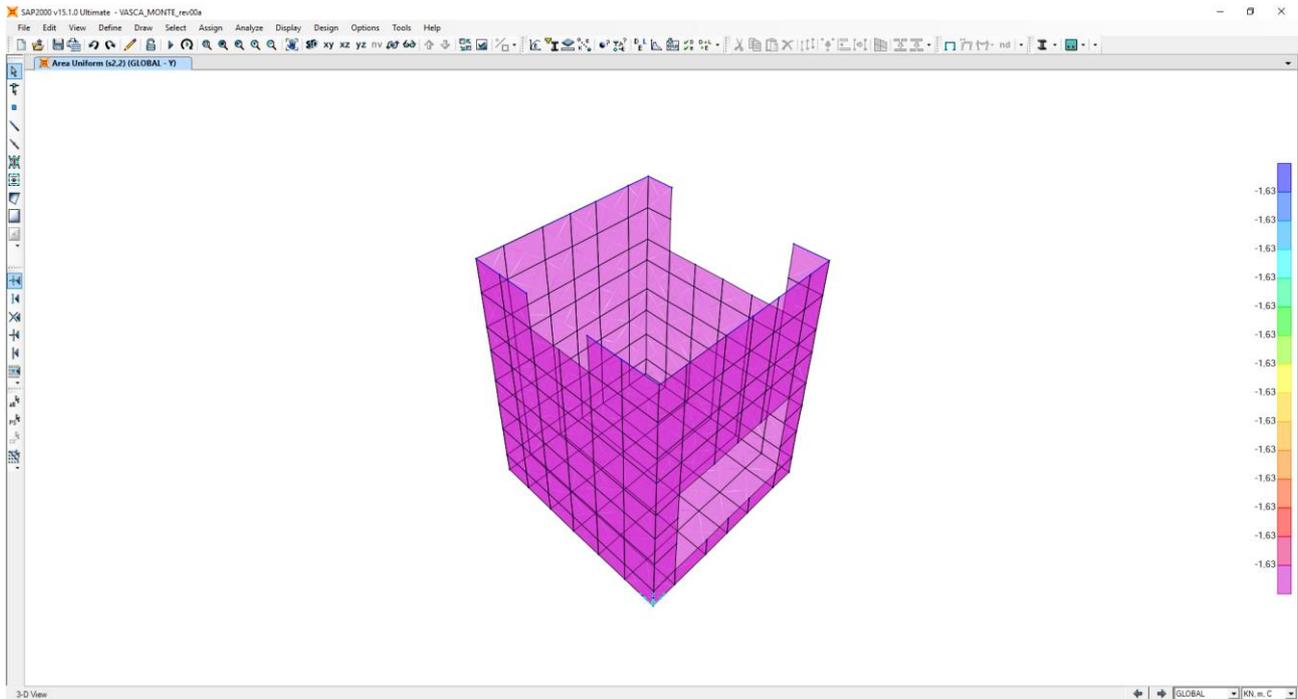
Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

Tali azioni nel modello sono definite come segue:

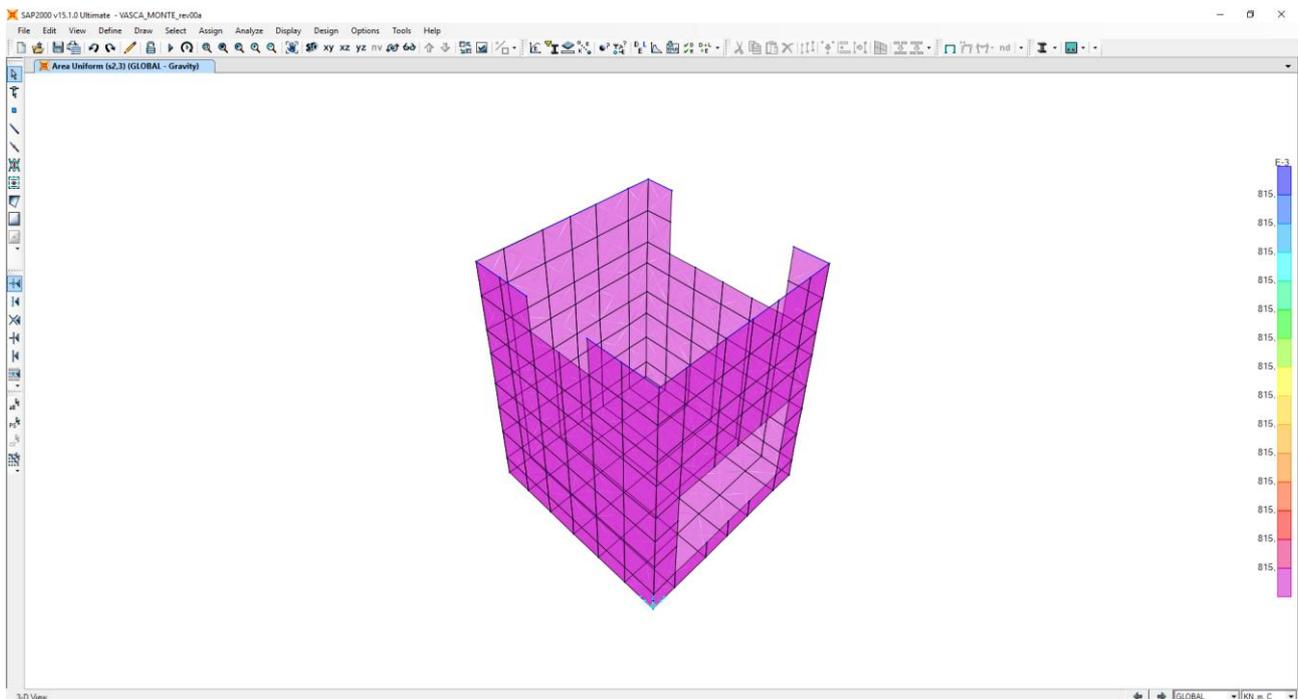
- "s2.1" inerzia elementi strutturali in direzione trasversale.



- **“s2.2” inerzia elementi strutturali in direzione longitudinale.**



- **“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).

9.4.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

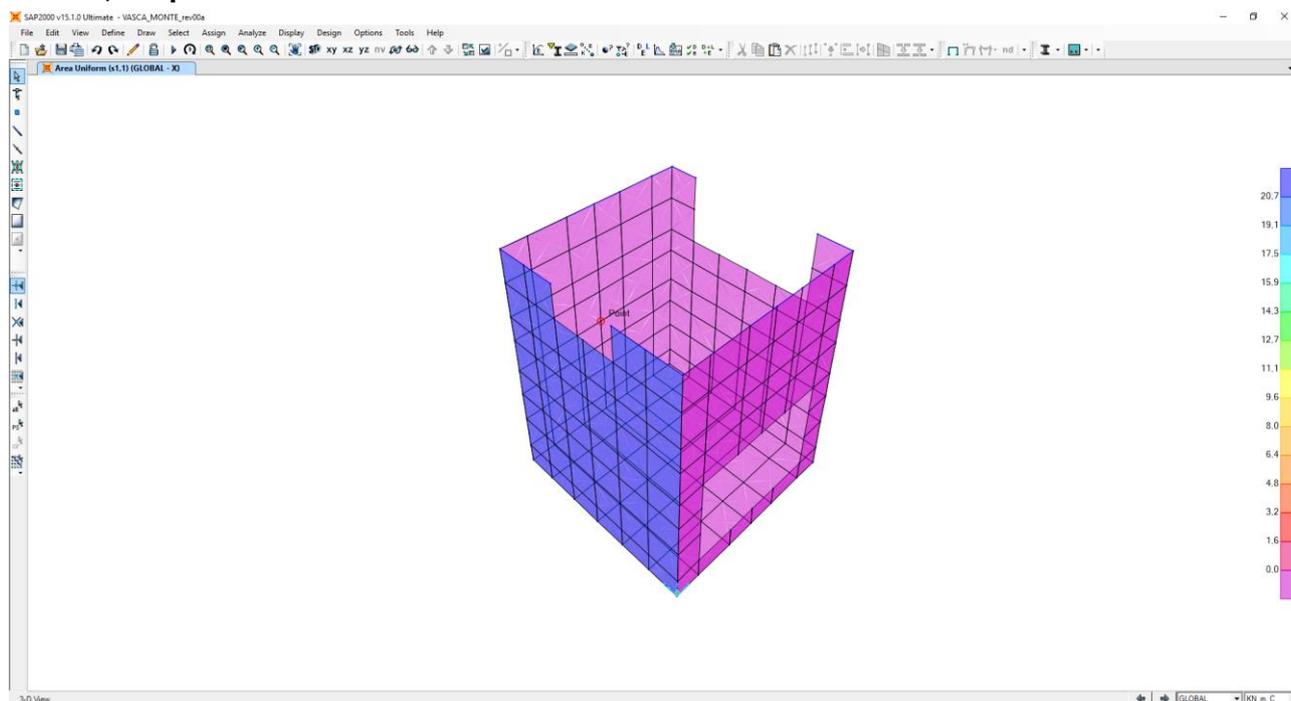
$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

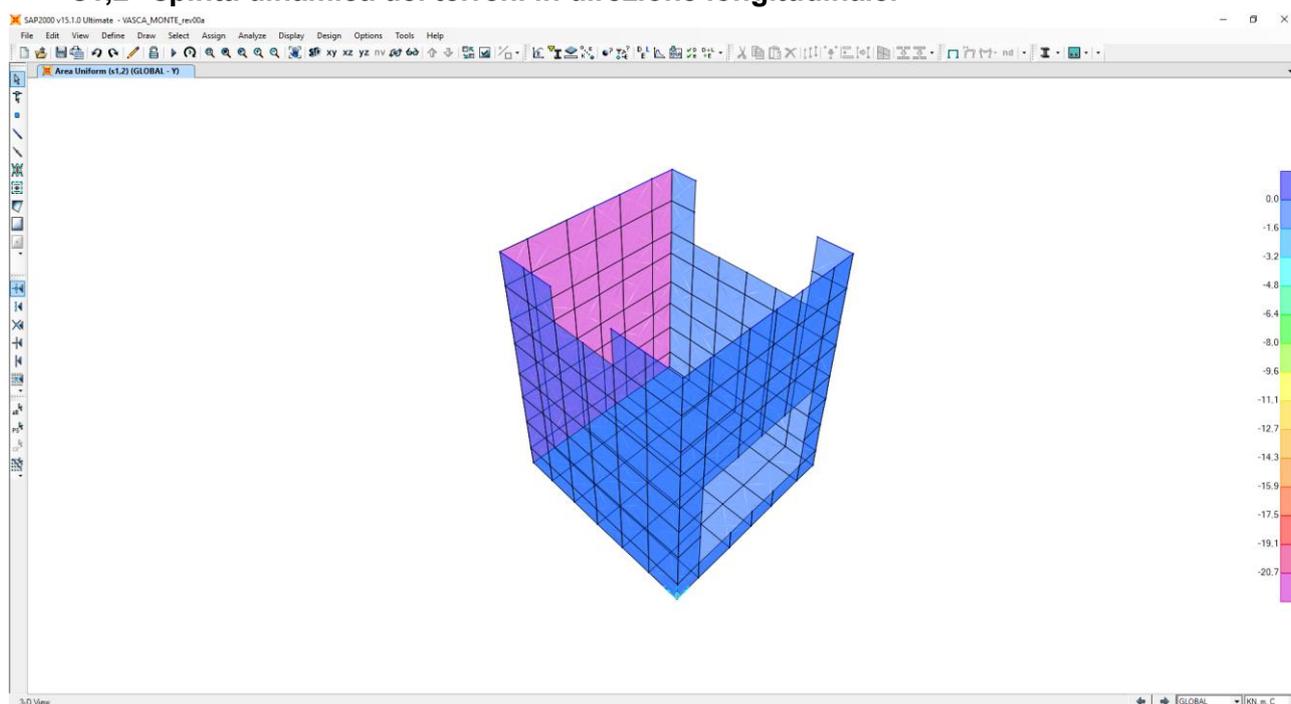
- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno.

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).

9.4.3 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:

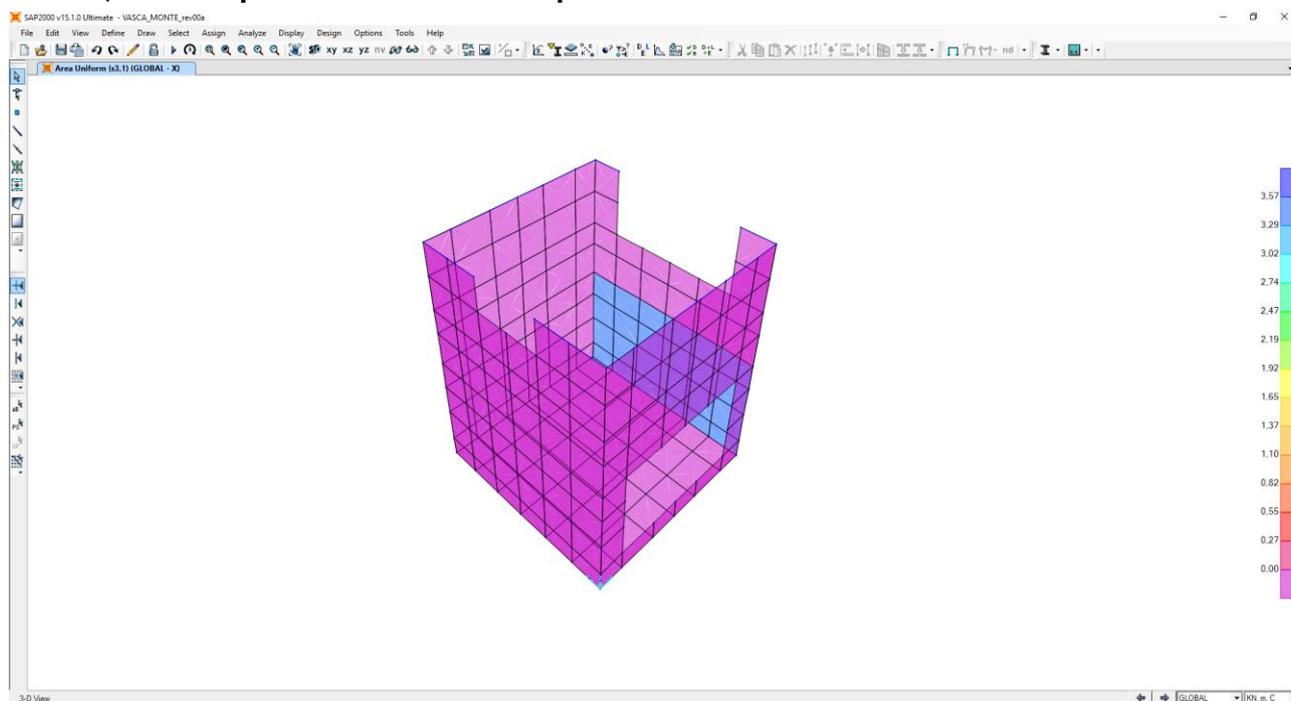
$$P = \frac{7}{8} \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H$$

dove:

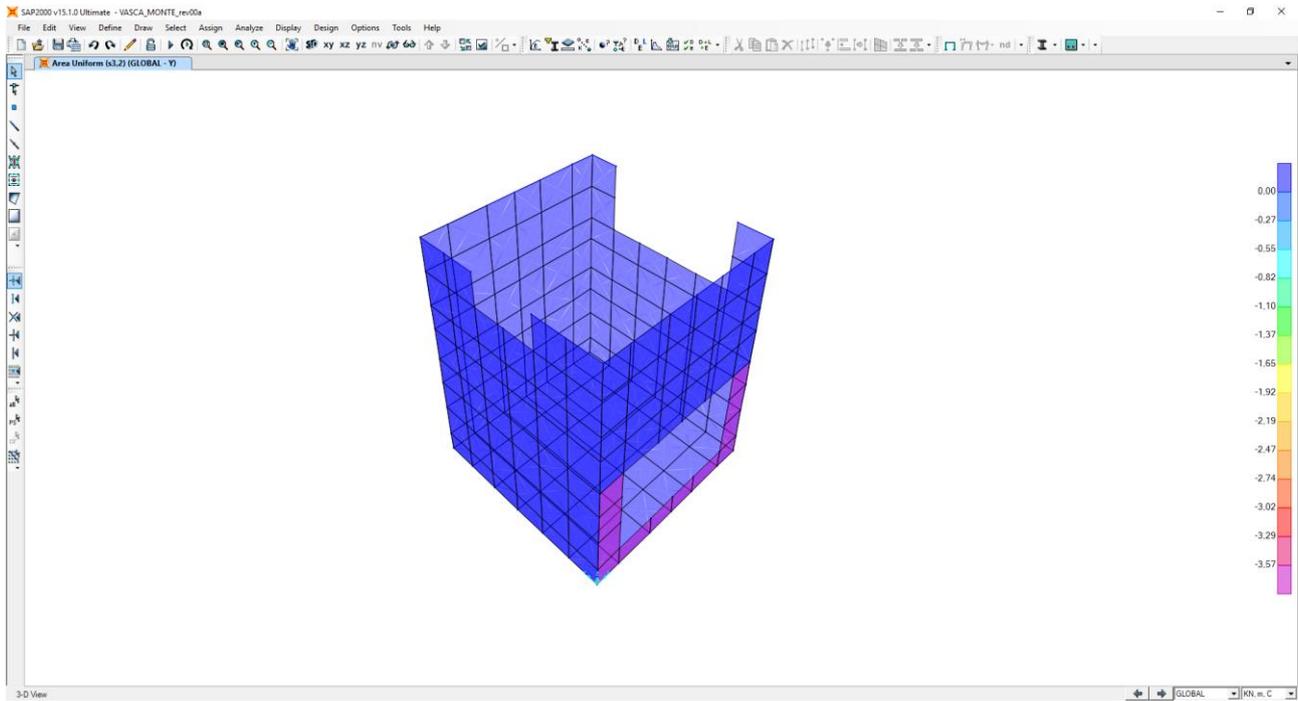
- γ è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta dell'acqua;

