

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

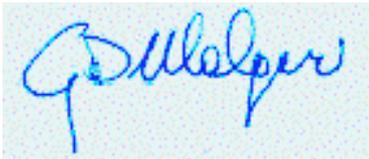
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

 <b>STUDIO CORONA</b>  Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ingegneria del Territorio s.r.l.  Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE  Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 ECOPLAN s.r.l. - Ingegneria e Architettura s.p.a.  Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 E&G Engineering & Graphics S.r.l.  Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 UNING Società designata: GA&M  Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni  Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 ARKE INGEGNERIA s.r.l. Via Impresatore, Trano 114 - 70106 Bari  Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILLO GALLO  Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



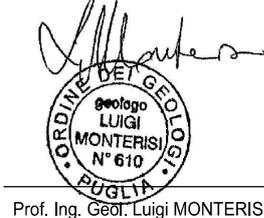
Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Valerio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

HH01.1

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI

HH - CV18 - PASSERELLA PEDONALE  
 RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO RAMPE

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. LO203      E      1801	HH01.1-T00CV18STRE02_A.dwg	A	-----
	CODICE ELAB. T00CV18STRE02		

C					
B					
A	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-01-ATF-RA-00001	MAGGIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
4	UNITA' DI MISURA .....	6
5	MATERIALI .....	7
5.1	Calcestruzzo .....	7
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione .....	7
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione ed elevazione .....	7
5.2	Acciaio .....	7
5.2.1	Acciaio per armatura lenta .....	7
5.3	Calcolo dei copriferri minimi .....	8
5.4	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura .....	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....	11
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	12
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali .....	12
7.2	Definizione della strategia progettuale .....	13
7.3	Parametri di calcolo .....	15
7.3.1	Parametri numerici sismici .....	15
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	15
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	15
7.3.4	Fattori di struttura .....	16
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto .....	16
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo .....	19
8	ANALISI DEI CARICHI .....	20
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato .....	20
8.2	Carichi permanenti portati sulla soletta inferiore .....	20
8.2.1	Peso proprio del terreno di ricoprimento .....	20
8.2.2	Peso proprio finitura rampe .....	20
8.3	Peso proprio del parapetto .....	20
8.4	Spinta laterale dei terreni .....	20
8.5	Sovraccarichi accidentali ( $q_1$ ) .....	21
8.6	Azione sismica .....	21
8.6.1	Azione inerziale delle masse .....	21
8.6.2	Sovrappinta dinamica dei terreni .....	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	22
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti .....	22
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti .....	22
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche .....	22
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche .....	23
9.5	Combinazione di carico sismiche .....	24
10	MODELLO DI CALCOLO .....	25
10.1	Definizione del modello di calcolo .....	25
10.2	Numerazione degli elementi .....	26
10.3	Numerazione dei nodi .....	26
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche .....	27
10.5	Applicazione dei carichi elementari .....	28

10.5.1	Pesi propri strutturali .....	28
10.5.2	Peso proprio finitura rampe .....	28
10.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento .....	28
10.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici .....	29
10.5.5	Spinta orizzontale dei terreni.....	29
10.5.6	Carichi accidentali agenti sulle solette superiori .....	30
10.5.7	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati	30
10.5.8	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni.....	31
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	32
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti .....	32
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti .....	33
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare .....	35
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR .....	36
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	38
12	PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	40
12.2	Sezione e armatura di verifica .....	40
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	41
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	41
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	42
12.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	43
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente .....	44
12.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente .....	45
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	46
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	47
13	SOLETTE SUPERIORI - VERIFICHE STRUTTURALI .....	48
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	48
13.2	Sezione e armatura di verifica .....	49
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	49
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	49
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	50
13.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	51
13.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente .....	52
13.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Frequente .....	53
13.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	54
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	55
14	ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI.....	56
14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	56
14.1.1	Sezione e armatura di verifica.....	57
14.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	57
14.2.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	57
14.2.2	Combinazione SLE – Frequente .....	58
14.2.3	Combinazione SLE – Rara .....	59
14.2.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione - Quasi Permanente .....	60
14.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Frequente.....	61
14.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	62
14.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	64

