

**S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"**  
**TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA**  
**1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola**

**AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO**

COD. **PG143**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Federico Durastanti  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni A844

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

**Il Responsabile di Progetto**

Arch. Pianificatore Marco Colazza

**Il Responsabile del Procedimento**

Dott. Ing. Alessandro Micheli

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carlacchini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. G. Cordua	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Dott. Ing. F. Dominici	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



**STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO**  
**IDROLOGIA, IDRAULICA**  
**Relazione di calcolo vasche di prima pioggia**

<b>CODICE PROGETTO</b>			<b>NOME FILE</b>		<b>REVISIONE</b>	<b>SCALA:</b>
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-ID00-IDR-RE03			
D P P G 1 4 3	D	2 0	CODICE ELAB. T 0 0 I D 0 0 I D R R E 0 3		A	-
<b>A</b>	Emissione		11/30/2020	M. Vescarelli	F. Durastanti	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

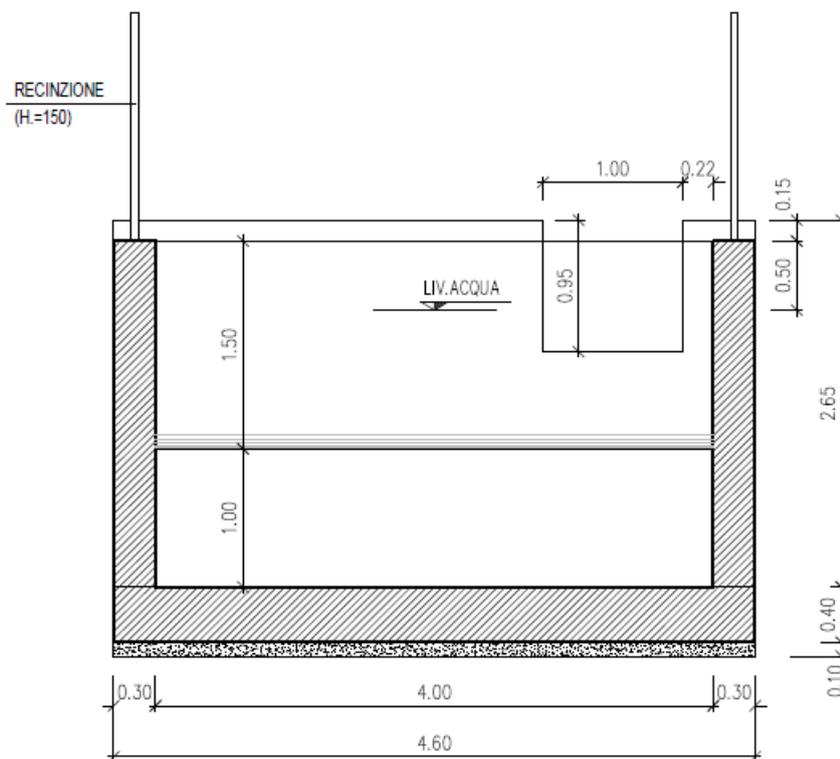


<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>MODELLAZIONE STRUTTURALE.....</b>	<b>3</b>
2.1	CODICE DI CALCOLO .....	3
2.2	TIPO DI ANALISI SVOLTA .....	4
2.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	4
2.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	5
2.5	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	5
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>7</b>
3.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA .....	7
3.2	SPINTA DEL TERRENO SULLE PARETI .....	7
3.3	CARICO ACCIDENTALE .....	8
3.4	AZIONE SISMICA .....	9
3.5	SPINTA SISIMICA TERRENO.....	11
3.6	SPINTA DELL'ACQUA .....	11
<b>4</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI RISULTATI.....</b>	<b>17</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>20</b>
6.1	PIEDRITTI .....	20
6.1.1	Verifica a presso flessione – SLU.....	21
6.1.2	Verifica a taglio.....	26
6.2	SOLETTA .....	27
6.2.1	Verifica a Presso flessione – SLU .....	28
6.2.2	Verifica a Taglio.....	34

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione viene riportato un esempio di calcolo come supporto per il dimensionamento e le verifiche relative di un sottopasso realizzato con una struttura scatolare. Il calcolo viene effettuato in conformità al D.M. 17/01/2018, alla Circolare 21/01/2019 n. 7.

Si riporta di seguito una sezione della vasca.

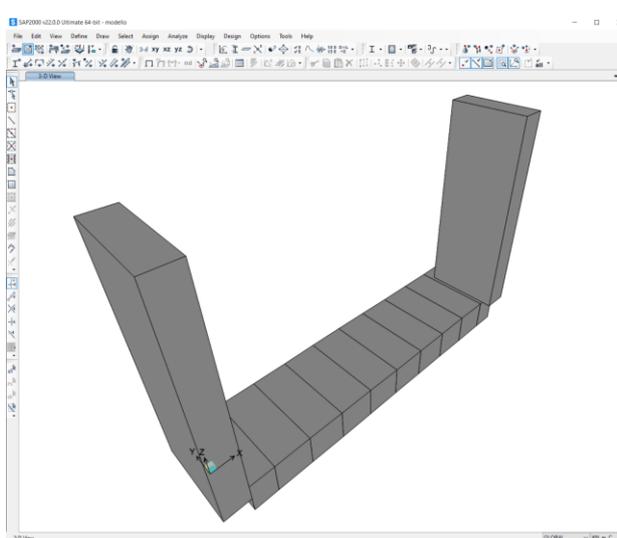
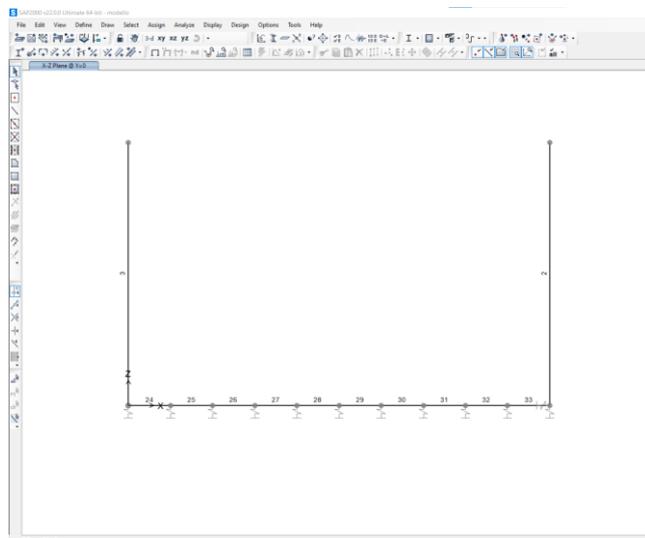


## 2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 2.1 Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo           SAP2000  
Versione        22.0.0 advanced  
Distributore    CSI Italia



## 2.2 Tipo di analisi svolta

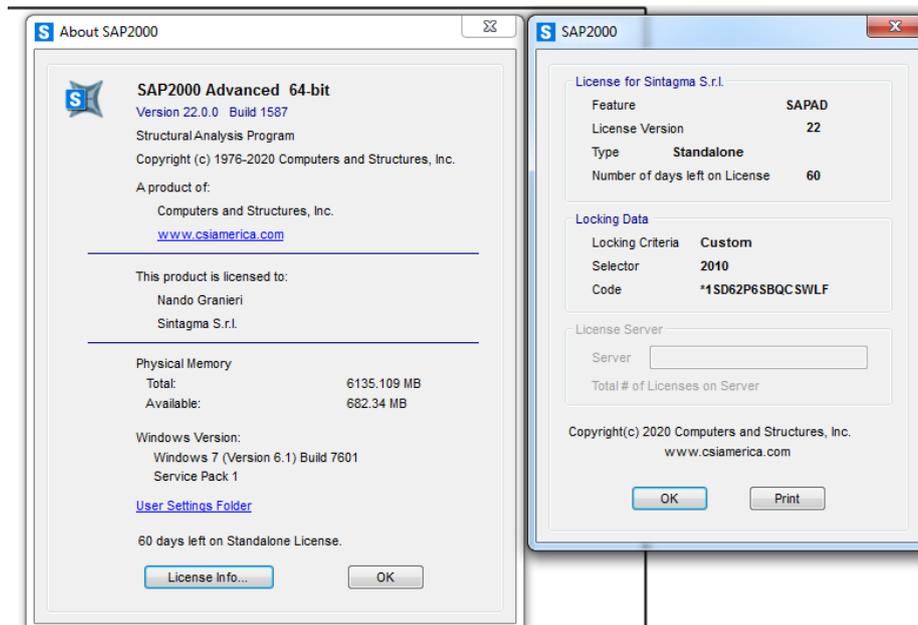
L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La struttura viene discretizzata in elementi finiti con aste (frames).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

## 2.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Come detto, per la risoluzione del modello di calcolo si è fatto uso del programma di calcolo SAP2000.

Di seguito si riporta una schermata con tutte le informazioni del programma, del produttore e della licenza d'uso:



Il produttore fornisce idonea documentazione utile al corretto uso del programma sul sito del produttore è inoltre possibile scaricare la necessaria documentazione utile alla validazione del programma.

## 2.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

## 2.5 Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

soletta: sezione 100 x 40 cmq

piedritti: sezione 100 x 30 cmq

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura.