Tale azione nel modello è definita come segue:

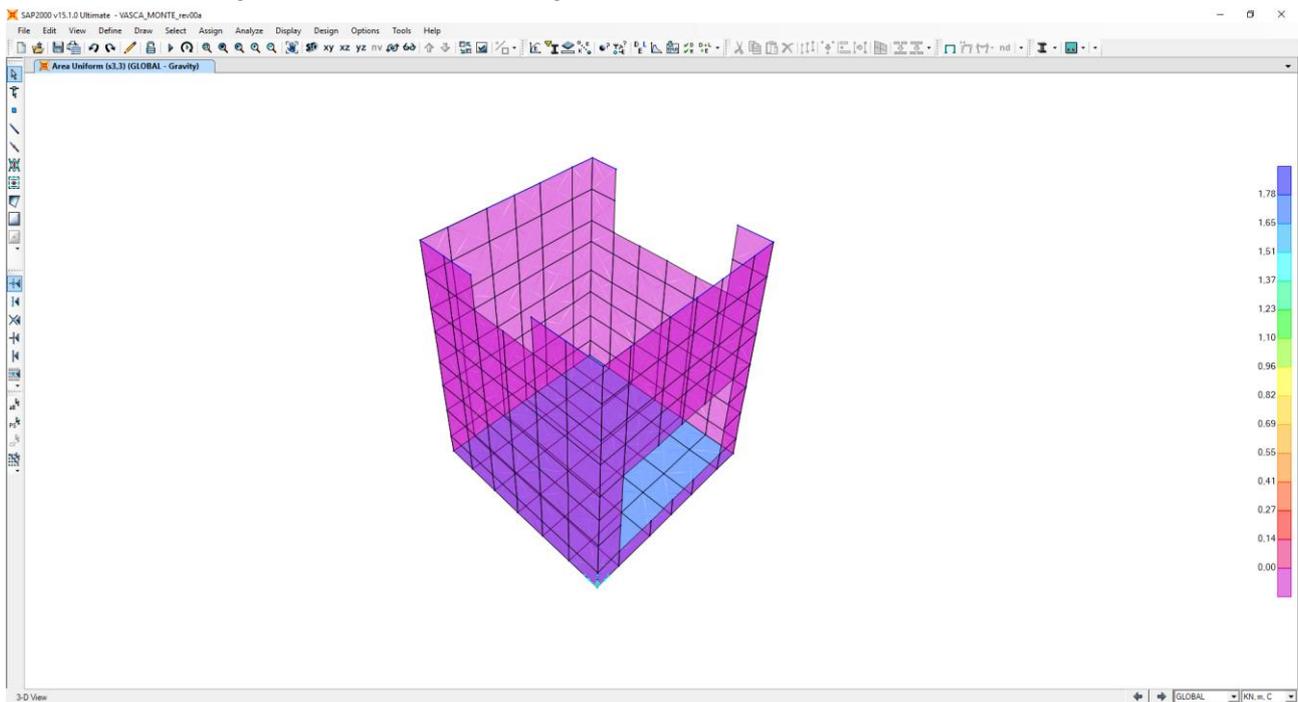
- **"s3,1" sovraspinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale.**



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



- **“s3,3”sovraspinta 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} (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 dei parapetti	-	-	CP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,1}$	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
$q_{2,4}$	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
$q_{2,1}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	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 _{2,3}	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	0,00
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							
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							
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.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tabella 2.6.I – 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							
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

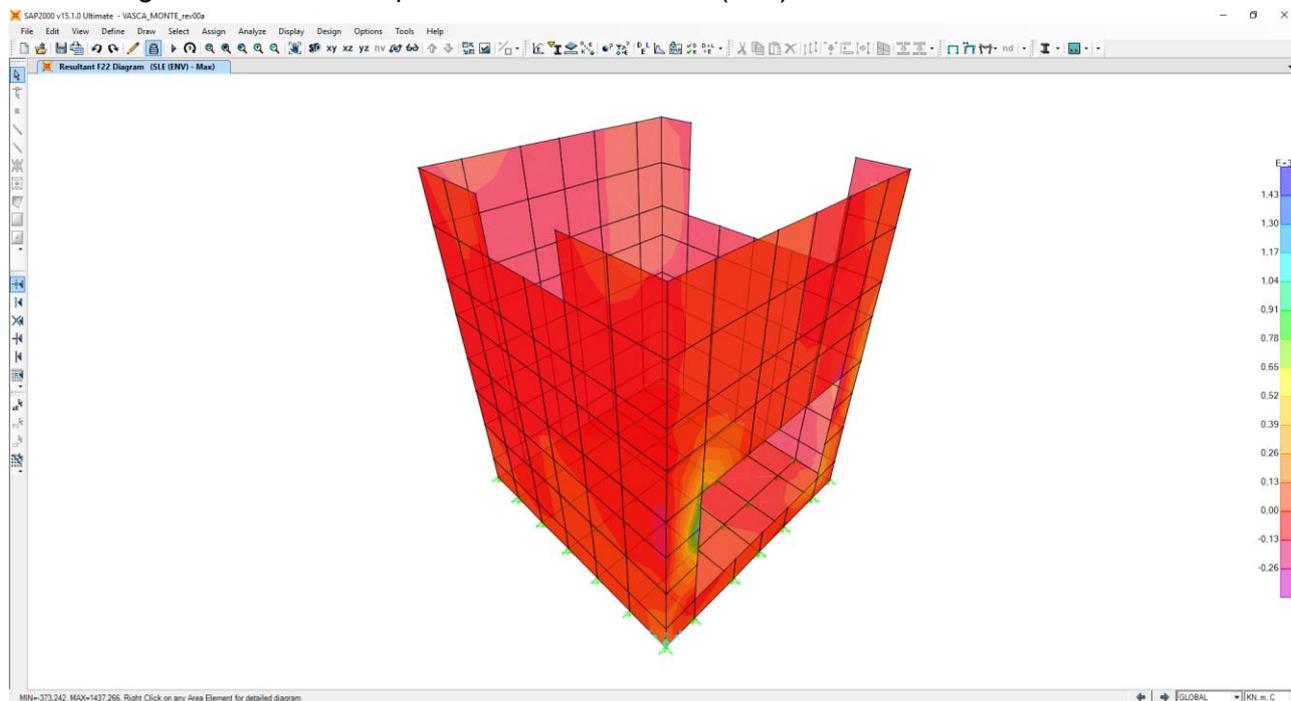
CASO DI ANALISI	SISMA.9	SISMA.10	SISMA.11	SISMA.12
	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	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

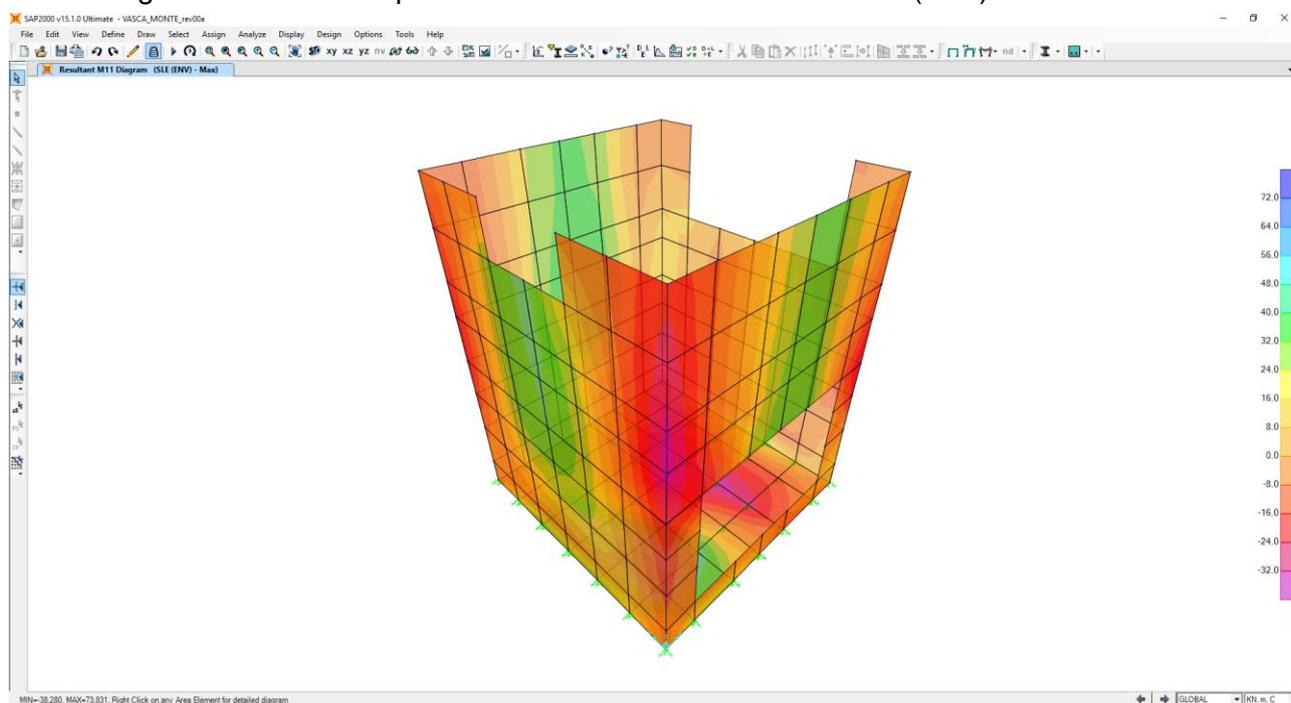
Nei paragrafi successivi sono riportati le azioni sollecitanti agenti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

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

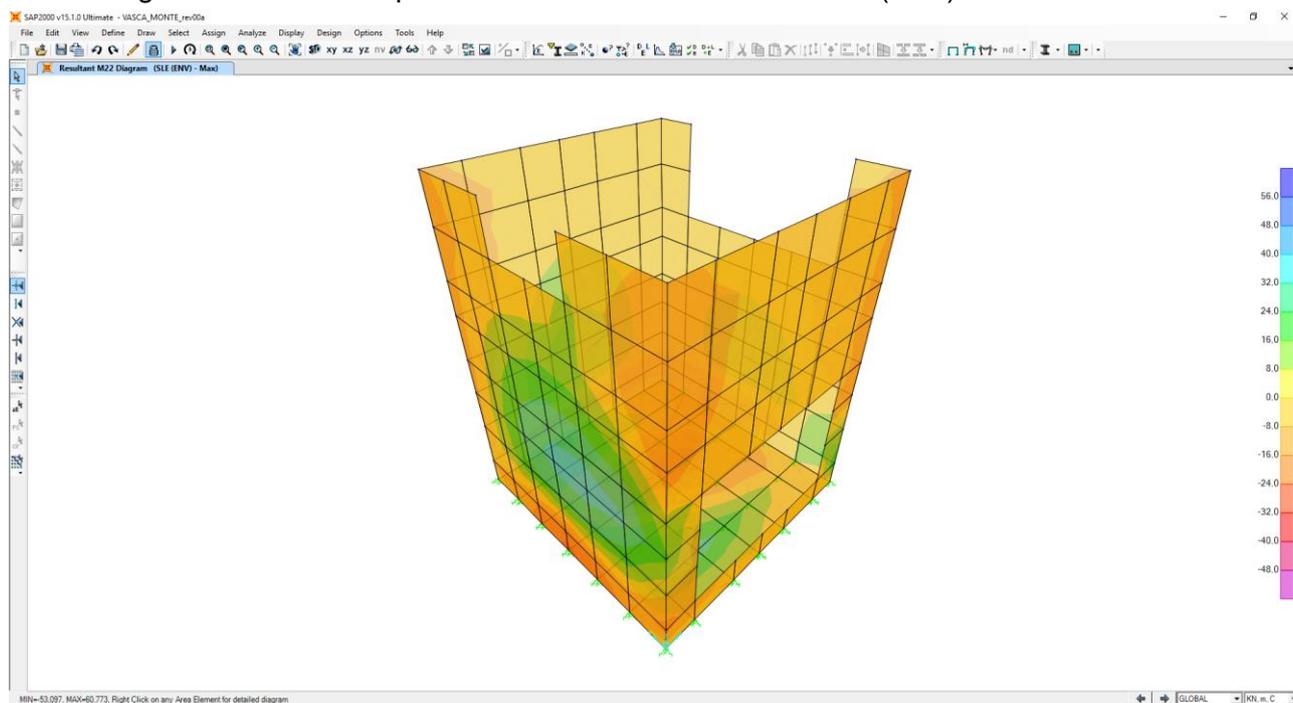
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



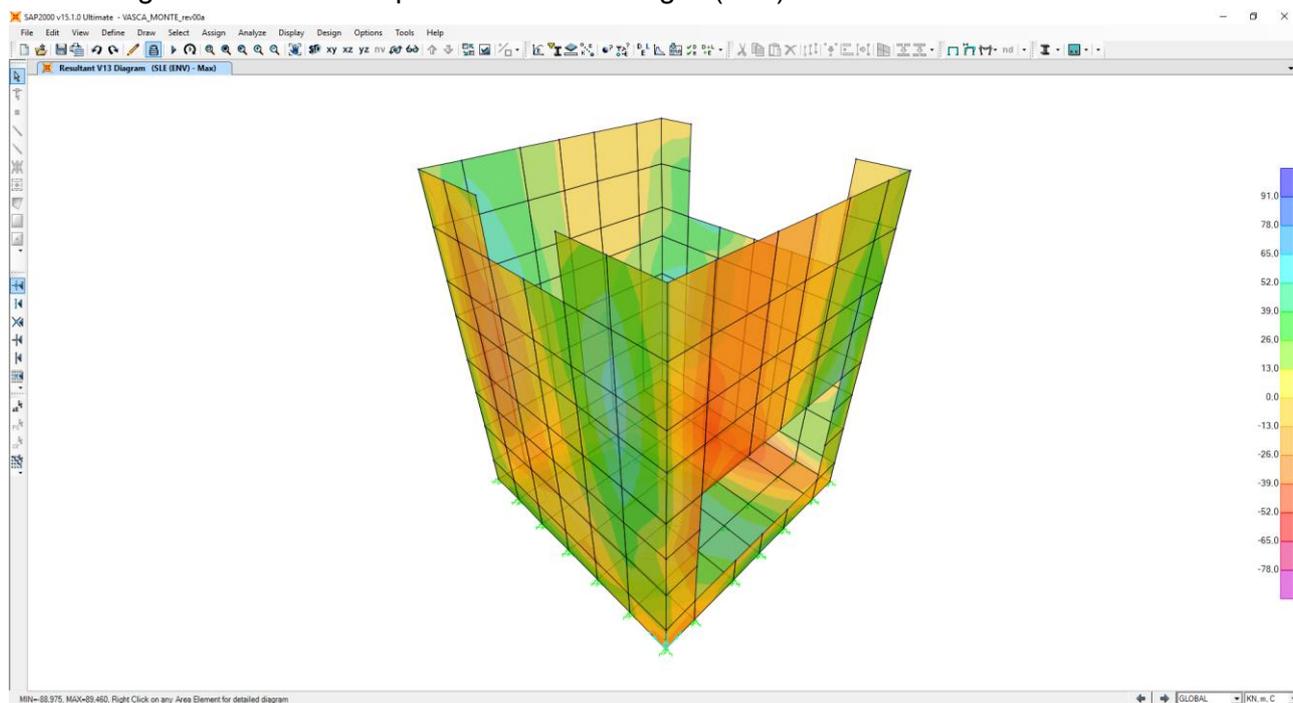
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



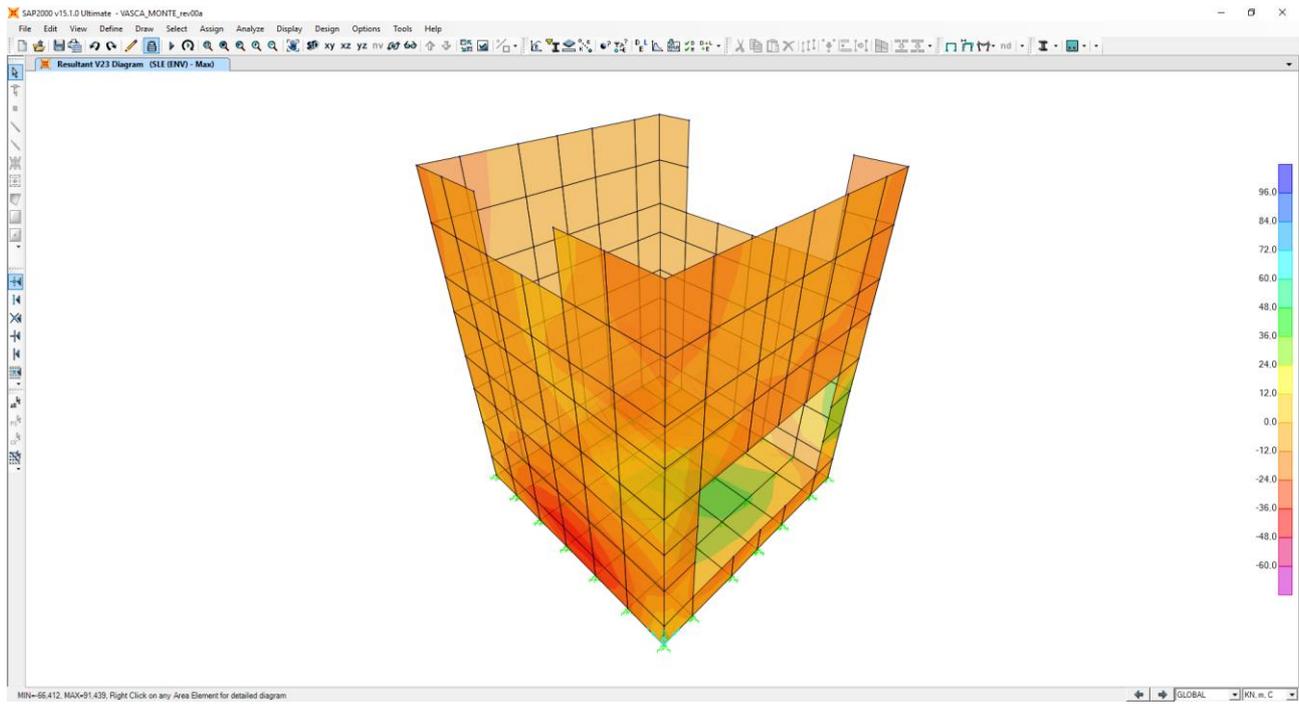
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

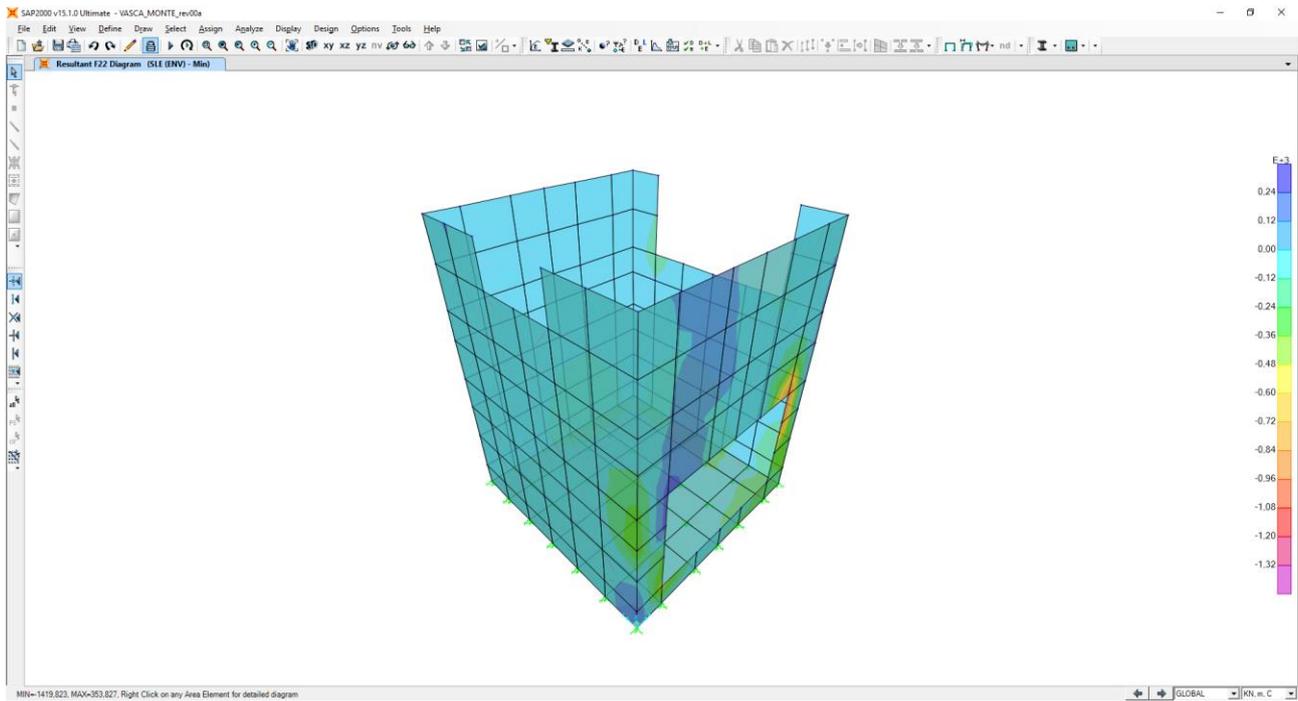


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

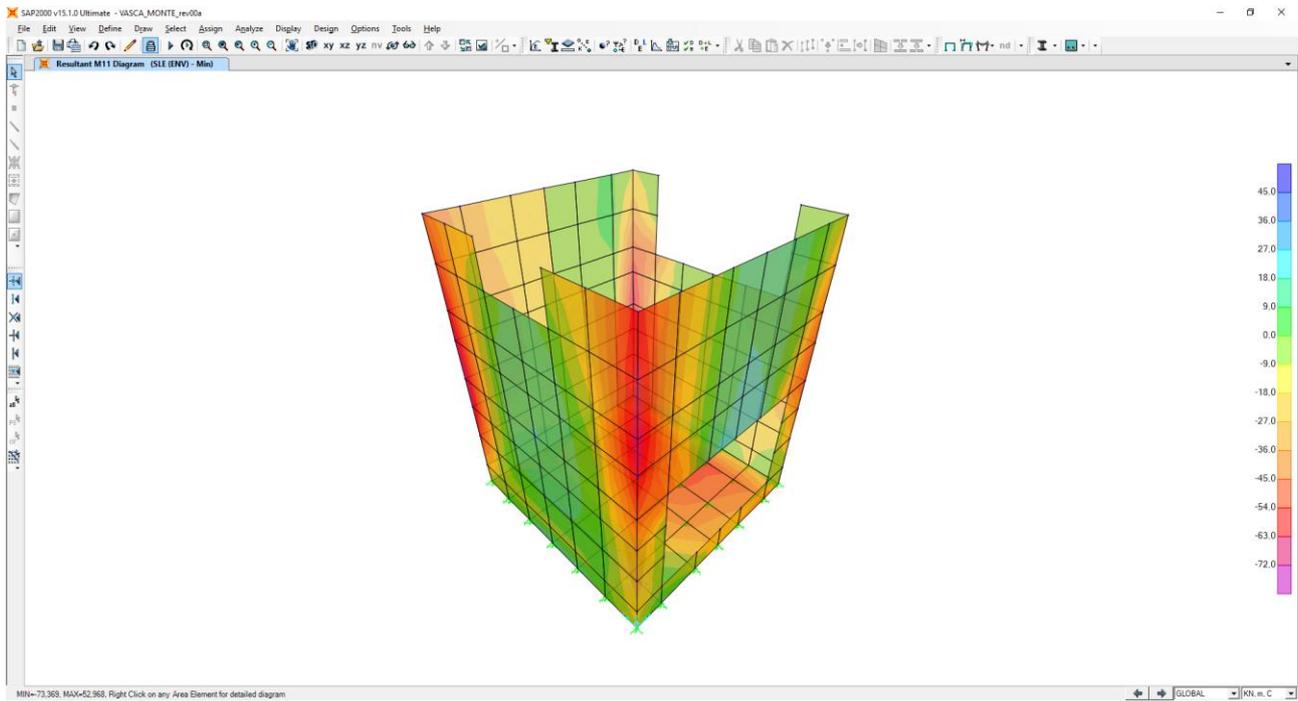


11.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MIN

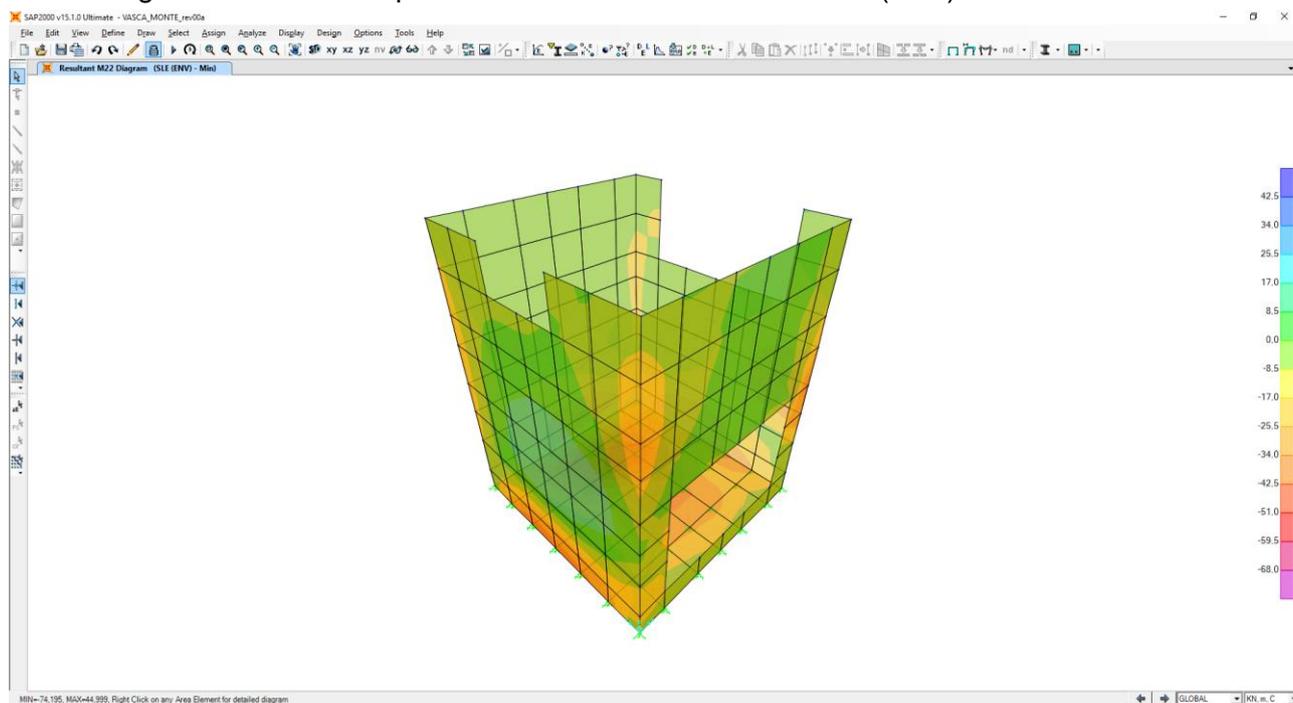
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



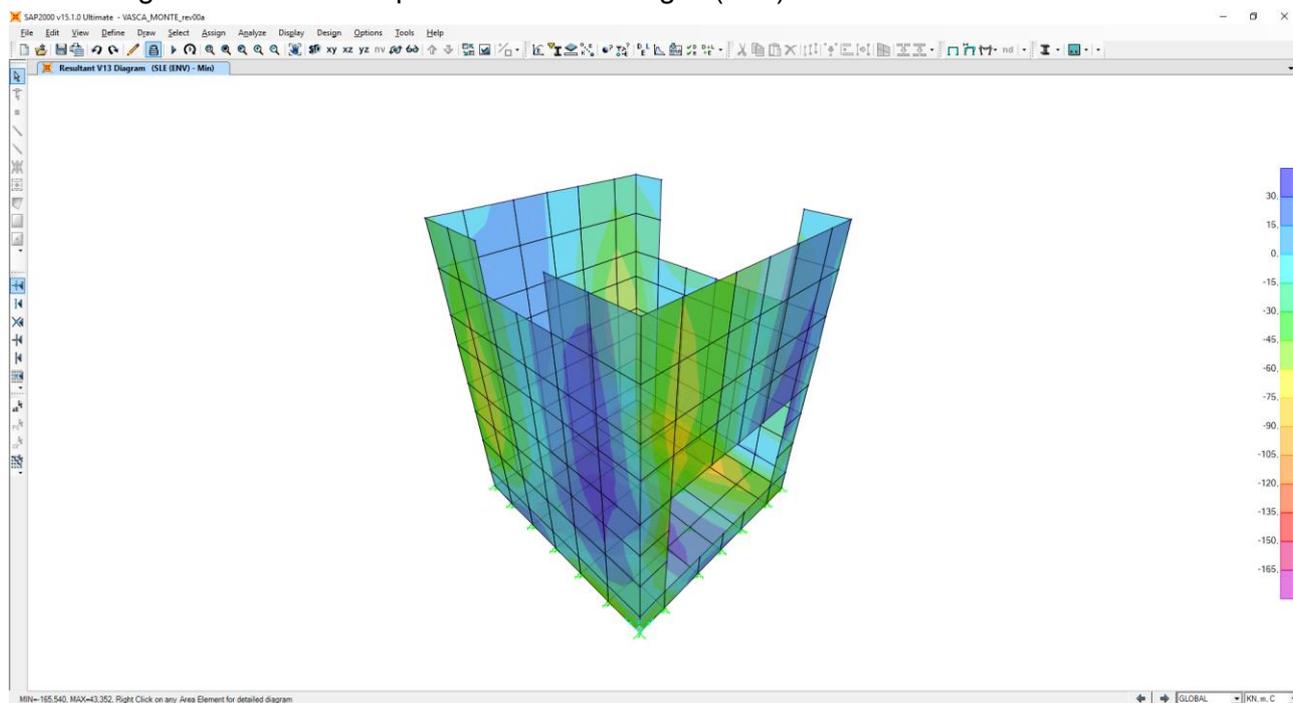
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



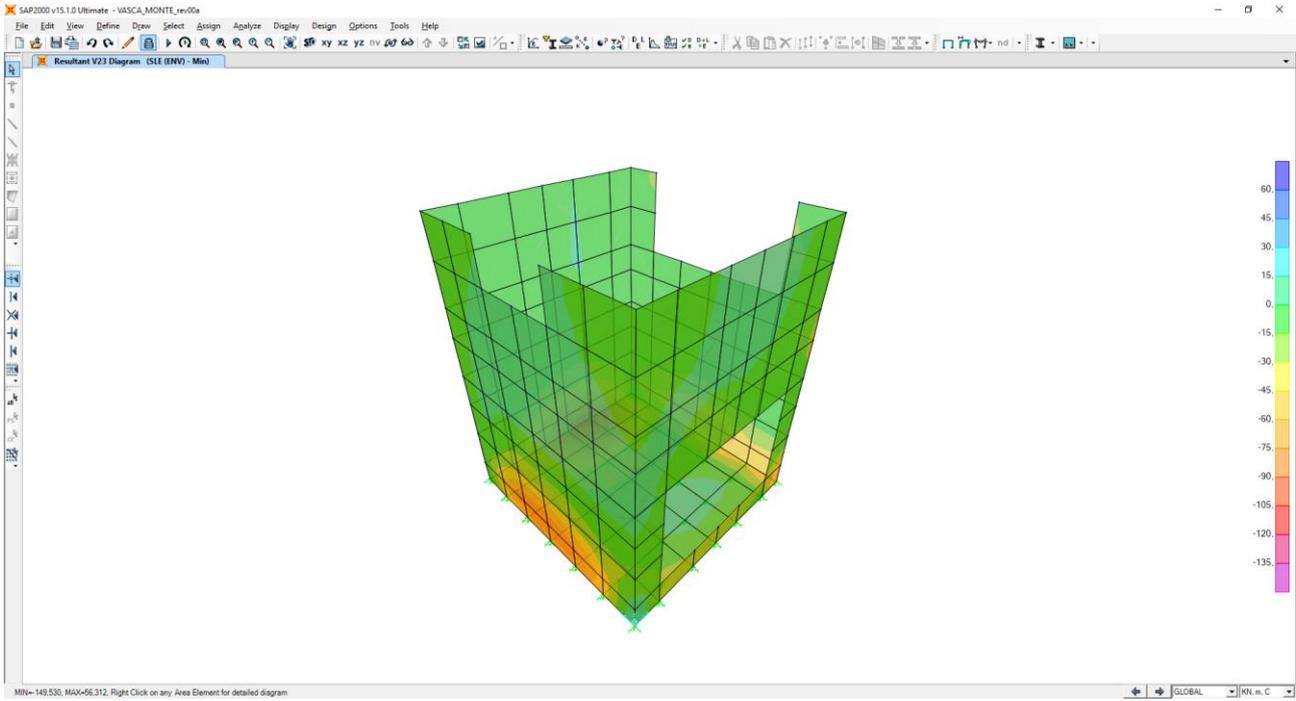
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