Per la rigidità delle molle, nel il caso in esame, si assume un valore del modulo di reazione verticale  $K_s = 10000 \text{ kN/m}^3$

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$K_{\text{centrale}} = K_{25} = K_{26} = K_{27} = K_{28} = K_{29} = K_s * (S_p/2 + L_{\text{int}} + S_p/2) / 10 = 4600 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

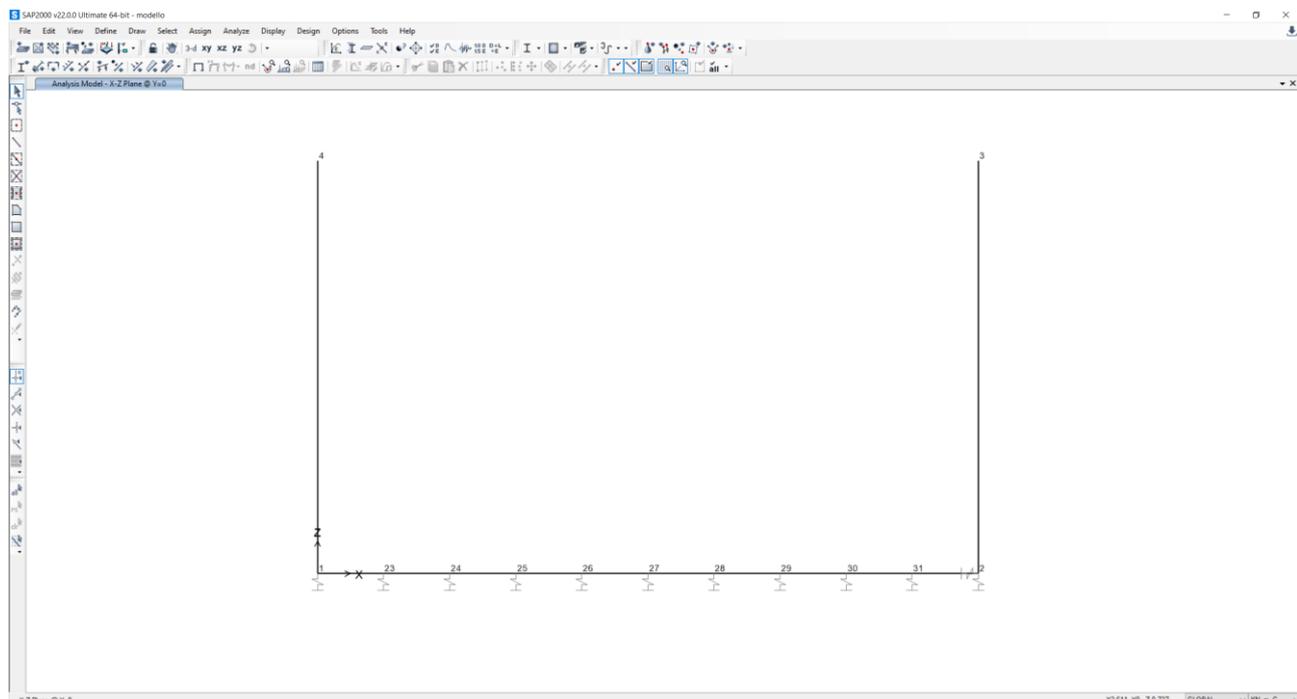
$$K_1 = K_2 = 2 * K_s * [(S_p/2 + L_{\text{int}} + S_p/2) / 10/2 + (S_p/2)] = 7600 \text{ kN/m}$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 23,24,30,31 come da letteratura si assumono:

$$K_{23} = K_{24} = K_{30} = K_{31} = 1.5 * K_{\text{centrale}} = 6900 \text{ kN/m}$$

In merito alla modellazione va sottolineato che un approccio tridimensionale rispetto ad un approccio piano a telaio consentirebbe di cogliere gli effetti trasversali (eccentricità del treno di carico LM71, forza centrifuga, serpeggio, ecc.) che verranno invece ora trascurati.

Al nodo 2 stata applicata anche una molla in direzione orizzontale il cui valore è di 7600 Kn/m.



### 3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

#### 3.1 Peso proprio della struttura

Le sollecitazioni indotte dal peso della struttura sono valutate automaticamente dal programma

Peso soletta:  $P_s = 0.4 \times 25 = 10 \text{ kN/m}^2$

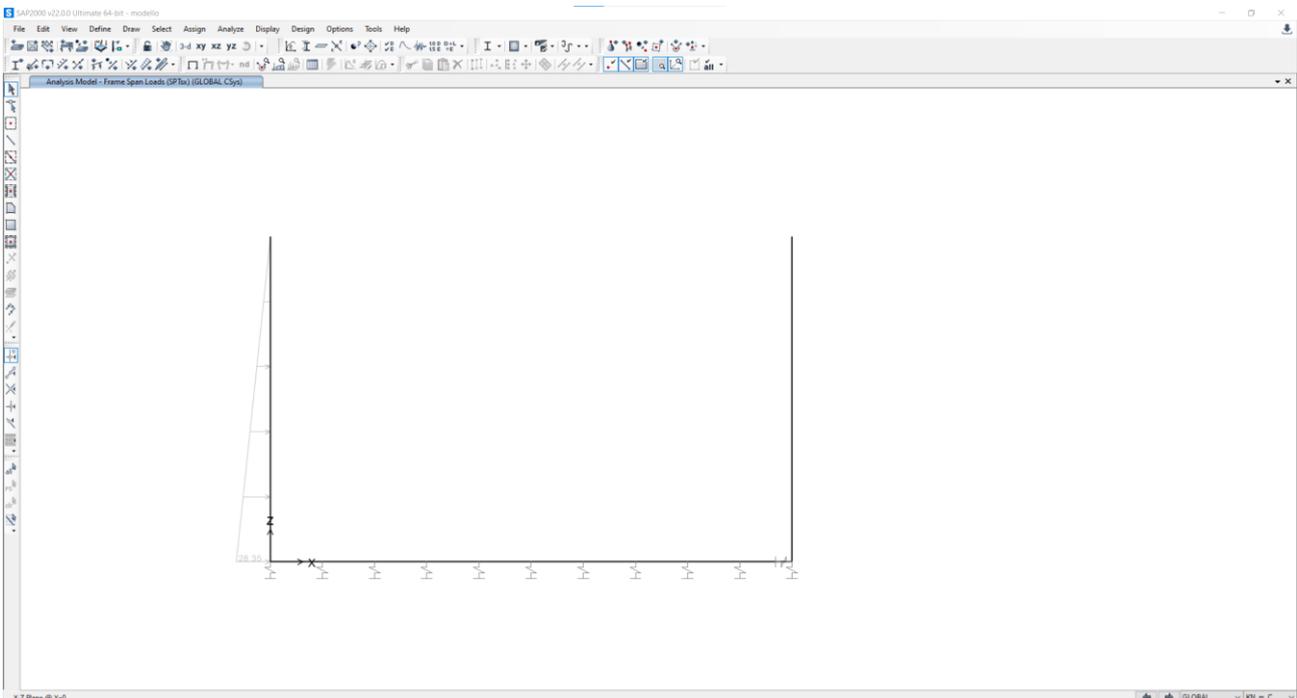
Peso piedritti:  $P_p = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ kN/m}^2$

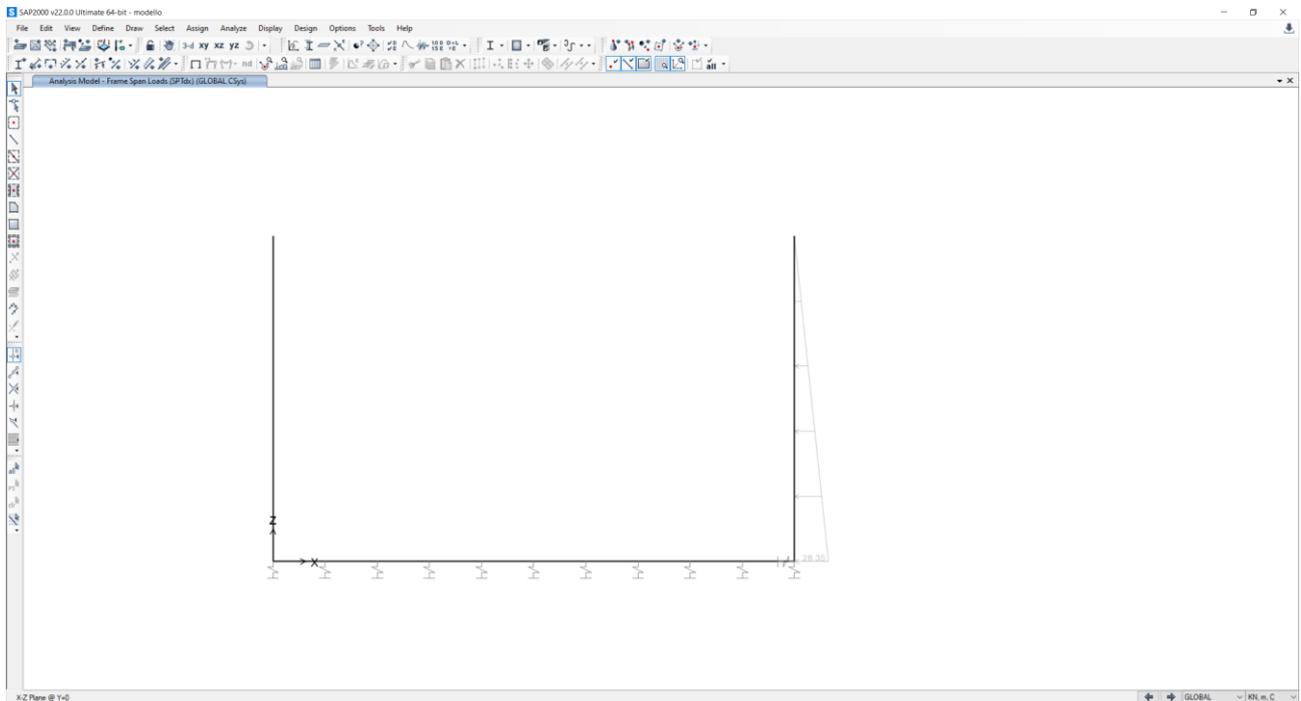
#### 3.2 Spinta del terreno sulle pareti

Terreno a ridosso dei piedritti  $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$   $\Phi = 30^\circ$   $c = 0$

Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\Phi$  per cui si ottiene il valore  $K_0 = 0.50$

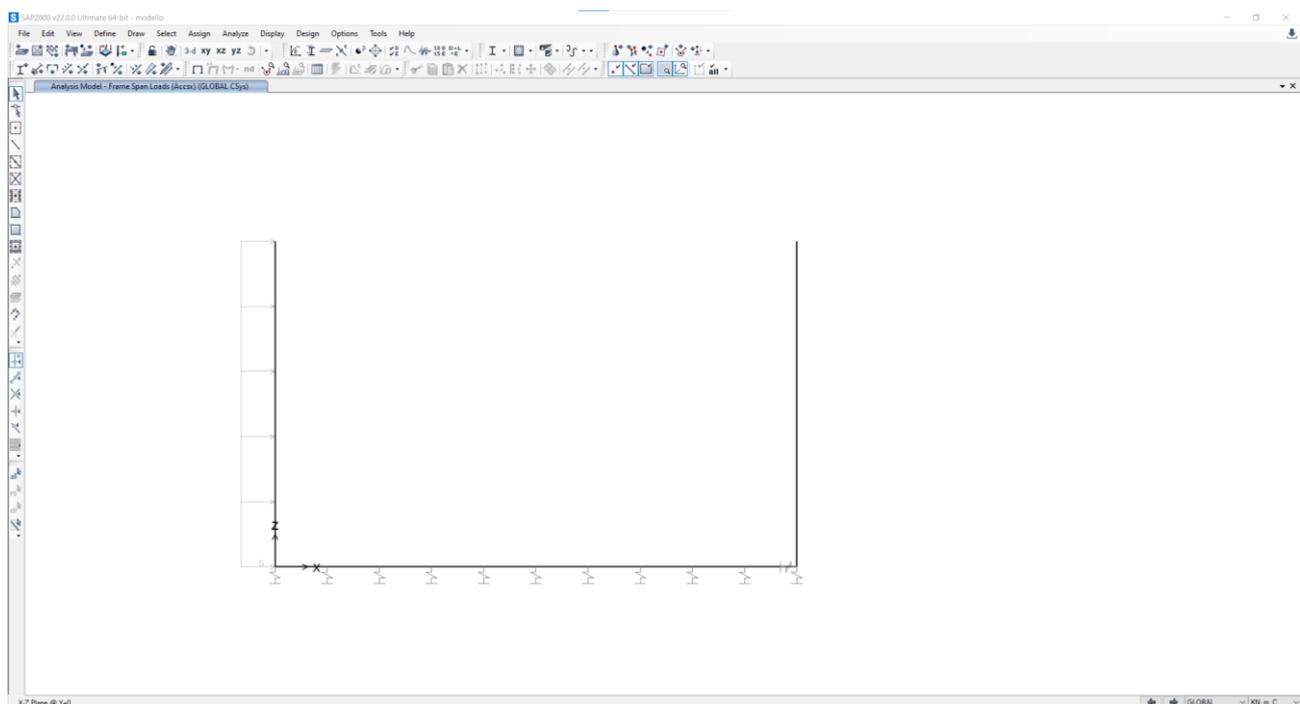
La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula  $P = \gamma \times H \times K_0 = 28.35 \text{ kN/m}^2$

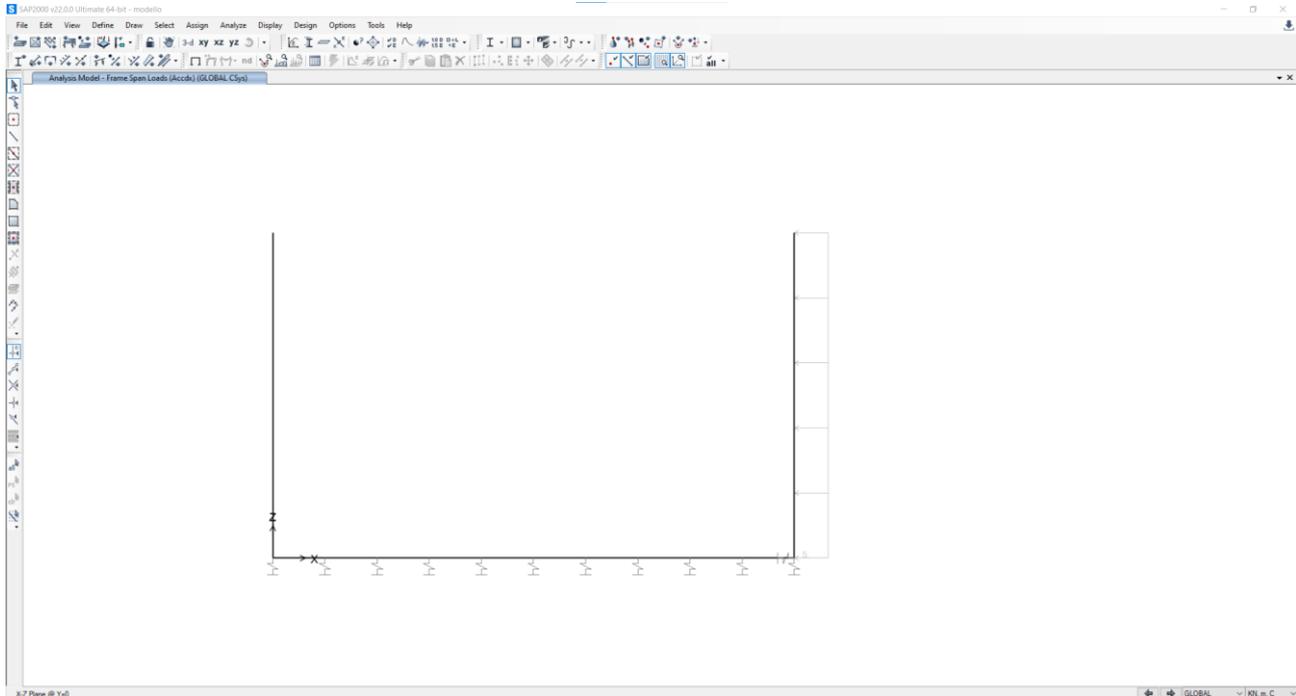




### 3.3 Carico accidentale

A ciascun piedritto si applica un carico accidentale pari a 5 KN/m.





### 3.4 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v \times W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N = 50$  anni ed una classe d'uso IV per cui un  $C_u = 2$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N \times C_U = 100$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.269$  g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \times a = S_s \times S_T \times a_g$$

dove assumendo un terreno di tipo C ed in base al fattore di amplificazione del sito  $F_0$  si ottiene:

$S_s=1.31$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max}=1.31 \times 1 \times 0.269 \text{ g} = 0.352 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.352$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = 0.176$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