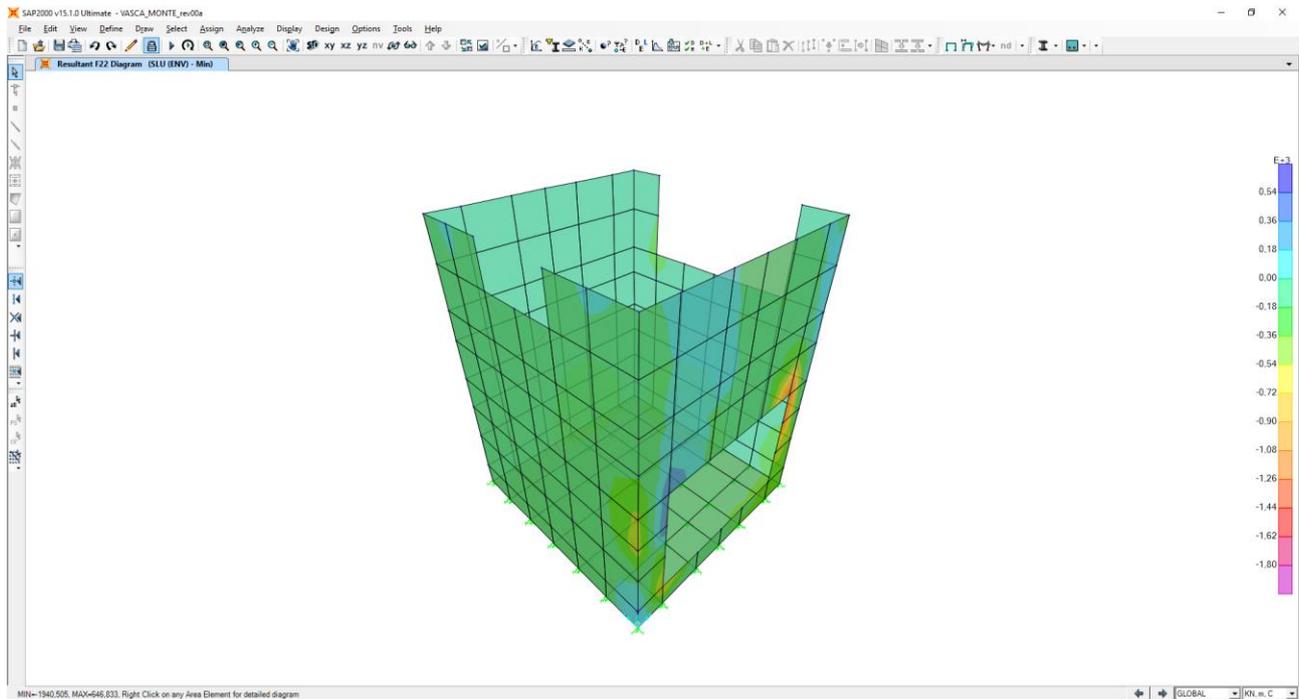


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

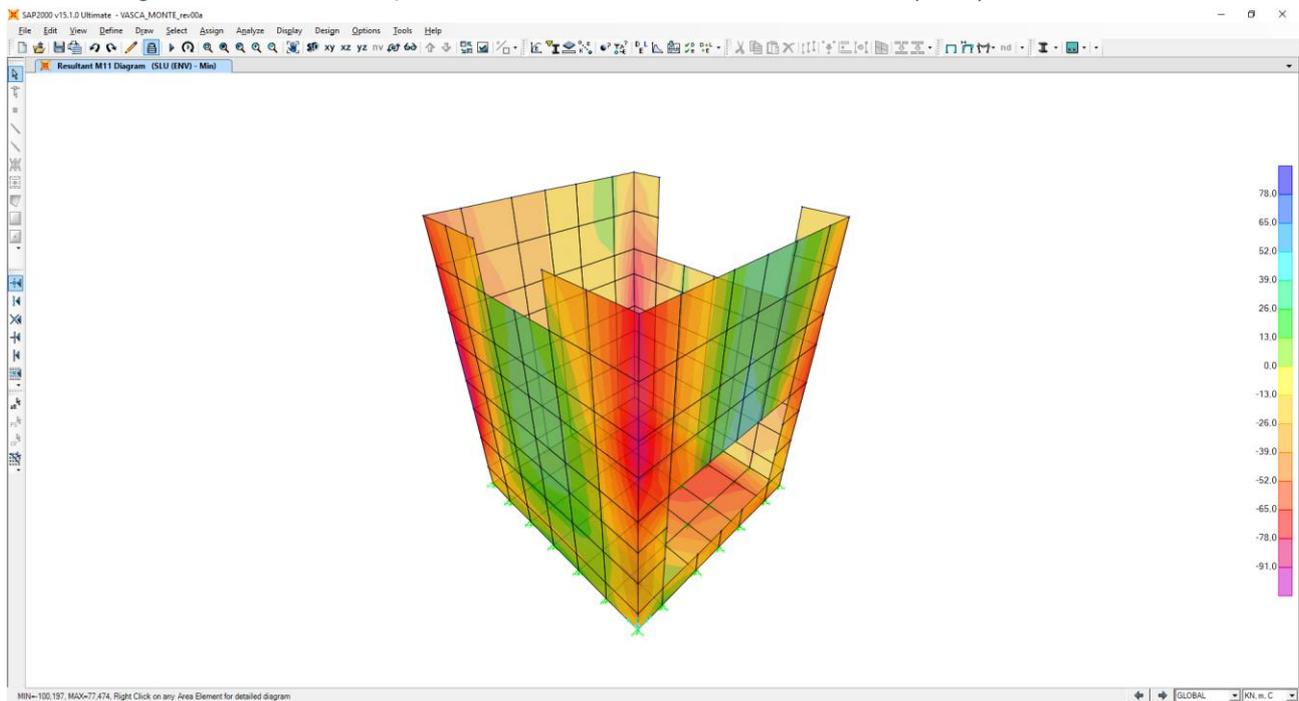


11.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MAX

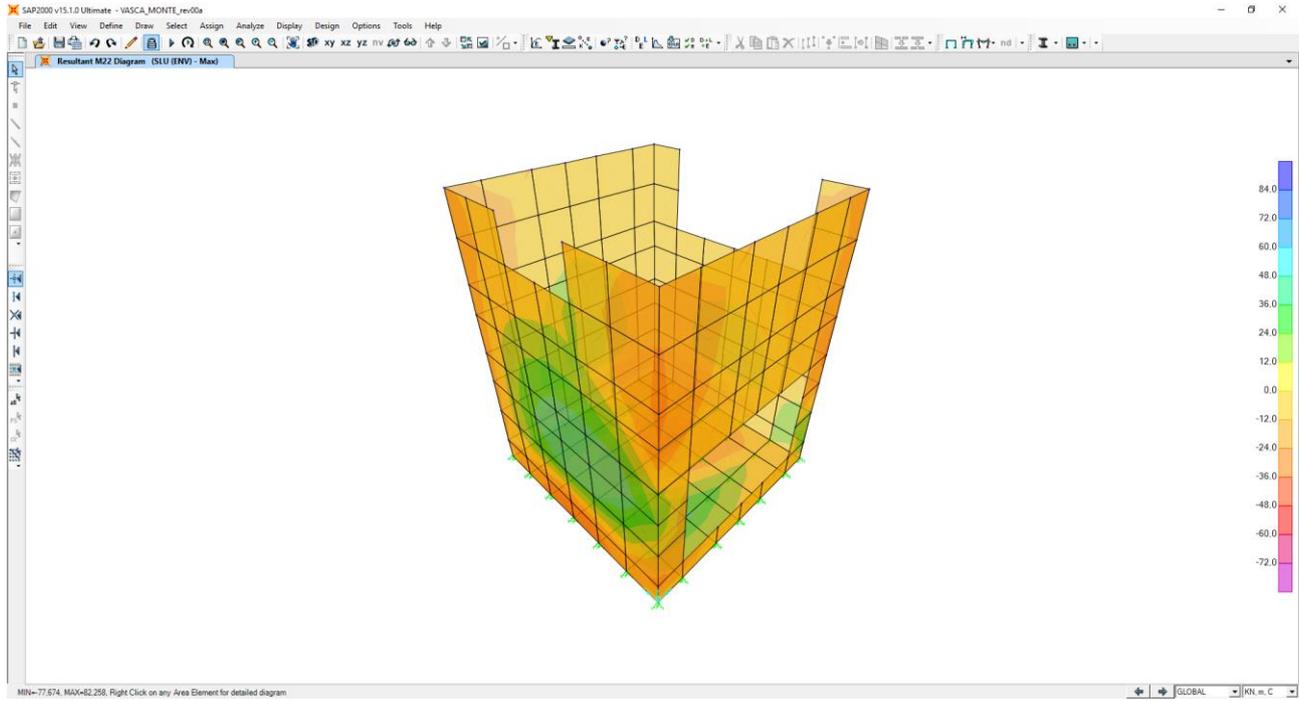
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



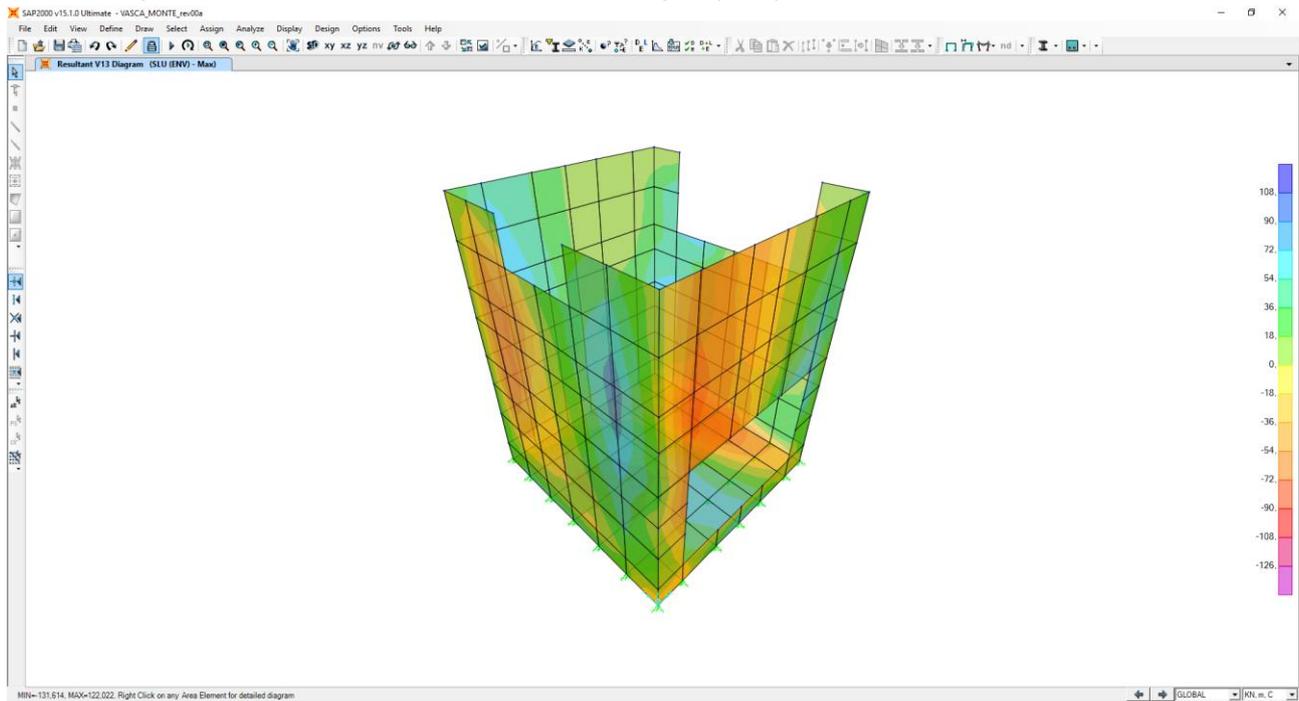
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



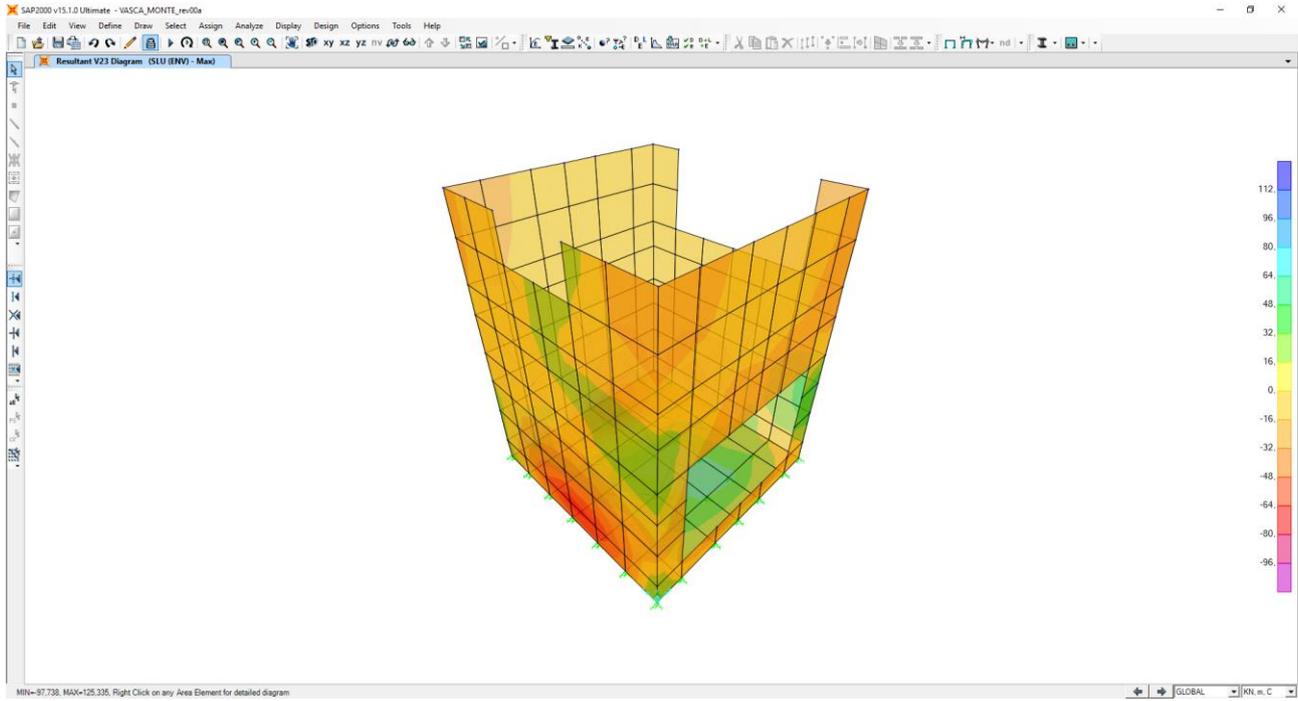
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