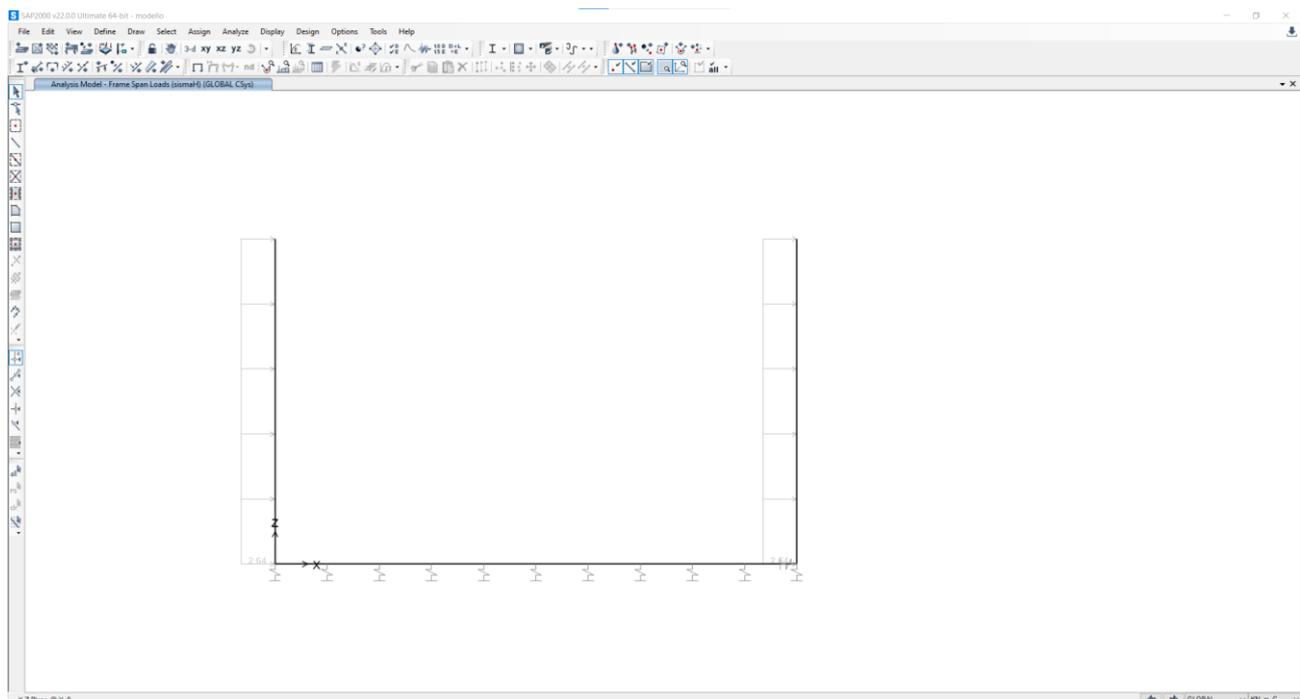
$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Pertanto avremo che:

## Sisma H

Forza orizzontale sui piedritti:

$$F_h = 0.352 \times 7.5 = 2.64 \text{ kN/m}$$



### 3.5 Spinta sismica terreno

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

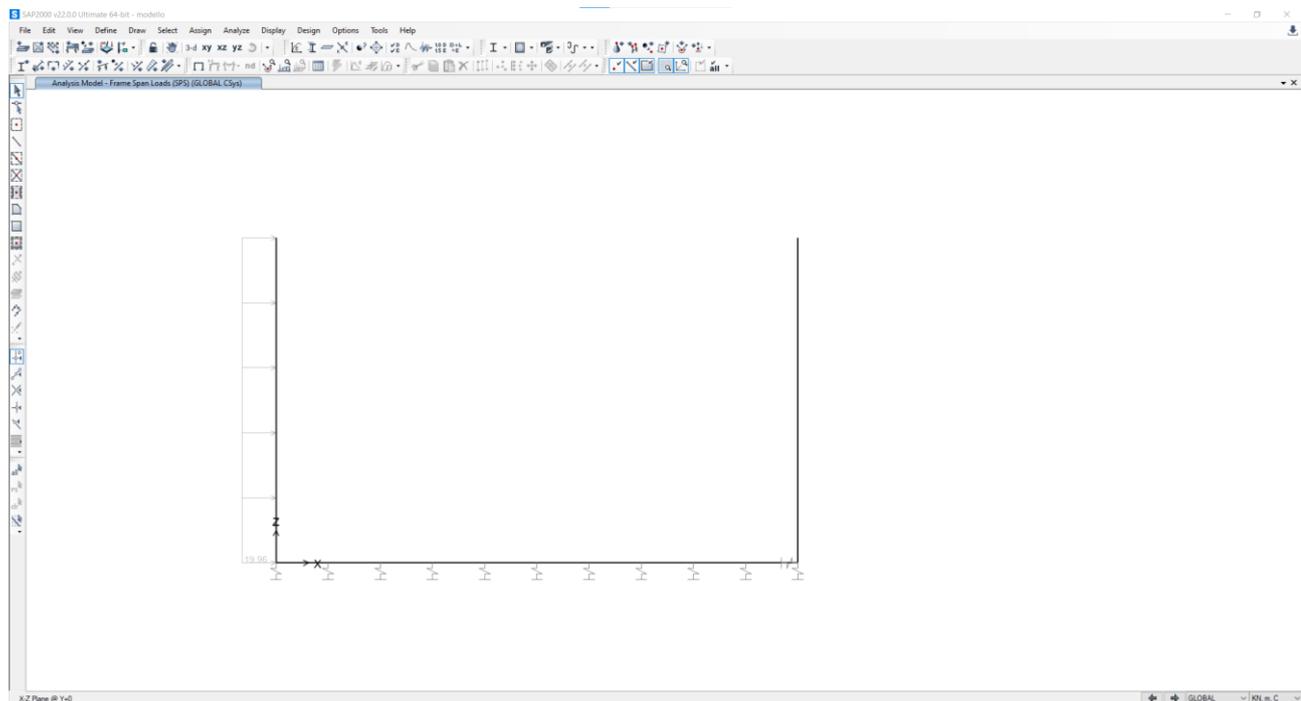
$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2.$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

$$\Delta S_E = 0.352 \cdot 21 \cdot 2.7^2 = 53.89 \text{ kN/m}$$

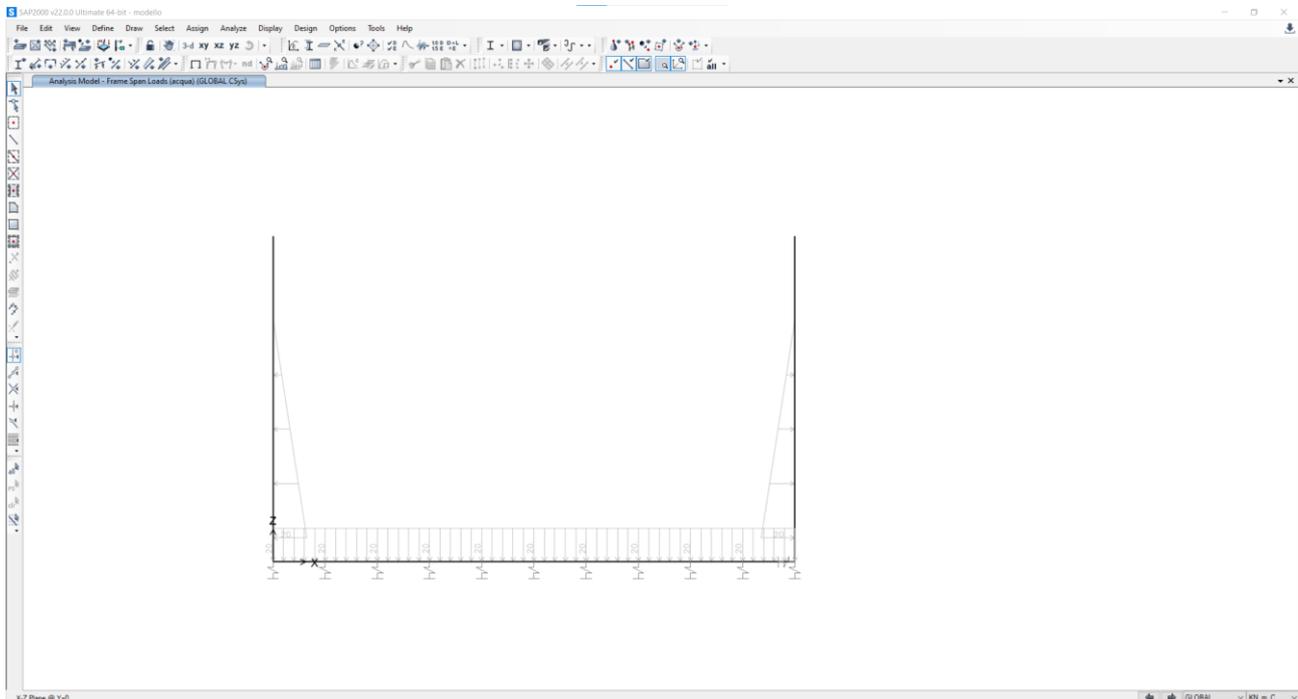
Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

$$SPS = (2.7 \cdot 21) \cdot 0.352 = 19.96 \text{ kN/m}^2$$



### 3.6 Spinta dell'acqua

La pressione esercitata dall'acqua sui piedritti e sulla soletta inferiore della vasca è pari a  $P_w = \gamma \cdot H = 20 \text{ kN/m}^2$ , essendo il livello massimo dell'acqua all'interno della vasca H pari a 2 m.