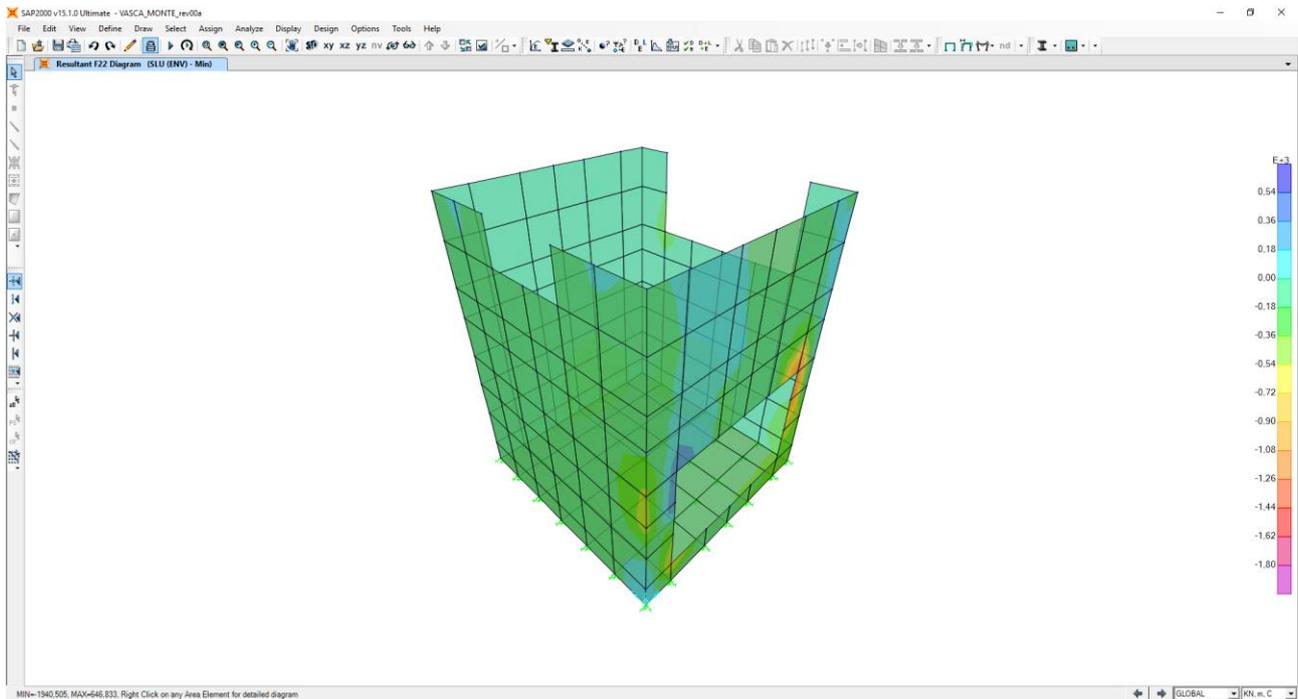


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

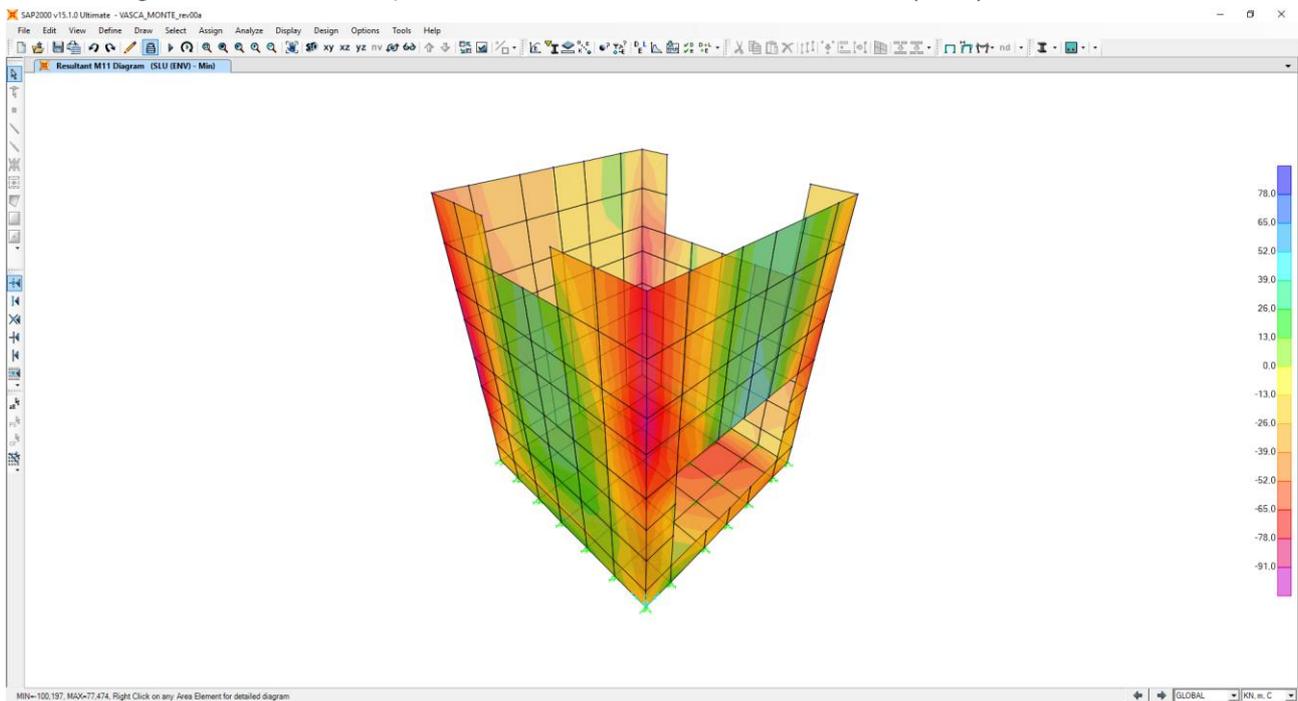


11.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MIN

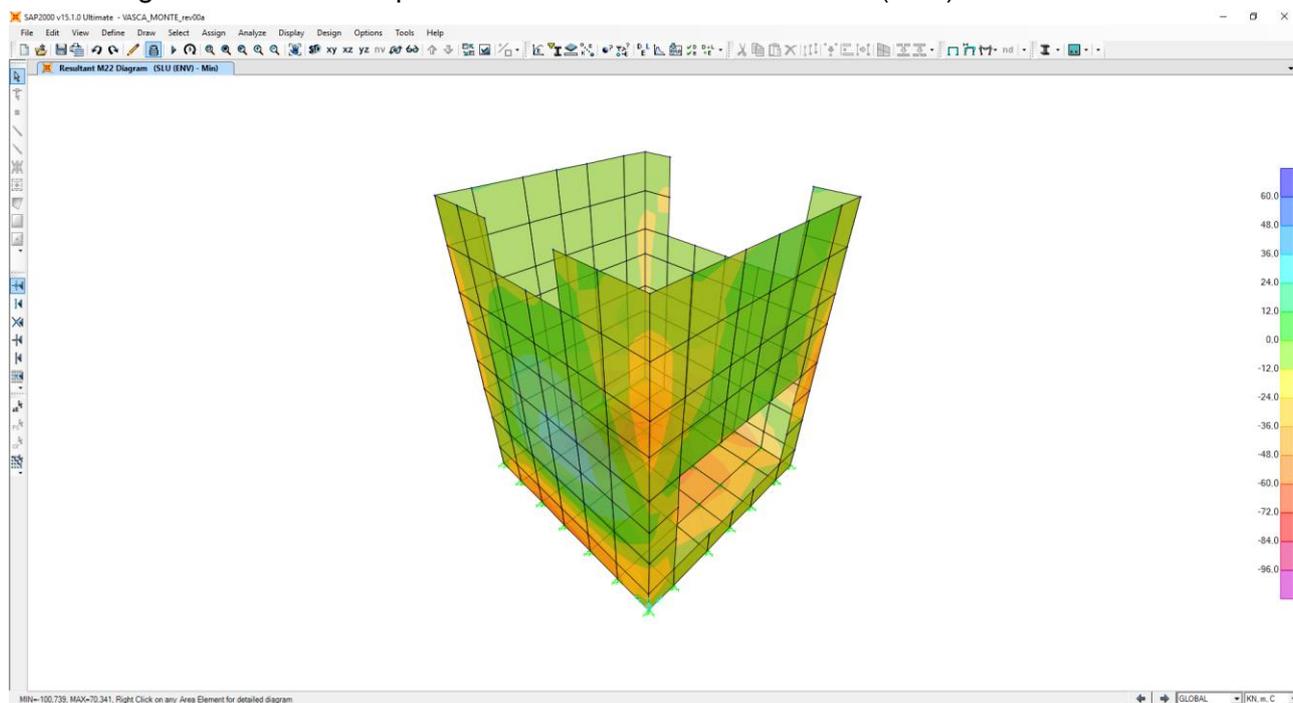
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



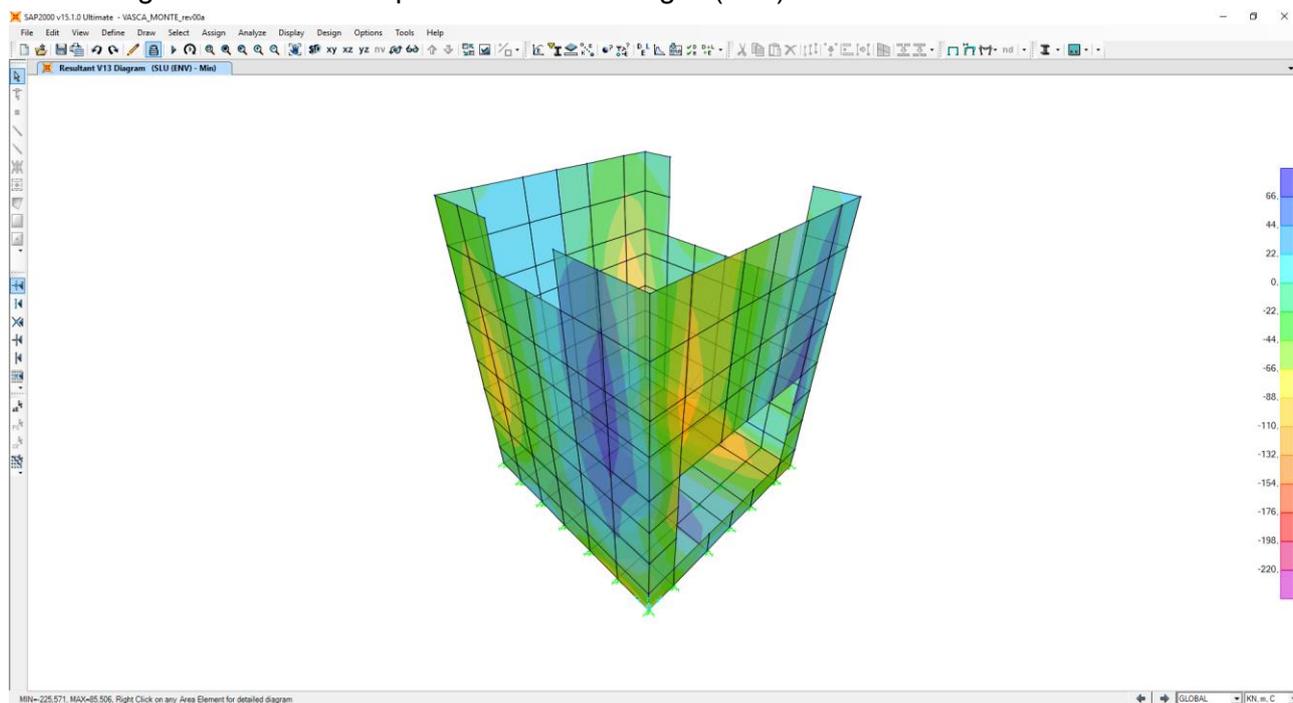
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



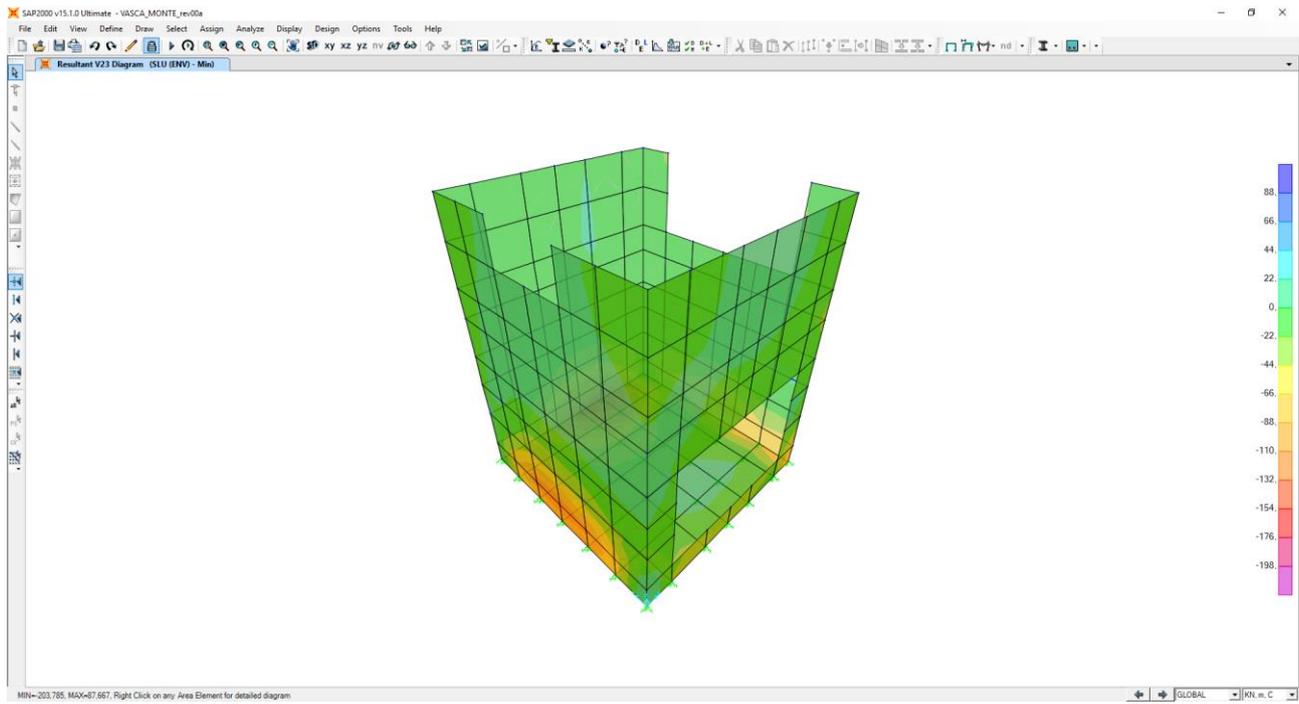
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

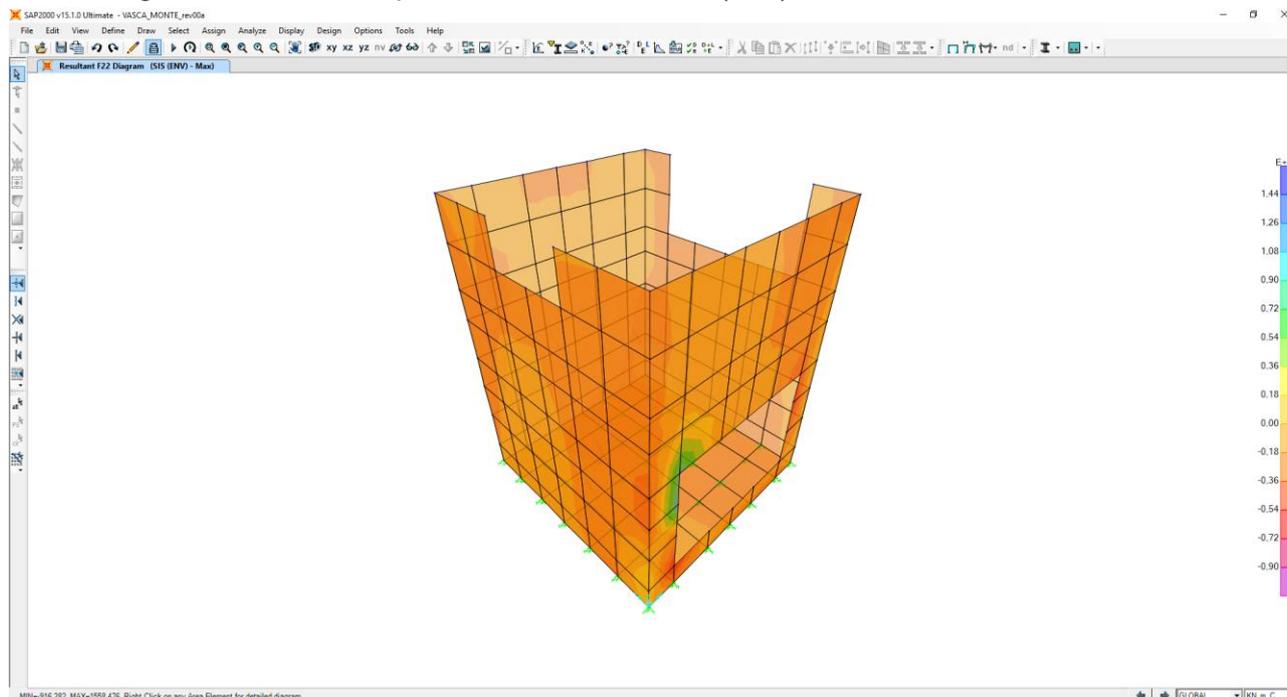


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

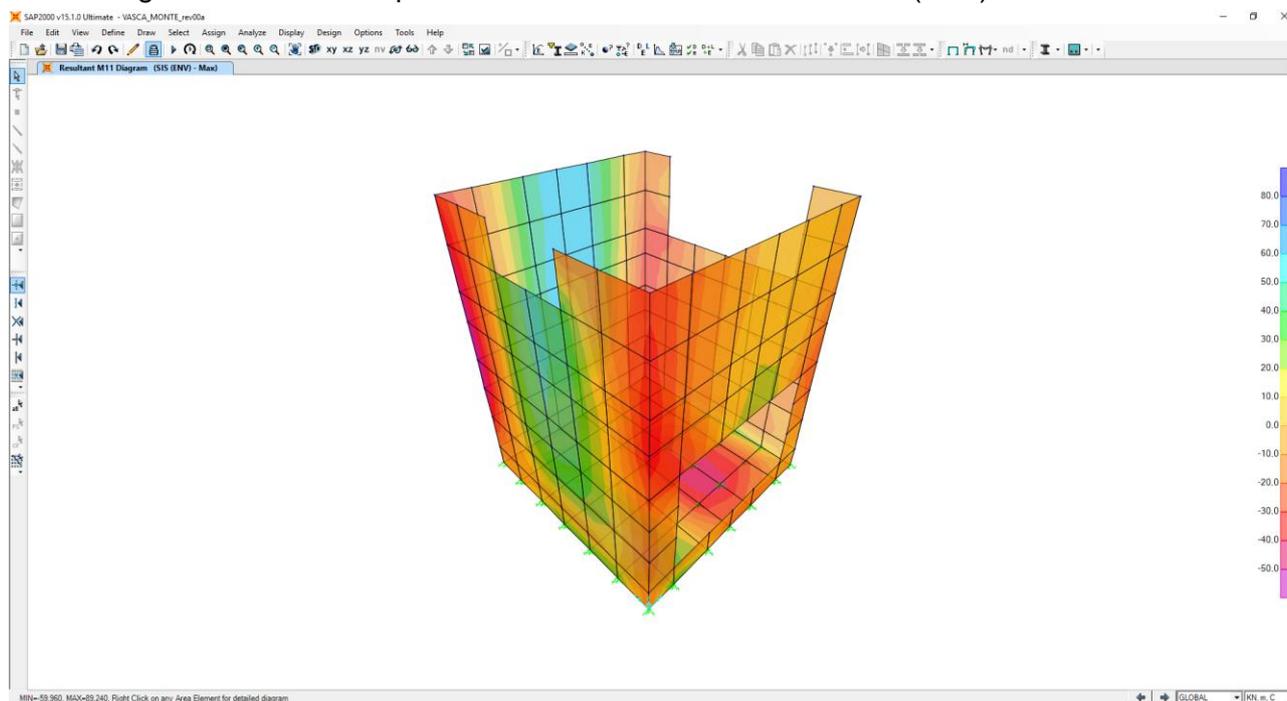


11.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MAX

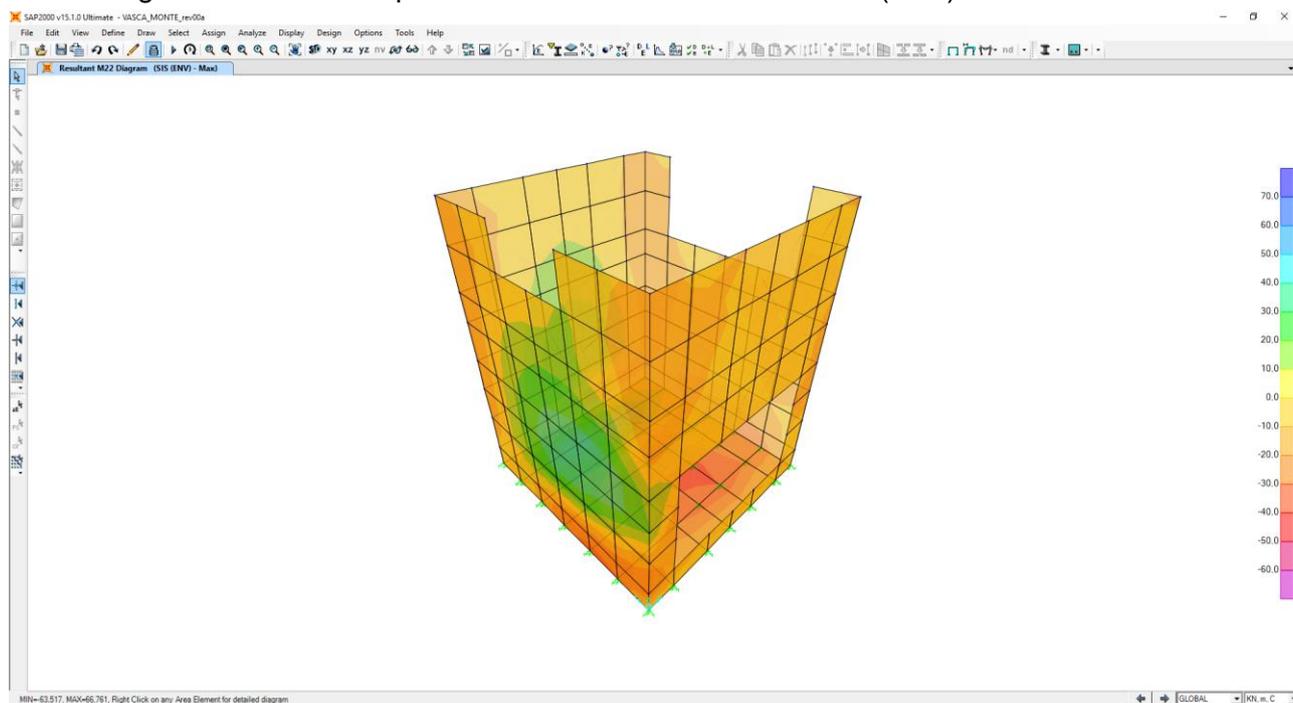
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



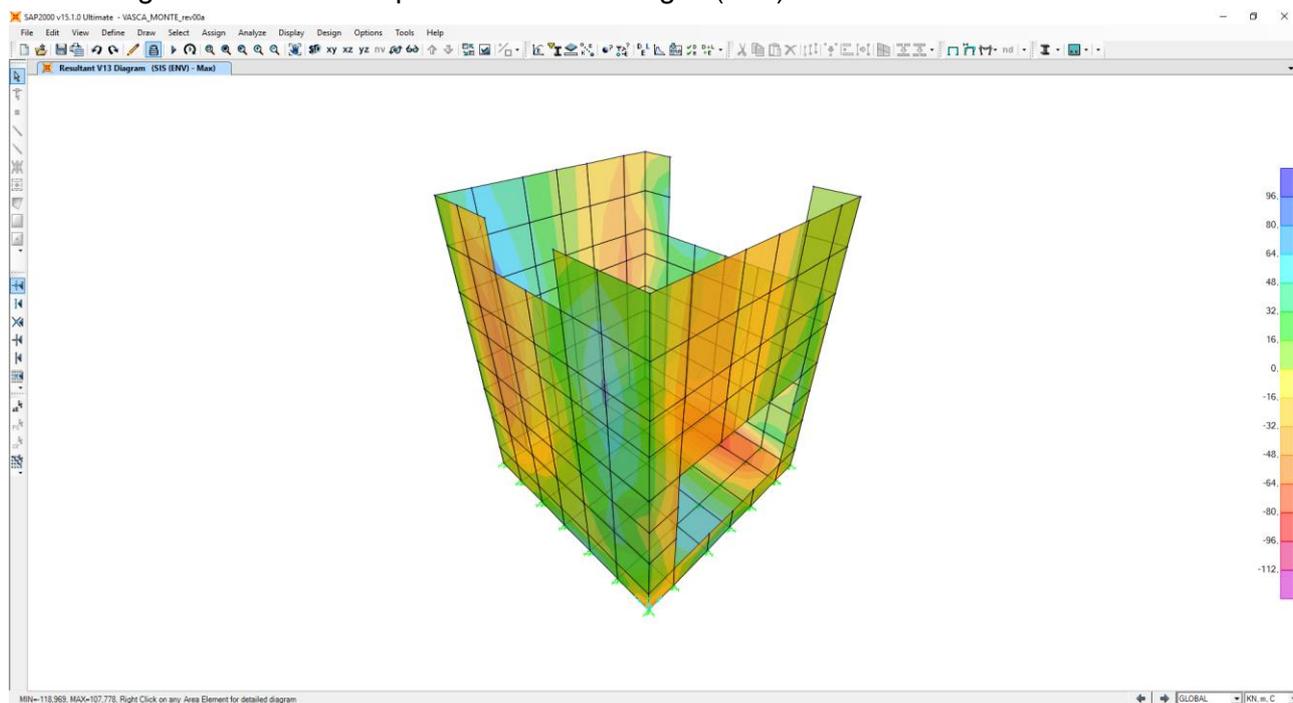
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



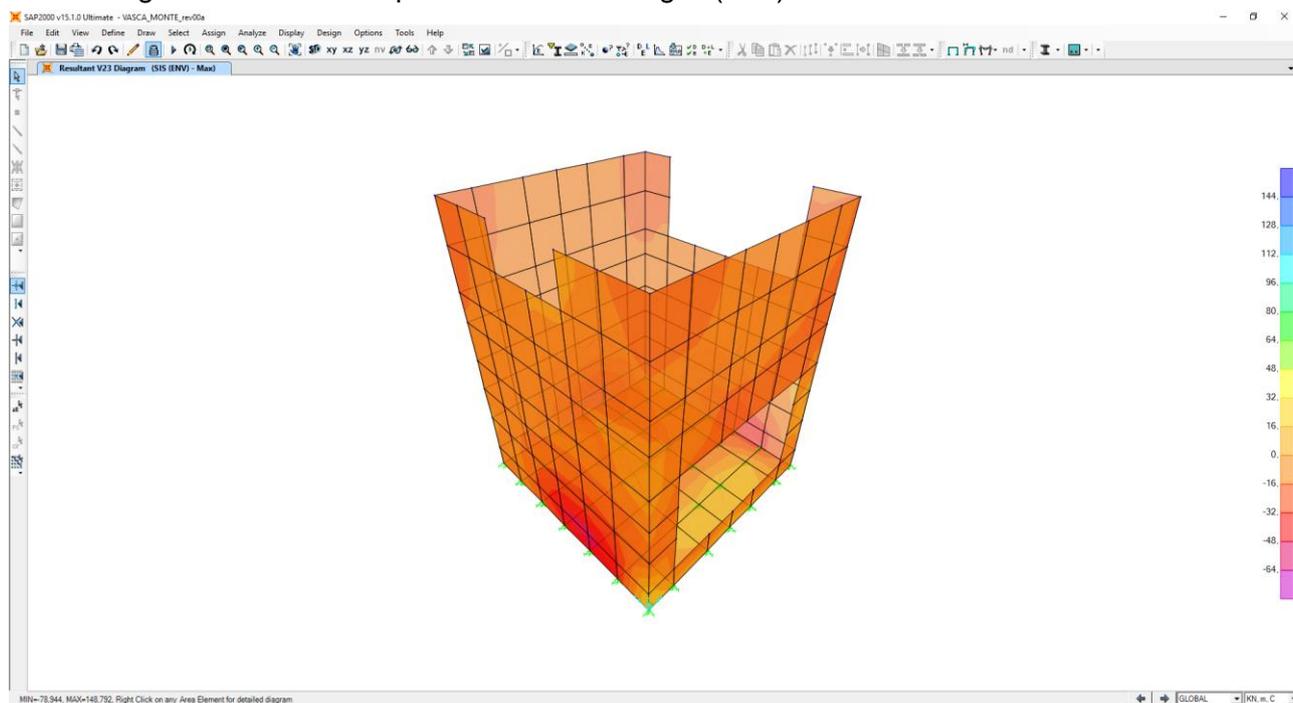
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

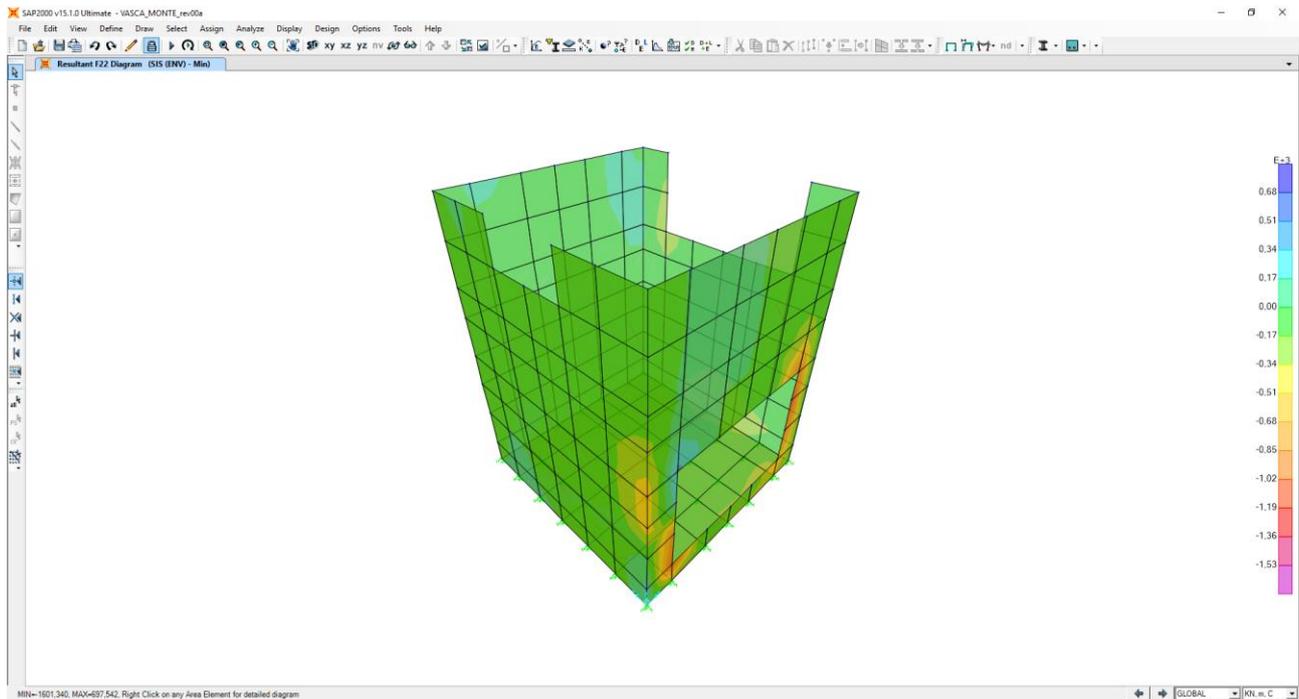


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

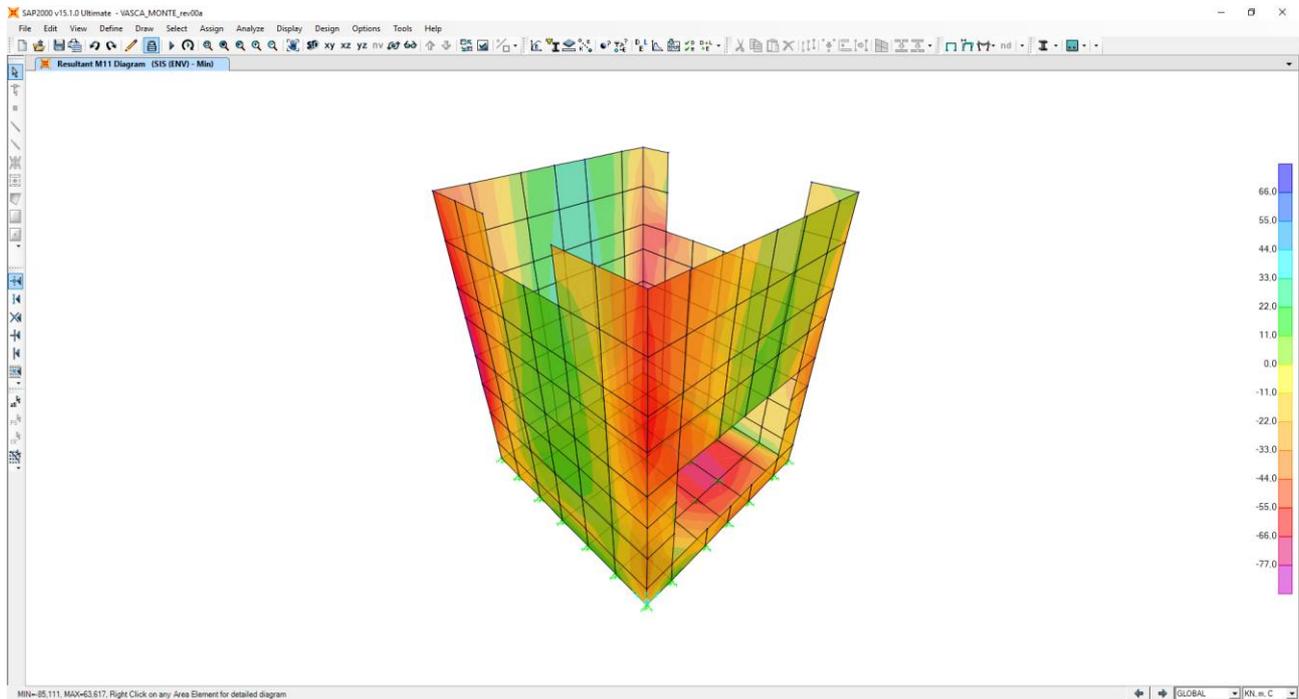


11.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MIN

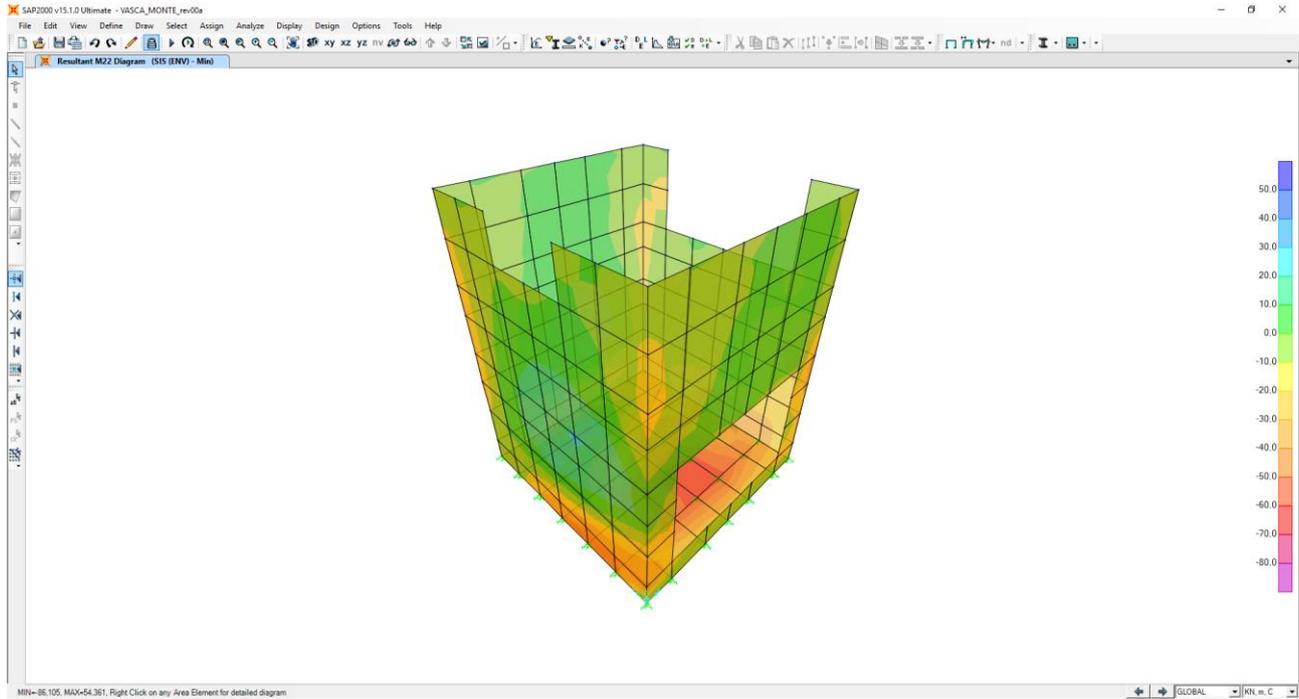
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



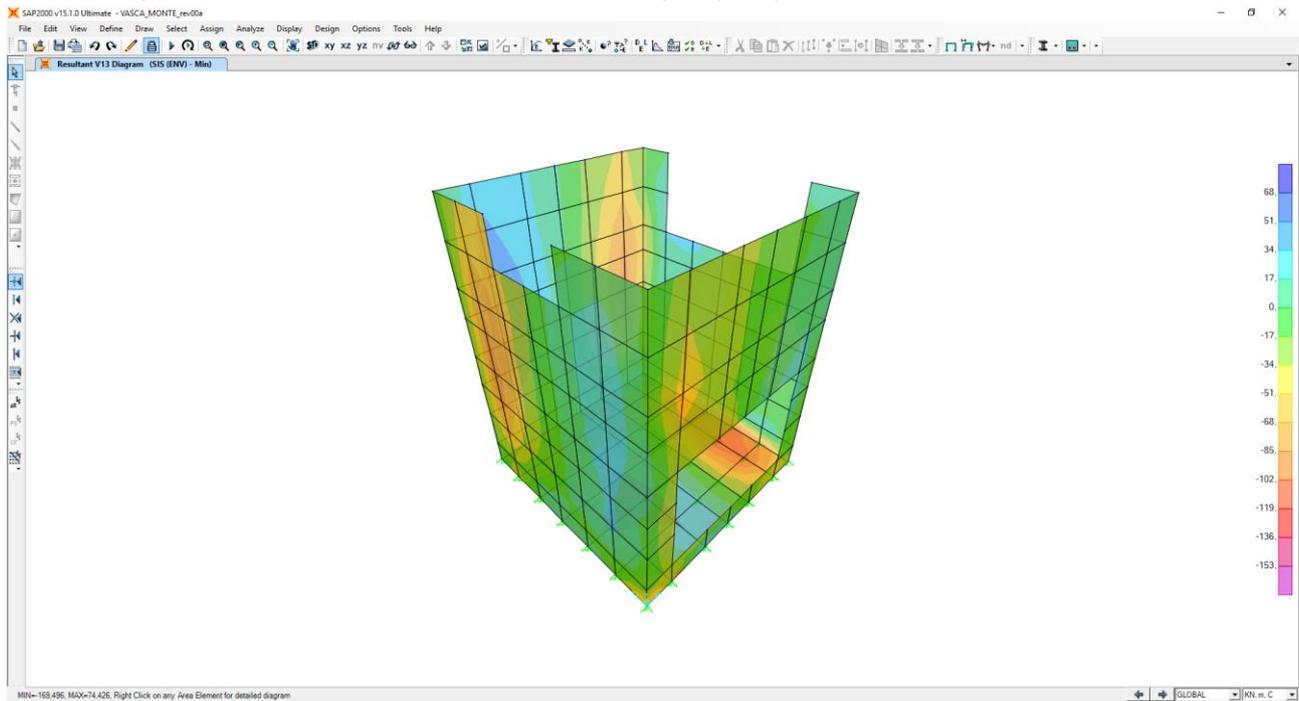
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