#### 4 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano per comodità le combinazioni delle azioni riportate nella normativa ponti alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

– Combinazione fondamentale. generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara). generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione frequente. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione quasi permanente. generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione sismica. impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

	<p style="text-align: center;">ANAS s.p.a. Direzione Centrale Programmazione Progettazione          REGIONE DELL'UMBRIA          Cassa di risparmio di Spoleto          STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE          Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola          Progetto Definitivo: Relazione di calcolo vasca di prima pioggia</p>	<p style="text-align: right;">Doc.          T00-ID00-IDR-          RE03          Pag 13 di 34</p>
---	---	---

$$E + G_1 + G_2 + P + \phi_{21} \cdot Q_{k1} + \phi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \text{ oppure } E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

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

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

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

**Tab. 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

	<p style="text-align: center;">ANAS s.p.a. Direzione Centrale Programmazione Progettazione          REGIONE DELL'UMBRIA          Cassa di risparmio di Spoleto          STRADA DELLE TRE VALLI UMBRE          Tratto Eggi-Acquasparta – 1° Stralcio Baiano-Firenzuola          Progetto Definitivo: Relazione di calcolo vasca di prima pioggia</p>	<p style="text-align: right;">Doc.          T00-ID00-IDR-          RE03          Pag 14 di 34</p>
---	---	---

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le azioni descritte nei paragrafi precedenti ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Spinta del terreno sul piedritto sinistro	SPTsx
Spinta del terreno sul piedritto destro	SPTdx
Carico accidentale sul piedritto sinistro	Accsx
Carico accidentale sul piedritto destro	Accdx
Azione sismica orizzontale	SismaH
Spinta dell'acqua	acqua
Spinta sismica del terreno sul piedritto sinistro	SPS

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate:

**TABLE: Combination Definitions**

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLU1		Linear Static	SPTsx	1.3
SLU1		Linear Static	SPTdx	1
SLU1		Linear Static	Accsx	1.5
SLU1		Linear Static	Accdx	0
SLU1		Linear Static	acqua	0
SLU2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.3
SLU2		Linear Static	SPTsx	1.3
SLU2		Linear Static	SPTdx	1
SLU2		Linear Static	Accsx	1.5
SLU2		Linear Static	Accdx	0
SLU2		Linear Static	acqua	0

SLU3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLU3		Linear Static	SPTsx	1.3
SLU3		Linear Static	SPTdx	1.3
SLU3		Linear Static	Accsx	1.5
SLU3		Linear Static	Accdx	1.5
SLU3		Linear Static	acqua	0
SLU4	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.3
SLU4		Linear Static	SPTsx	1.3
SLU4		Linear Static	SPTdx	1.3
SLU4		Linear Static	Accsx	1.5
SLU4		Linear Static	Accdx	1.5
SLU4		Linear Static	acqua	0
SLU5	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLU5		Linear Static	SPTsx	1
SLU5		Linear Static	SPTdx	1
SLU5		Linear Static	Accsx	0
SLU5		Linear Static	Accdx	0
SLU5		Linear Static	acqua	1.5
SLU6	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.3
SLU6		Linear Static	SPTsx	1
SLU6		Linear Static	SPTdx	1
SLU6		Linear Static	Accsx	0
SLU6		Linear Static	Accdx	0
SLU6		Linear Static	acqua	1.5
SLE1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE1		Linear Static	SPTsx	1
SLE1		Linear Static	SPTdx	1
SLE1		Linear Static	Accsx	0
SLE1		Linear Static	Accdx	0
SLE1		Linear Static	acqua	0
SLE2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE2		Linear Static	SPTsx	1
SLE2		Linear Static	SPTdx	1
SLE2		Linear Static	Accsx	1
SLE2		Linear Static	Accdx	0
SLE2		Linear Static	acqua	0
SLE3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE3		Linear Static	SPTsx	1
SLE3		Linear Static	SPTdx	1
SLE3		Linear Static	Accsx	1
SLE3		Linear Static	Accdx	1
SLE3		Linear Static	acqua	0
SLE4	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SLE4		Linear Static	SPTsx	1

SLE4		Linear Static	SPTdx	1
SLE4		Linear Static	Accsx	0
SLE4		Linear Static	Accdx	0
SLE4		Linear Static	acqua	1
SISMICA	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
SISMICA		Linear Static	SPTsx	1
SISMICA		Linear Static	SPTdx	1
SISMICA		Linear Static	Accsx	0
SISMICA		Linear Static	Accdx	0
SISMICA		Linear Static	acqua	0
SISMICA		Linear Static	SismaH	1
SISMICA		Linear Static	SPS	1

## 5 ANALISI DEI RISULTATI

Si riportano i risultati ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico. I valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti sono stati utilizzati nelle successive verifiche.