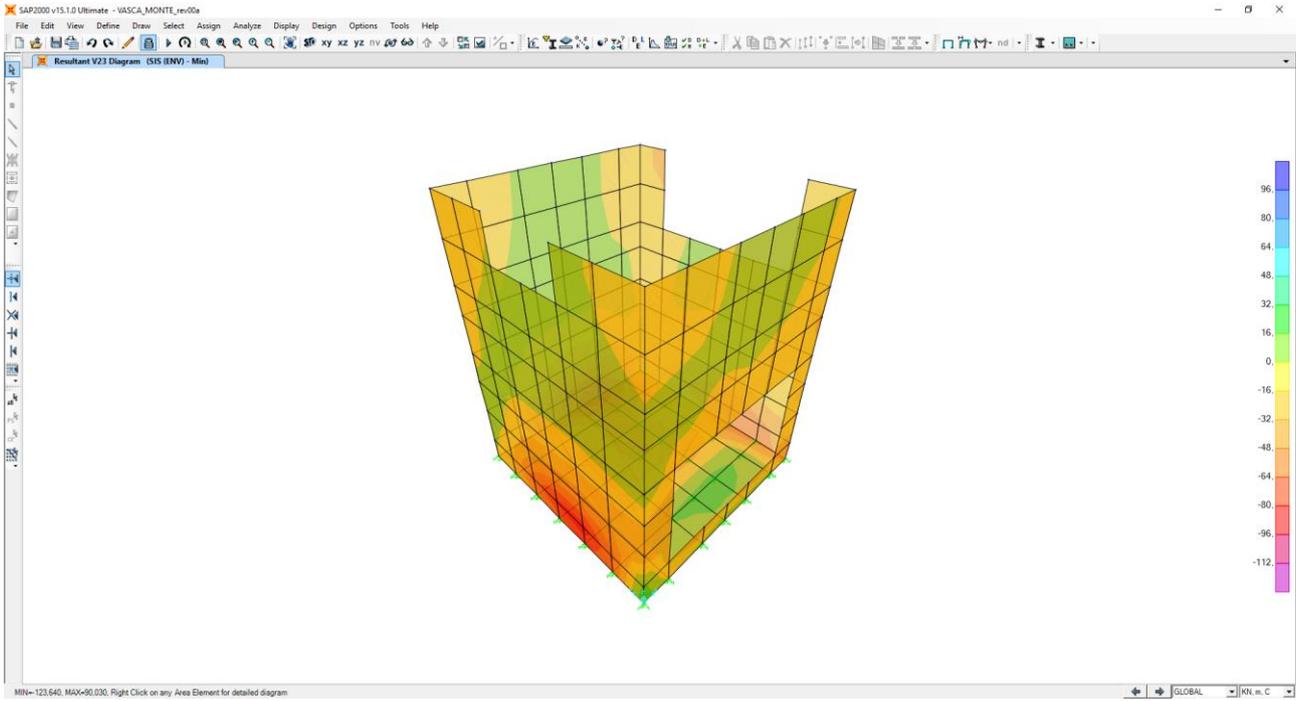
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

Poiché i ritzi 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_{11Sd} [kNm]	M_{22Sd} [kNm]	V_{13Sd} [kN]	V_{23Sd} [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	31	QP.2	-944,96	-5,51	3,06	34,01	-4,95
	N_{min}	28	QP.4	897,77	-16,73	11,02	-15,56	-13,16
	$M_{11,max}$	22	QP.4	15,99	29,04	4,97	-34,60	1,18
	$M_{11,min}$	673	QP.1	-48,99	-50,40	-10,02	62,95	2,57
	$M_{22,max}$	874	QP.2	-167,20	-16,13	26,26	26,72	-35,13
	$M_{22,min}$	862	QP.2	-30,54	-16,54	-64,22	-17,41	-88,01
	V_{max}	862	QP.2	-38,10	-1,37	-17,01	-7,97	-88,01
SLE FREQUENTE	N_{max}	31	FR.2	-1301,11	-9,20	0,16	45,41	-1,91
	N_{min}	28	FR.6	1303,55	-23,73	11,71	-19,42	-13,54
	$M_{11,max}$	905	FR.2	-5,92	44,33	1,61	8,28	1,79
	$M_{11,min}$	673	FR.1	-51,54	-67,63	-13,73	82,63	4,47
	$M_{22,max}$	1042	FR.2	-208,12	18,04	39,02	34,05	-101,30
	$M_{22,min}$	863	FR.2	-42,72	-19,58	-71,31	-10,99	-102,69
	V_{max}	863	FR.2	-50,64	-1,36	-16,23	-1,05	-102,69
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	31	CAR.2	-1419,82	-10,44	-0,81	49,21	-0,89
	N_{min}	28	CAR.6	1437,27	-26,34	11,58	-20,75	-13,54
	$M_{11,max}$	905	CAR.2	-6,32	49,67	2,06	9,58	1,45
	$M_{11,min}$	673	CAR.1	-52,39	-73,37	-14,97	89,19	5,11
	$M_{22,max}$	1042	CAR.2	-237,24	19,33	44,34	35,91	-114,13
	$M_{22,min}$	863	CAR.2	-37,44	-20,69	-74,19	-12,64	-108,15
	V_{max}	1042	CAR.2	-224,34	1,14	-17,24	13,95	-114,13
GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{11Sd} [kNm]	M_{22Sd} [kNm]	V_{13Sd} [kN]	V_{23Sd} [kN]
SLU - STR	N_{max}	31	STR.2	-1940,50	-14,33	-1,29	67,20	-1,01
	N_{min}	28	STR.6	1968,09	-35,90	15,84	-28,25	-18,36
	$M_{11,max}$	905	STR.2	-8,61	68,13	2,87	13,19	1,90
	$M_{11,min}$	673	STR.1	-70,90	-100,20	-20,45	121,71	7,02
	$M_{22,max}$	Z	STR.2	-326,10	26,36	60,92	48,85	-156,64
	$M_{22,min}$	863	STR.2	-49,48	-28,15	-100,74	-17,39	-147,10
	V_{max}	1042	STR.2	-308,29	1,54	-23,63	18,90	-156,64
SLU - SISMA	N_{max}	26	SISMA-9	-1601,34	-6,69	-25,14	-1,55	-23,03
	N_{min}	28	SISMA-8	1558,48	-25,02	10,72	-6,18	-16,90
	$M_{11,max}$	833	SISMA-4	8,03	61,39	16,41	19,99	7,72
	$M_{11,min}$	1081	SISMA-4	-287,29	-85,11	-7,36	85,29	22,08
	$M_{22,max}$	874	SISMA-7	-238,64	-13,22	48,97	33,27	-92,91
	$M_{22,min}$	862	SISMA-1	-26,86	-19,47	-86,10	10,18	-123,64
	V_{max}	860	SISMA-7	350,55	-1,91	20,15	-5,90	148,79

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 Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 5 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 assunto pari a **N_{Sd} = 30,54 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -64,22 kNm**.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,95 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 129,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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.2**.
 L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{sd} = 42,72 kN**.
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -71,31 kNm**.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	7
			2	15,71	33

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 42,72 kN
 M_{xEd} 0 -71,31 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
 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 -4,389 N/mm²
 σ_s 141,2 N/mm²
 ε_s 0,7062 ‰
 d 33 cm
 x 10,49 x/d 0,3179
 δ 0,8374

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 4,39 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 141,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

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

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{sd} = 37,44 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -74,19 kNm**.

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14.17 N/mm ²
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm ²
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

P.to applicazione N

σ_c -4,563 N/mm²

σ_s 149,2 N/mm²

ϵ_s 0,746 ‰

d 33 cm

x 10,38 cm x/d 0,3145

δ 0,8331

Verifica **N* iterazioni: 4**

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,56 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 149,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	129,70	[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}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	141,20	[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}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.1.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

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

L'azione normale di calcolo è assunto pari a $N_{sd} = 49,48$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -100,74$ 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	7
			2	15,71	33

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

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

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

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

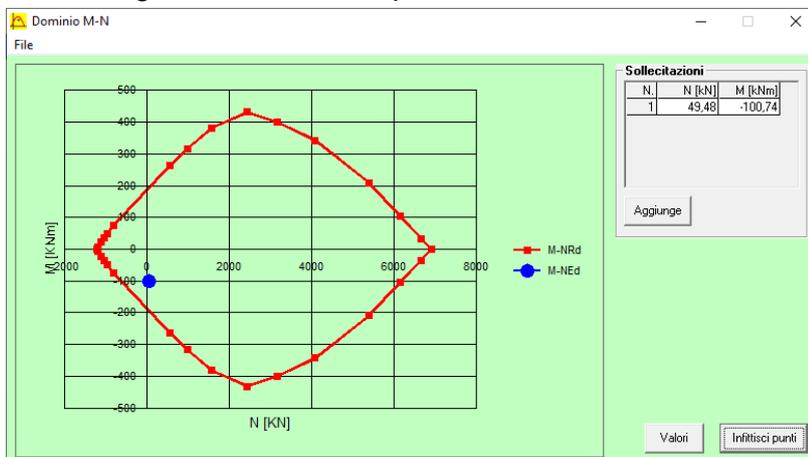
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -198,30$ kN/m $> M_{sd} = -100,74$ 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 assunto pari a **N_{sd} = 48,99 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -50,40kN/m**.

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

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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 48,99 kN
 M_{xEd} 0 -50,40 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
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 -4,228 N/mm²
 σ_s 149,8 N/mm²
 ε_s 0,7489 ‰
 d 31,2 cm
 x 9,281 x/d 0,2975
 δ 0,8118

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,23 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 149,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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.1**.

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{sd} = 51,54 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -67,63 kN/m**.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

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

σ_c: -5,698 N/mm²
 σ_s: 208,5 N/mm²

ε_s: 1,042 ‰
 d: 31,2 cm
 x: 9,072 x/d: 0,2908
 δ: 0,8035

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,70 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 208,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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.1.**

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{Sd} = 52,39 kN.**

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -73,37 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	8,8
			2	10,05	31,2

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 52,39 kN
 M_{xEd}: 0 -73,37 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
 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 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -6,187 N/mm²
 σ_s: 228 N/mm²

ε_s: 1,14 ‰
 d: 31,2 cm
 x: 9,026 x/d: 0,2893
 δ: 0,8016

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,19 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 228,00 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	149,80	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	208,50	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	16,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[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.1**.

L'azione normale di calcolo è assunto pari a $N_{Sd} = 70,90$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -100,20$ 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	10,05	8,8
			2	10,05	31,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 x_{Ed} cm
 y_{Ed} cm

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}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

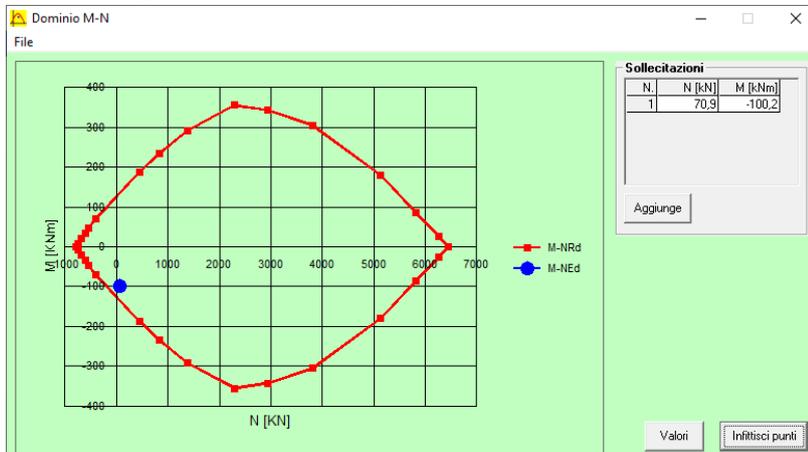
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -141,00$ kN/m $> M_{Sd} = -100,20$ 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

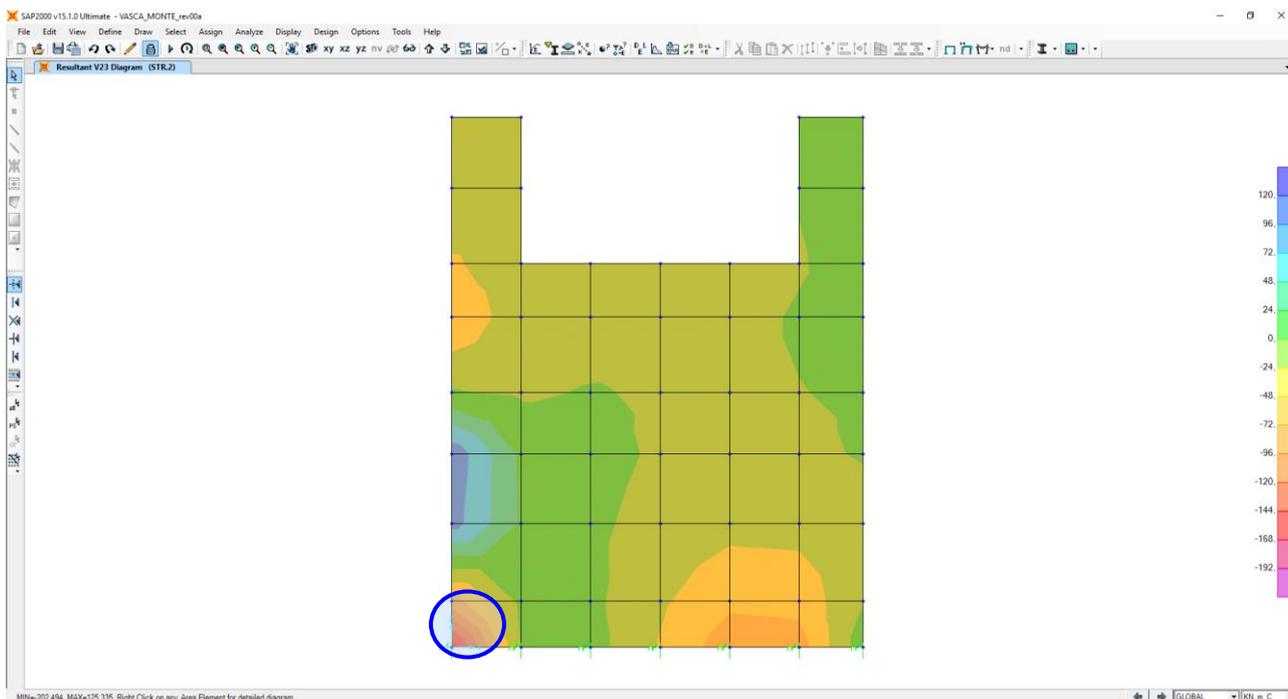
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 156,64\text{kN}$.

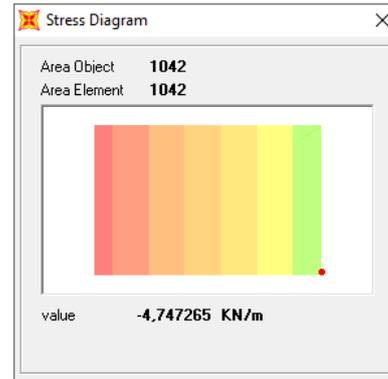
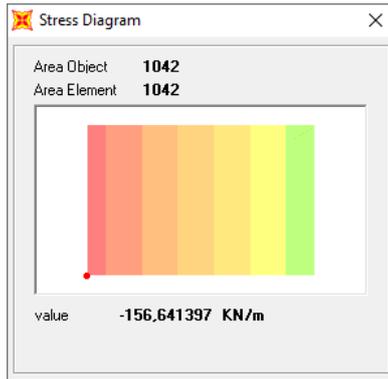
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore dell'azione tagliante è influenzato dalla presenza di punte di tensione legati all'interazione tra gli elementi "shell" presenti nel modello.