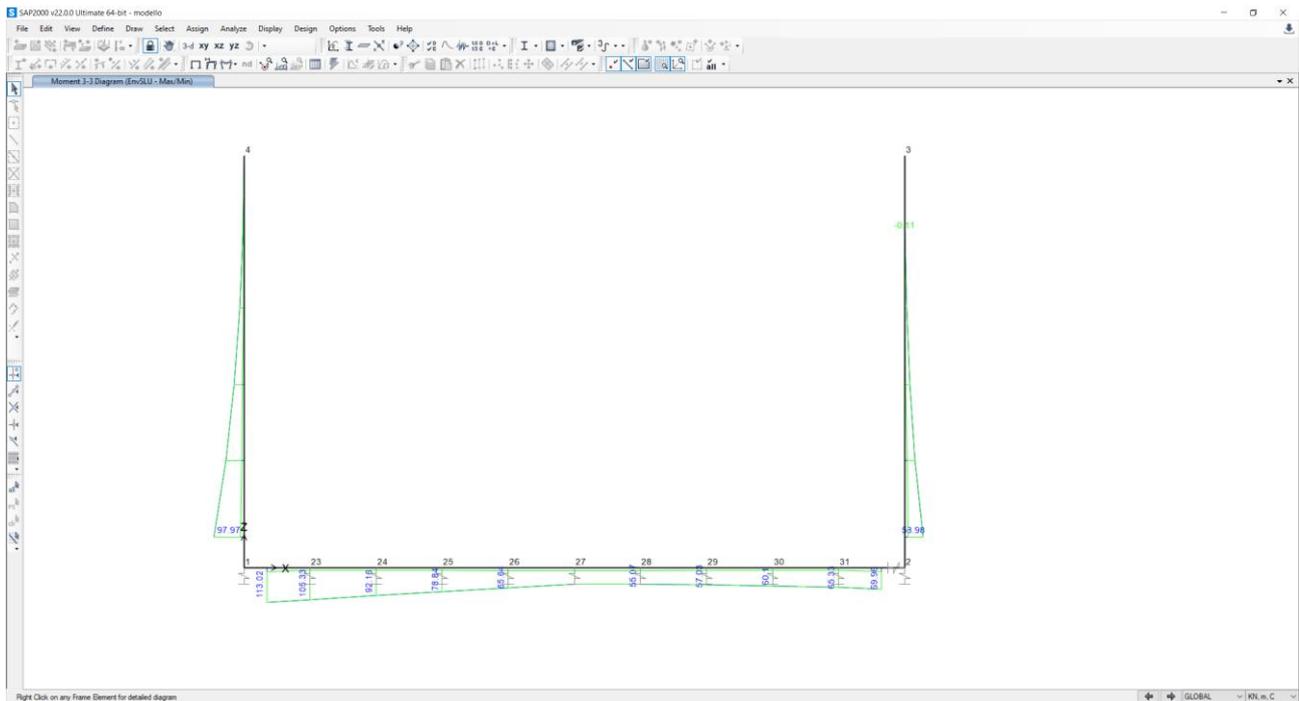


Figura 1 - Diagramma del momento flettente M33 (kNm) per l'involuppo EnvSlu

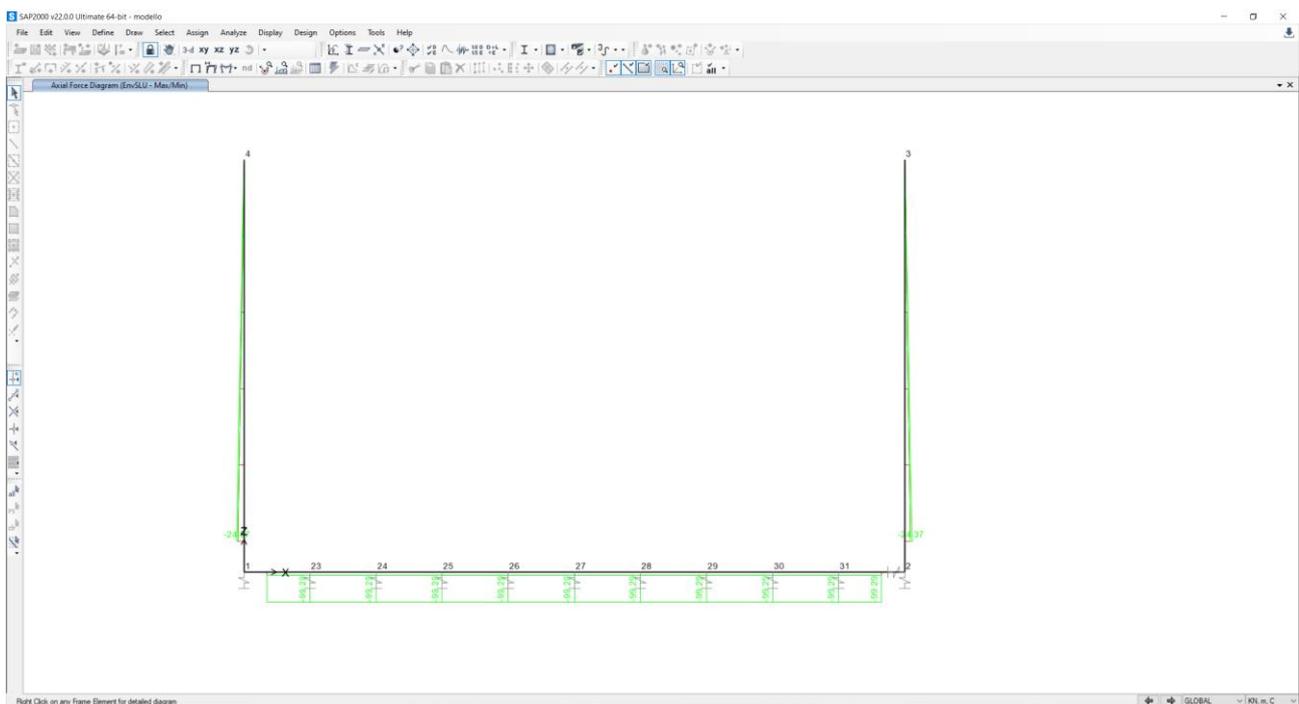


Figura 2 - Diagramma dello sforzo assiale N (kN) per l'involuppo EnvSlu

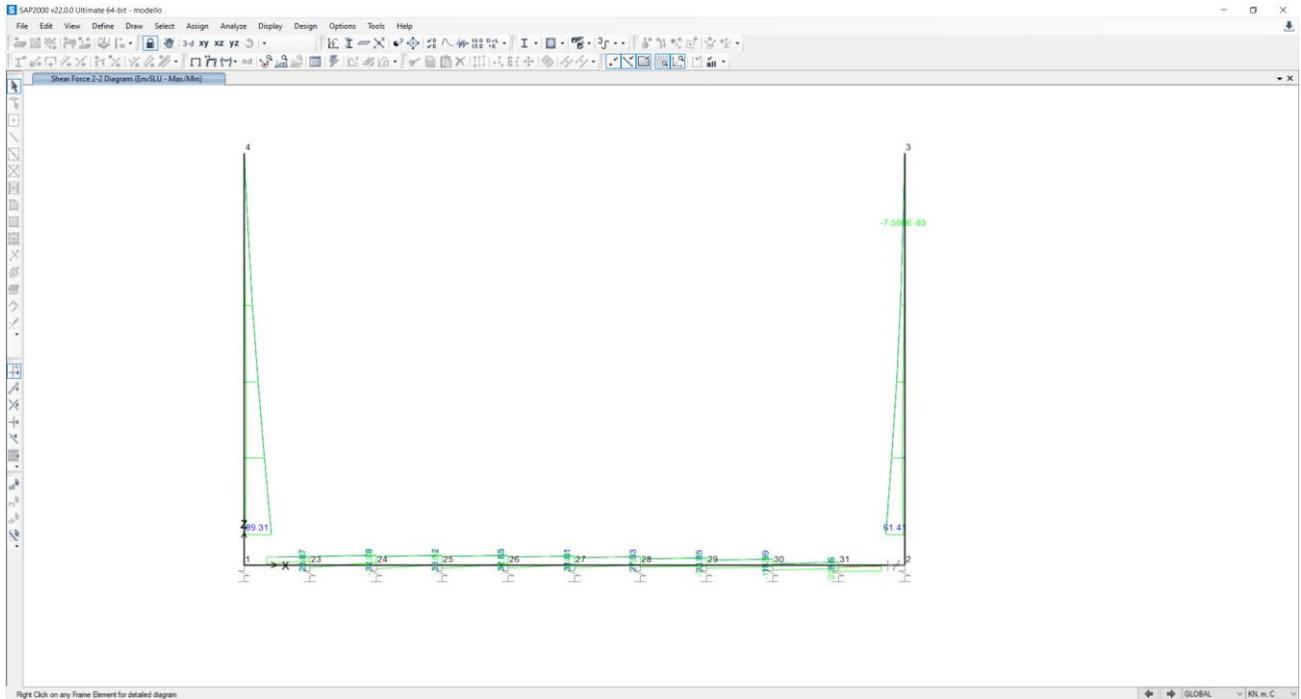


Figura 3 - Diagramma del taglio V22 (kN) per l'involuppo EnvSlu

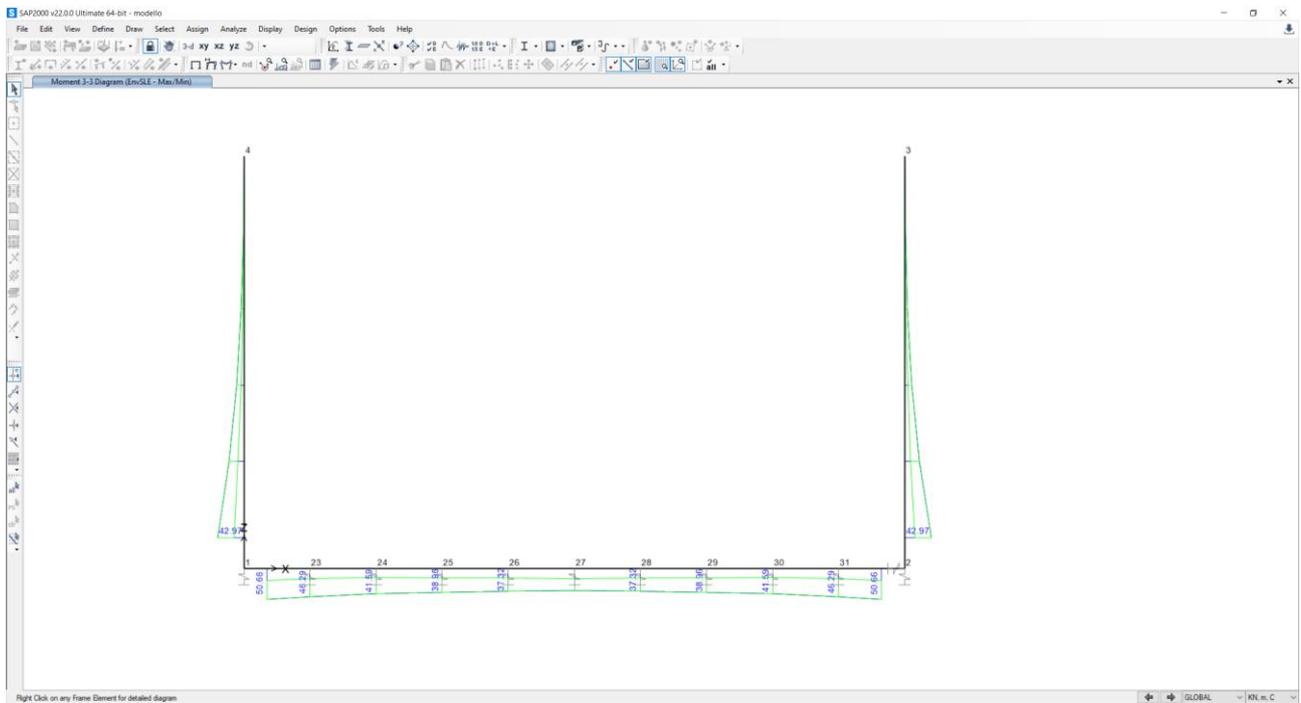


Figura 4 - Diagramma del momento flettente M33 (kNm) per l'involuppo EnvSlu

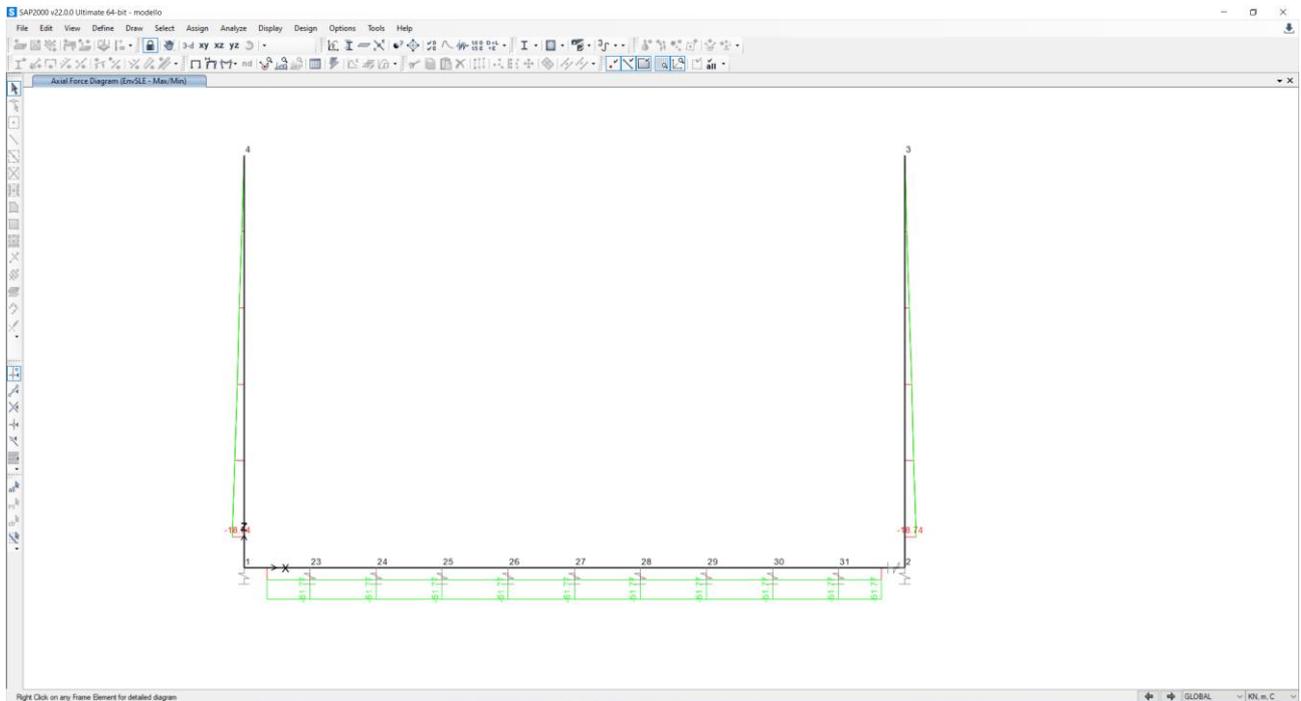


Figura 5 - Diagramma dello sforzo assiale  $N$  (kN) per l'involuppo EnvSle

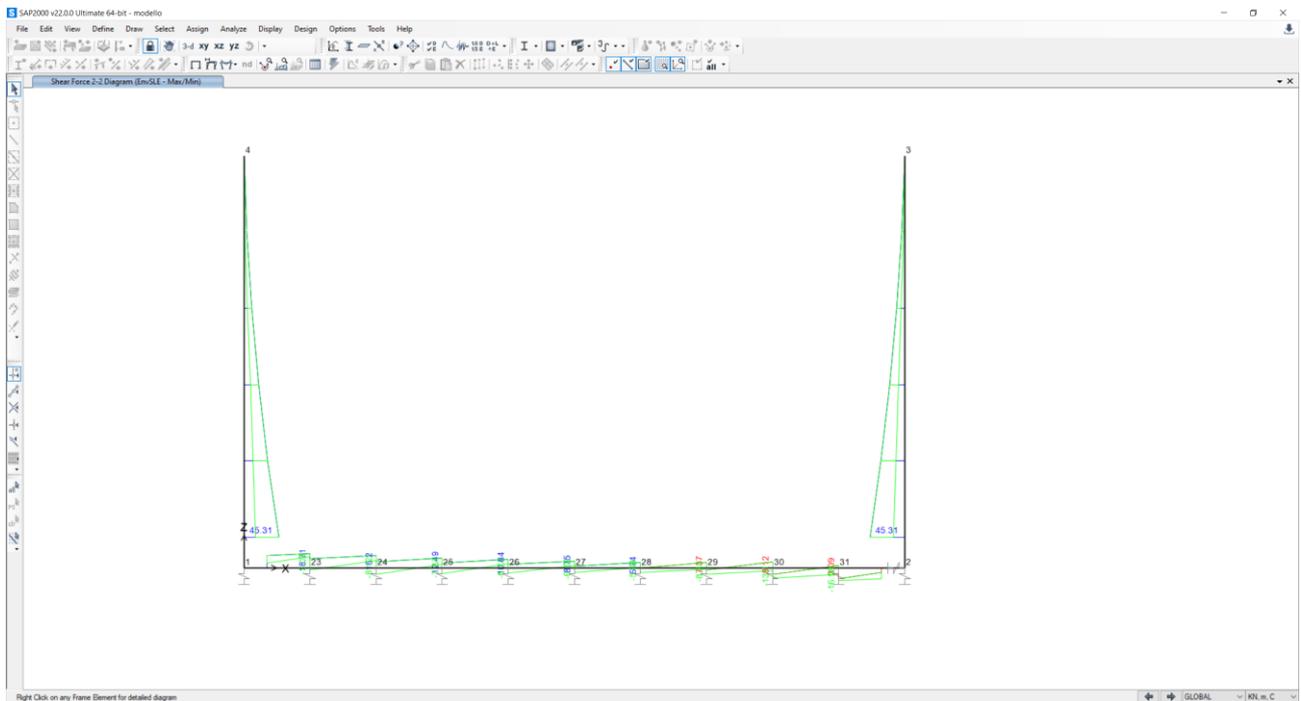


Figura 6 - Diagramma del taglio  $V_{22}$  (kN) per l'involuppo EnvSle

## 6 VERIFICHE STRUTTURALI

### 6.1 Piedritti

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-18.74	89.31	<b>97.97</b>	3	0.2	SISMICA
<b>M3</b>	<b>min</b>	-3.75	-0.01	<b>-0.11</b>	2	2.2	SISMICA
<b>V2</b>	<b>max</b>	-18.74	<b>89.31</b>	97.97	3	0.2	SISMICA
<b>V2</b>	<b>min</b>	-3.75	<b>-0.01</b>	-0.11	2	2.2	SISMICA
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.00</b>	0.00	0.00	2	2.7	SLU1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-24.37</b>	32.81	27.34	2	0.2	SLU2

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-18.74	45.31	<b>42.97</b>	2	0.2	SLE3
<b>M3</b>	<b>min</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>	2	2.7	SLE4
<b>V2</b>	<b>max</b>	-18.74	<b>45.31</b>	42.97	2	0.2	SLE3
<b>V2</b>	<b>min</b>	0.00	<b>0.00</b>	0.00	3	2.7	SLE2
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>0.00</b>	0.00	0.00	2	2.7	SLE1
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-18.74</b>	32.81	27.34	2	0.2	SLE1

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 30 cm.

## 6.1.1 Verifica a presso flessione – SLU

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Piedritti\_0.3

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	181.33	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	90.67	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.24	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:		5400.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	5.5	20
2	-44.5	24.5	20

3	44.5	24.5	20
4	44.5	5.5	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	8	20

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1874	9797	0	0	0
2	375	-11	0	0	0
3	0	0	0	0	0
4	2437	2734	0	0	0
5	1874	9797	0	8931	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1874	4297	0
2	0	0	0
3	0	0	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1874	4297 (6397)	0 (0)
2	0	0 (0)	0 (0)



### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.263	-50.0	30.0	0.00051	-44.5	24.5	-0.00980	-44.5	5.5
2	0.00350	0.262	-50.0	0.0	0.00050	-44.5	5.5	-0.00987	44.5	24.5
3	0.00350	0.261	-50.0	30.0	0.00049	-44.5	24.5	-0.00989	-44.5	5.5
4	0.00350	0.264	-50.0	30.0	0.00052	-44.5	24.5	-0.00978	-44.5	5.5
5	0.00350	0.263	-50.0	30.0	0.00051	-44.5	24.5	-0.00980	-44.5	5.5

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000542926	-0.012787766	0.263	0.769
2	0.000000000	-0.000545727	0.003500000	0.262	0.767
3	0.000000000	0.000546406	-0.012892167	0.261	0.767
4	0.000000000	0.000541907	-0.012757210	0.264	0.770
5	0.000000000	0.000542926	-0.012787766	0.263	0.769

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	30.1	-50.0	30.0	-636	34.6	5.5	650	31.4
2	S	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	----	----
3	S	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	30.1	-50.0	30.0	-636	34.6	5.5	650	31.4
2	S	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	----	----
3	S	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= (e1 + e2)/(2*e1) [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00044	0	0.842	20.0	45	0.00019 (0.00019)	272	0.052 (0.30)	6397	0
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0	0
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	30.1	-50.0	30.0	-636	34.6	5.5	650	31.4
2	S	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	----	----
3	S	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00044	0	0.842	20.0	45	0.00019 (0.00019)	272	0.052 (0.20)	6397	0
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0	0

### 6.1.2 Verifica a taglio

Il taglio massimo di progetto è pari a  $V_{Ed} = 89.31$  KN.

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	$V_{Ed}$	<b>89.31</b> kN	
	$N_{Ed}$	<b>18.74</b> kN	
Calcestruzzo	<b>C32/40</b>	$R_{ck}$	<b>40</b> N/mm <sup>2</sup>
		$f_{ck}$	<b>33.2</b> N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	<b>18.81</b> N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	<b>1.5</b>
Altezza sezione		$h$	<b>300</b> mm
Copriferro		$c$	<b>55</b> mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	<b>1000</b> mm
Altezza utile della sezione (in mm)		$d$	<b>245</b> mm
Area Calcestruzzo		$A_c$	<b>300000</b> mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale tesa	n <b>10</b>	$\varnothing$	<b>20</b> mm
		$A_{s1}$	<b>3140</b> mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	<b>0.0128 ≤ 0.02</b> <span style="color: blue;">ok</span>
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	<b>0.0625 ≤ 0.2 f<sub>cd</sub></b> <span style="color: blue;">ok</span>
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		$k$	<b>1.90 ≤ 2</b> <span style="color: blue;">ok</span>
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		$v_{\min}$	<b>0.31</b>
		<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>197.67</b> kN
<b>Verifica:</b>	<b><math>V_{Rd} &gt; V_{Ed}</math></b>		<b>VERIFICATA</b>

## 6.2 Soletta

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-99.29	26.07	<b>113.02</b>	24	0.15	SISMICA
<b>M3</b>	<b>min</b>	-11.27	11.68	<b>8.07</b>	25	0.43	SLU6
<b>V2</b>	<b>max</b>	-99.29	<b>33.13</b>	78.84	26	0.43	SISMICA
<b>V2</b>	<b>min</b>	-70.00	<b>-22.25</b>	63.75	33	0	SLU4
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-11.27</b>	2.40	12.93	24	0.15	SLU5
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-99.29</b>	26.07	113.02	24	0.15	SISMICA

		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-51.77	14.18	<b>50.66</b>	24	0.15	SLE3
<b>M3</b>	<b>min</b>	-20.27	9.81	<b>15.17</b>	25	0.43	SLE4
<b>V2</b>	<b>max</b>	-51.77	<b>18.71</b>	45.55	24	0.43	SLE2
<b>V2</b>	<b>min</b>	-51.77	<b>-16.98</b>	46.29	33	0	SLE3
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-20.27</b>	6.03	19.48	24	0.15	SLE4
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-51.77</b>	11.90	45.55	25	0	SLE2

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 40 cm.