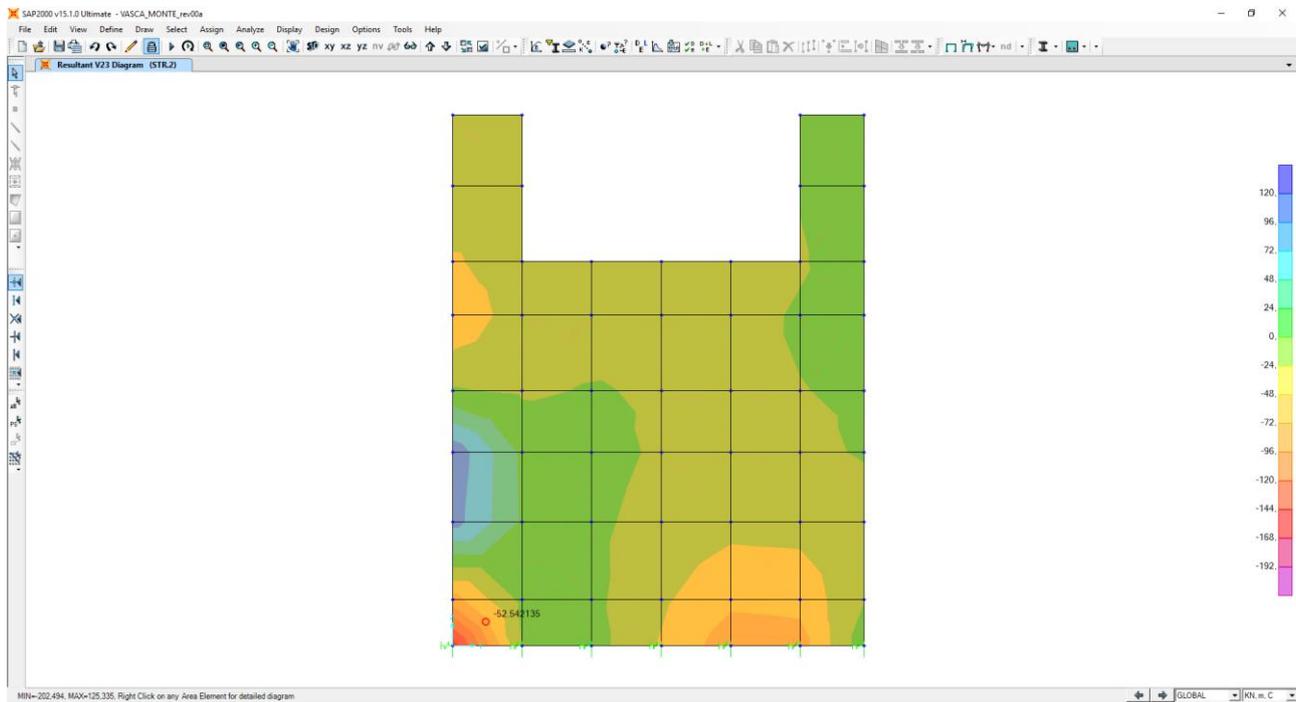
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione SISMA.8, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 la successiva verifica si andrà a considerare un valore rappresentativo della vera distribuzione della sollecitazione.



L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = -52,54\text{kN}$.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	35,00	[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}	52,54	[kN]
Azione normale di calcolo:	N _{S,d}	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø _{trav}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A _{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A _{tot}	4,94	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 - Capitolo 4.1.2.3.5.2

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

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

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}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α _c :	α _c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd}	60,86	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd}	1111,16	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V _{R,d}	60,86	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F _s =V _{R,d} /V _{S,d}	1,16	

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 COMBINAZIONE	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}	31	QP.2	-944,96	-5,51	3,06	34,01	-4,95
	N_{min}	28	QP.4	897,77	-16,73	11,02	-15,56	-13,16
	$M_{11,max}$	1158	QP.2	33,69	64,10	16,26	45,48	10,90
	$M_{11,min}$	1185	QP.4	-49,22	-52,81	-35,17	-19,92	26,55
	$M_{22,max}$	5	QP.1	-97,92	11,51	56,50	5,06	-66,56
	$M_{22,min}$	862	QP.2	-30,54	-16,54	-64,22	-17,41	-88,01
	V_{max}	1194	QP.4	-56,91	-35,36	-26,81	-123,96	-4,37
SLE FREQUENTE	N_{max}	31	FR.2	-1301,11	-9,20	0,16	45,41	-1,91
	N_{min}	28	FR.6	1303,55	-23,73	11,71	-19,42	-13,54
	$M_{11,max}$	1159	FR.2	23,12	70,98	16,93	56,37	25,86
	$M_{11,min}$	673	FR.1	-51,54	-67,63	-13,73	82,63	4,47
	$M_{22,max}$	5	FR.1	-112,87	12,45	59,71	5,93	-65,33
	$M_{22,min}$	863	FR.2	-42,72	-19,58	-71,31	-10,99	-102,69
	V_{max}	1194	FR.6	-75,81	-47,88	-34,30	-155,16	-4,45
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	31	CAR.2	-1419,82	-10,44	-0,81	49,21	-0,89
	N_{min}	28	CAR.6	1437,27	-26,34	11,58	-20,75	-13,54
	$M_{11,max}$	1159	CAR.2	27,68	73,83	17,87	55,24	27,41
	$M_{11,min}$	673	CAR.1	-52,39	-73,37	-14,97	89,19	5,11
	$M_{22,max}$	5	CAR.1	-117,85	12,77	60,77	6,22	-64,92
	$M_{22,min}$	863	CAR.2	-37,44	-20,69	-74,19	-12,64	-108,15
	V_{max}	1194	CAR.6	-84,75	-51,42	-36,38	-165,54	-4,25

GRUPPO DI COMBINAZIONE	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}	31	STR.2	-1940,50	-14,33	-1,29	67,20	-1,01
	N_{min}	28	STR.6	1968,09	-35,90	15,84	-28,25	-18,36
	$M_{11,max}$	1159	STR.2	38,27	100,24	24,31	74,34	37,32
	$M_{11,min}$	673	STR.1	-70,90	-100,20	-20,45	121,71	7,02
	$M_{22,max}$	5	STR.1	-160,09	17,30	82,26	8,45	-87,56
	$M_{22,min}$	863	STR.2	-49,48	-28,15	-100,74	-17,39	-147,10
	V_{max}	1194	STR.6	-114,43	-70,55	-49,81	-225,57	-5,85
SLU - SISMA	N_{max}	26	SISMA-9	-1601,34	-6,69	-25,14	-1,55	-23,03
	N_{min}	28	SISMA-8	1558,48	-25,02	10,72	-6,18	-16,90
	$M_{11,max}$	1155	SISMA-7	111,64	89,24	12,57	-158,44	12,36
	$M_{11,min}$	1081	SISMA-4	-287,29	-85,11	-7,36	85,29	22,08
	$M_{22,max}$	6	SISMA-1	-117,71	14,88	66,76	21,72	-85,24
	$M_{22,min}$	862	SISMA-1	-26,86	-19,47	-86,10	10,18	-123,64
	V_{max}	1191	SISMA-1	-82,48	54,71	8,95	-169,50	-8,65

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 trasversale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio verranno disposti dei cavallotti Ø16/80x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

12.2.3 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 assunto pari a $N_{sd} = 30,54$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -64,22$ kNm.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6
			2	15,71	32

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 30,54 kN
 M_{xEd}: 0 -64,22 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
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 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: -3,847 N/mm²
 σ_s: 125,9 N/mm²
 ε_s: 0,6296 ‰
 d: 34 cm
 x: 10,69 x/d: 0,3143
 δ: 0,8329

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,85 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 125,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

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

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{sd} = 42,72 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -71,31 kNm**.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6
			2	15,71	32

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,28 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 137,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

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

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{sd} = 37,44 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{sd} = -74,19 kNm**.

Titolo: _____

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	32

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0, 37,44 kN
 M_{xEd}: 0, -74,19 kNm
 M_{yEd}: 0, 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 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

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,45 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 144,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	125,90	[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}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	137,10	[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}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

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

L'azione normale di calcolo è assunto pari a $N_{sd} = 49,48$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -100,74$ 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
			2	15,71	32

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 49,48 kN
 M_{xEd} -100,74 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

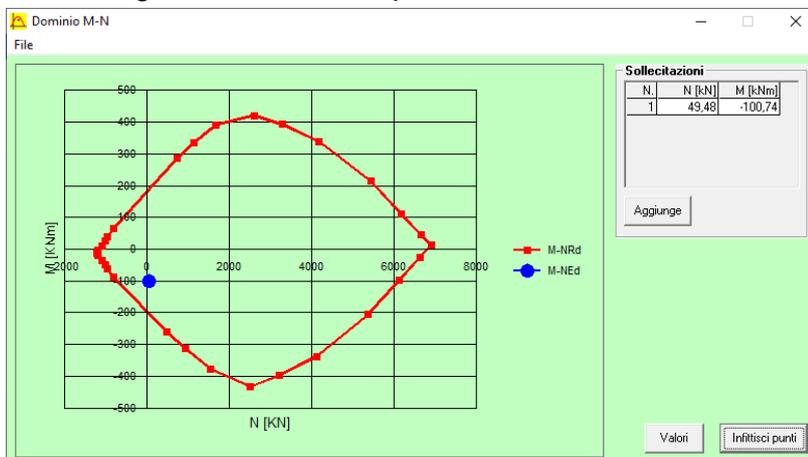
M_{xRd} -206,8 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 13,35 ‰
 d 34 cm
 x 7,061 x/d 0,2077
 δ 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -206,80 \text{ kN/m} > M_{sd} = -100,74 \text{ kN/m.}$$

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.2**.

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{Sd} = 33,69 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 64,10 kN/m**.

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,84 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 124,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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.2**.

L'azione normale di calcolo è assunto pari a **N_{Sd} = 23,12 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = 70,98 kN/m**.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,26 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 142,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

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

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

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	124,70	[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}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	142,40	[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}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.2.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

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

L'azione normale di calcolo è assunto pari a $N_{Sd} = 38,27$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 100,24$ 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	8
			2	15,71	34

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 38,27 kN
 M_{Ed} 100,24 kNm
 M_{Rd} 205,3 kNm

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 -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 13,44 ‰
 d 34 cm
 x 7,023 x/d 0,2066
 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

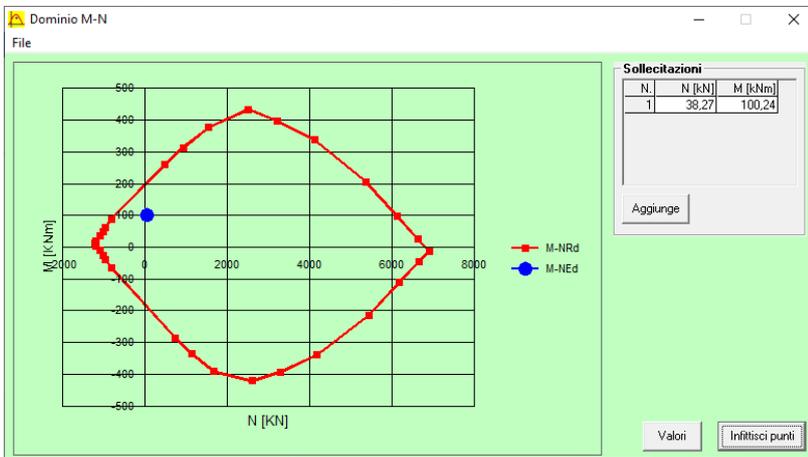
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 205,30$ kN/m $> M_{Sd} = 100,24$ N/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

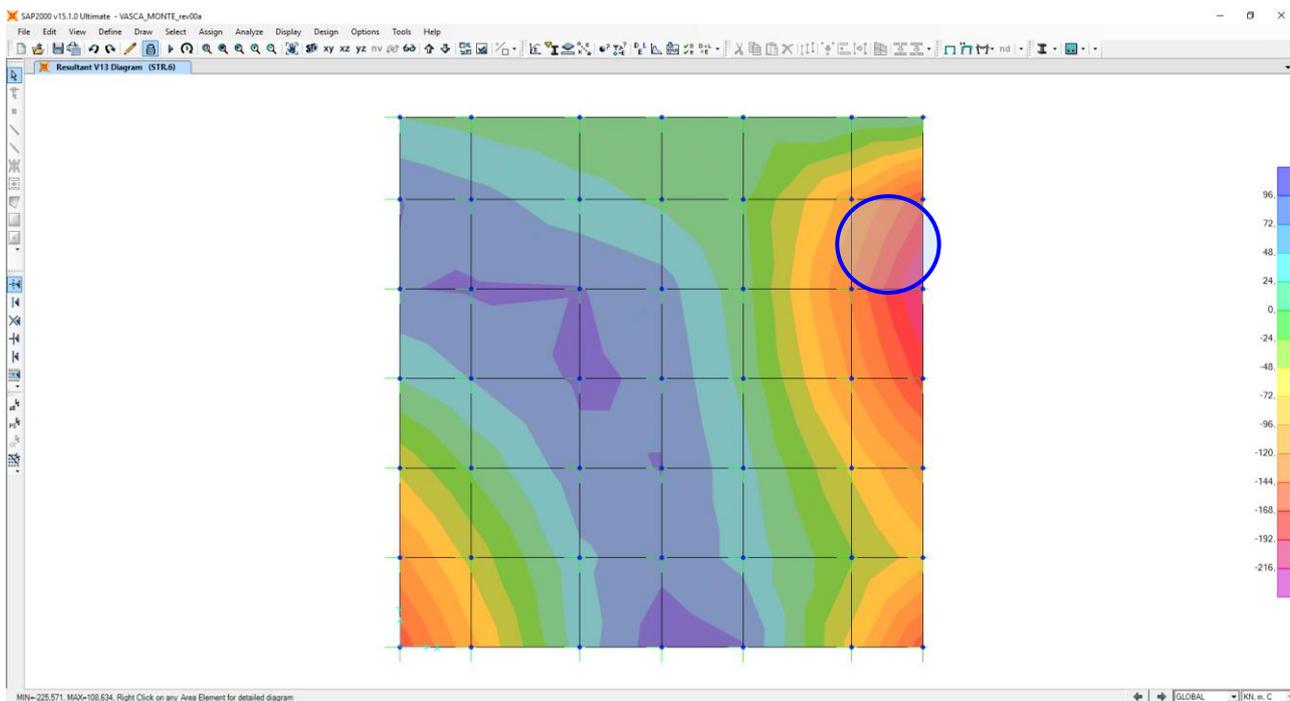
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.6**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 225,57 \text{ kN}$.

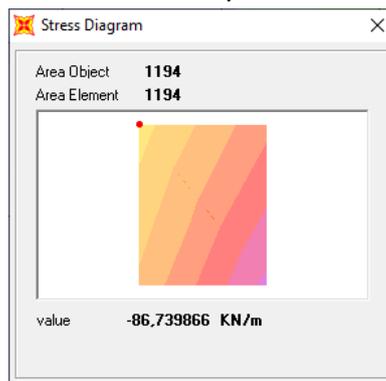
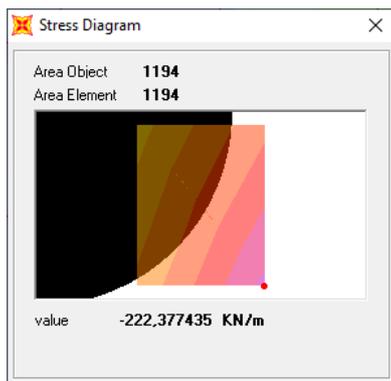
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore dell'azione tagliante è influenzato dalla presenza di punte di tensione legati all'interazione tra gli elementi "shell" presenti nel modello.

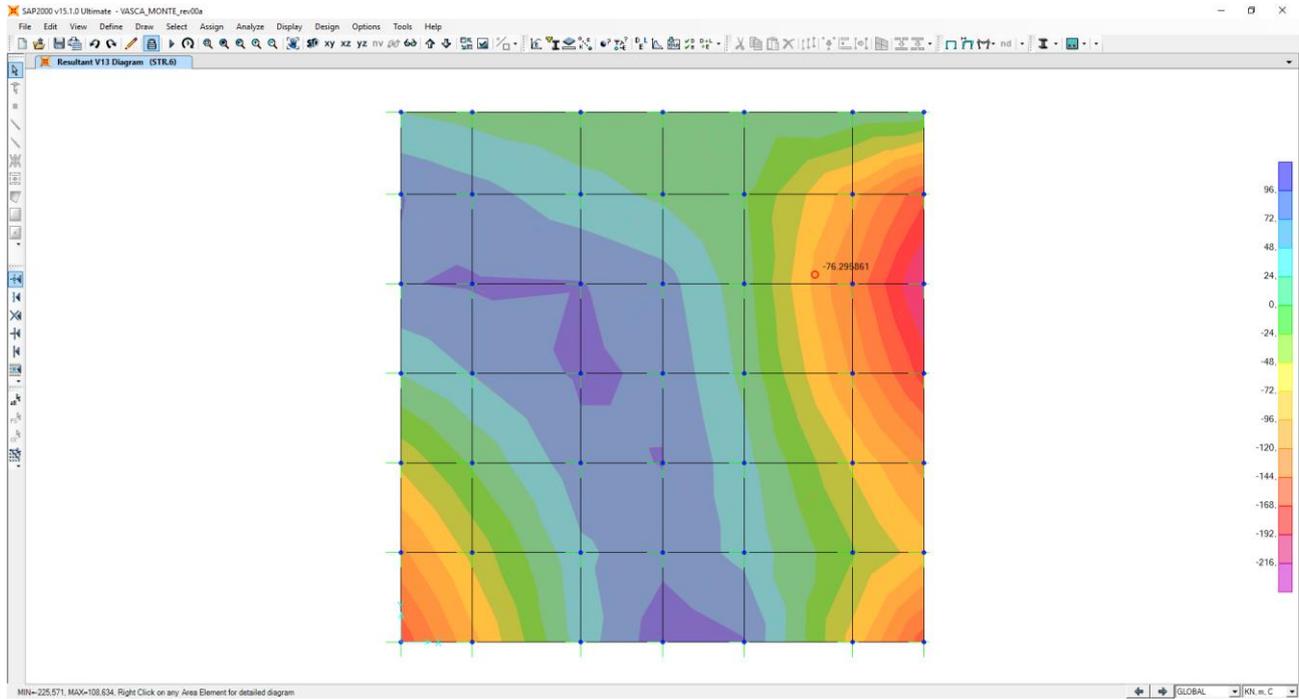
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione STR.9, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 la successiva verifica si andrà a considerare un valore rappresentativo della vera distribuzione della sollecitazione.



L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 76,29 \text{ kN}$.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	35,00	[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}	76,29	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø _{trav}	16,00	[mm]
Area della singola barra:	A _{barra}	2,01	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A _{tot}	6,28	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 - Capitolo 4.1.2.3.5.2

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

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

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}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α _c :	α _c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd}	77,42	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd}	1111,16	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V _{R,d}	77,42	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F _s =V _{R,d} /V _{S,d}	1,01	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.