## 6.2.1 Verifica a Presso flessione – SLU

### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. NOME FILE SEZIONE: soletta\_0.4

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	181.33	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333458	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	30.24	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:		5400.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto ftd:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.5	5.5	20
2	-44.5	34.5	20
3	44.5	34.5	20

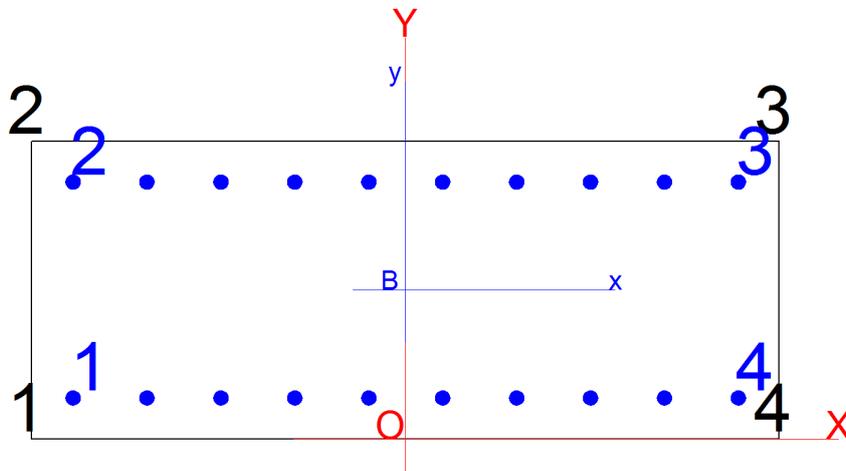


1	5177	5066 (11965)	0 (0)
2	2027	1517 (12274)	0 (0)
3	2027	1948 (11983)	0 (0)
4	5177	4555 (12076)	0 (0)
5	5177	4555 (12076)	0 (0)
6	5177	4629 (12058)	0 (0)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	5177	5066 (11965)	0 (0)
2	2027	1517 (12274)	0 (0)
3	2027	1948 (11983)	0 (0)
4	5177	4555 (12076)	0 (0)
5	5177	4555 (12076)	0 (0)
6	5177	4629 (12058)	0 (0)



### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)

Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	9929	11302	0	9923	40788	0	3.61	31.4(7.0)
2	S	1127	807	0	1099	39553	0	49.01	31.4(7.0)
3	S	1127	1293	0	1099	39553	0	30.59	31.4(7.0)
4	S	9929	11302	0	9923	40788	0	3.61	31.4(7.0)
5	S	9929	7884	0	9923	40788	0	5.17	31.4(7.0)
6	S	7000	6375	0	7026	40383	0	6.33	31.4(7.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.193	-50.0	40.0	0.00061	-44.5	34.5	-0.01461	-44.5	5.5
2	0.00350	0.187	-50.0	40.0	0.00052	-44.5	34.5	-0.01518	44.5	5.5
3	0.00350	0.187	-50.0	40.0	0.00052	-44.5	34.5	-0.01518	-44.5	5.5
4	0.00350	0.193	-50.0	40.0	0.00061	-44.5	34.5	-0.01461	-44.5	5.5
5	0.00350	0.193	-50.0	40.0	0.00061	-44.5	34.5	-0.01461	44.5	5.5
6	0.00350	0.191	-50.0	40.0	0.00058	-44.5	34.5	-0.01480	44.5	5.5

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000524794	-0.017491779	0.193	0.700
2	0.000000000	0.000541512	-0.018160469	0.187	0.700
3	0.000000000	0.000541512	-0.018160469	0.187	0.700
4	0.000000000	0.000524794	-0.017491779	0.193	0.700
5	0.000000000	0.000524794	-0.017491779	0.193	0.700
6	0.000000000	0.000530327	-0.017713072	0.191	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	2607	24053	35.5	100.0	0.0088	0.2

2	S	1168	22881	35.5	100.0	0.0088	0.0
3	S	240	22881	35.5	100.0	0.0088	0.0
4	S	2607	24053	35.5	100.0	0.0088	0.2
5	S	3313	24053	35.5	100.0	0.0088	0.2
6	S	2225	23663	35.5	100.0	0.0088	0.2

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.2	-50.0	40.0	-460	44.5	5.5	900	31.4
2	S	6.1	-50.0	40.0	-131	34.6	5.5	850	31.4
3	S	7.8	-50.0	40.0	-176	34.6	5.5	850	31.4
4	S	18.3	-50.0	40.0	-406	34.6	5.5	850	31.4
5	S	18.3	-50.0	40.0	-406	34.6	5.5	850	31.4
6	S	18.6	-50.0	40.0	-413	34.6	5.5	850	31.4

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.2	-50.0	40.0	-460	44.5	5.5	900	31.4
2	S	6.1	-50.0	40.0	-131	34.6	5.5	850	31.4
3	S	7.8	-50.0	40.0	-176	34.6	5.5	850	31.4
4	S	18.3	-50.0	40.0	-406	34.6	5.5	850	31.4
5	S	18.3	-50.0	40.0	-406	34.6	5.5	850	31.4
6	S	18.6	-50.0	40.0	-413	34.6	5.5	850	31.4

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$ Esito della verifica
e1	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max^*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00029	0	0.833	20.0	45	0.00014 (0.00014)	315	0.043 (0.30)	11965	0
2	S	-0.00008	0	0.840	20.0	45	0.00004 (0.00004)	308	0.012 (0.30)	12274	0
3	S	-0.00011	0	0.843	20.0	45	0.00005 (0.00005)	308	0.016 (0.30)	11983	0
4	S	-0.00026	0	0.842	20.0	45	0.00012 (0.00012)	308	0.037 (0.30)	12076	0
5	S	-0.00026	0	0.842	20.0	45	0.00012 (0.00012)	308	0.037 (0.30)	12076	0
6	S	-0.00026	0	0.842	20.0	45	0.00012 (0.00012)	308	0.038 (0.30)	12058	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.2	-50.0	40.0	-460	44.5	5.5	900	31.4
2	S	6.1	-50.0	40.0	-131	34.6	5.5	850	31.4
3	S	7.8	-50.0	40.0	-176	34.6	5.5	850	31.4
4	S	18.3	-50.0	40.0	-406	34.6	5.5	850	31.4
5	S	18.3	-50.0	40.0	-406	34.6	5.5	850	31.4
6	S	18.6	-50.0	40.0	-413	34.6	5.5	850	31.4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00029	0	0.833	20.0	45	0.00014 (0.00014)	315	0.043 (0.20)	11965	0
2	S	-0.00008	0	0.840	20.0	45	0.00004 (0.00004)	308	0.012 (0.20)	12274	0
3	S	-0.00011	0	0.843	20.0	45	0.00005 (0.00005)	308	0.016 (0.20)	11983	0
4	S	-0.00026	0	0.842	20.0	45	0.00012 (0.00012)	308	0.037 (0.20)	12076	0
5	S	-0.00026	0	0.842	20.0	45	0.00012 (0.00012)	308	0.037 (0.20)	12076	0
6	S	-0.00026	0	0.842	20.0	45	0.00012 (0.00012)	308	0.038 (0.20)	12058	0

## 6.2.2 Verifica a Taglio

Il taglio massimo di progetto è pari a  $V_{Ed} = 33.13$  KN.

### VERIFICA A TAGLIO

#### Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:		$V_{Ed}$	33.13 kN	
		$N_{Ed}$	99.29 kN	
Calcestruzzo	<b>C32/40</b>	$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>	
		$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		$f_{cd}$	18.81 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5	
Altezza sezione		h	400 mm	
Copriferro		c	55 mm	
Larghezza minima della sezione (in mm)		$b_w$	1000 mm	
Altezza utile della sezione (in mm)		d	345 mm	
Area Calcestruzzo		$A_c$	400000 mm <sup>2</sup>	
Armatura longitudinale tesa	n = 10	$\emptyset$	20 mm	
		$A_{s1}$	3140 mm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		$\rho_1$	0.0091 ≤ 0.02	ok
Tensione media di compressione nella sezione		$\sigma_{cp}$	0.2482 ≤ 0.2 $f_{cd}$	ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1.76 ≤ 2	ok
$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		$v_{\min}$	0.29	
		$V_{Rd}$	239.97 kN	
<b>Verifica:</b>		$V_{Rd} > V_{Ed}$		<b>VERIFICATA</b>