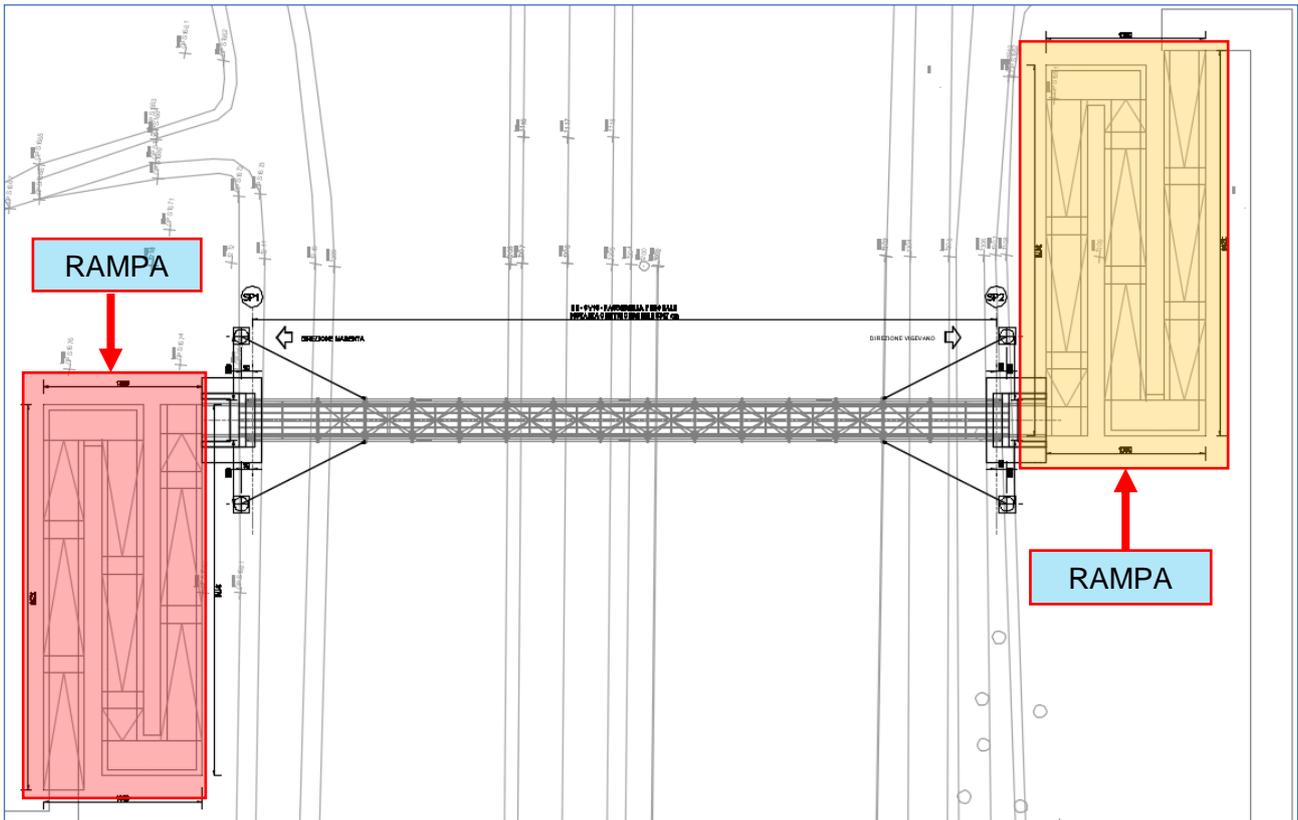
15	VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO	
	65	
15.1	Richiami teorici.....	65
15.1.1	Verifica al carico limite .....	65
15.1.2	Verifica allo scorrimento.....	66
15.2	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	
	67	
15.3	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR .....	67
15.4	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV .....	67
15.5	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo .....	67
15.6	Dati .....	68
15.7	Condizione di carico .....	69
15.8	Opzioni di calcolo .....	70
15.9	Risultati .....	70

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche delle opere in cemento armato costituite dalle rampe di accesso alla passerella pedonale (wbs CV18) nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

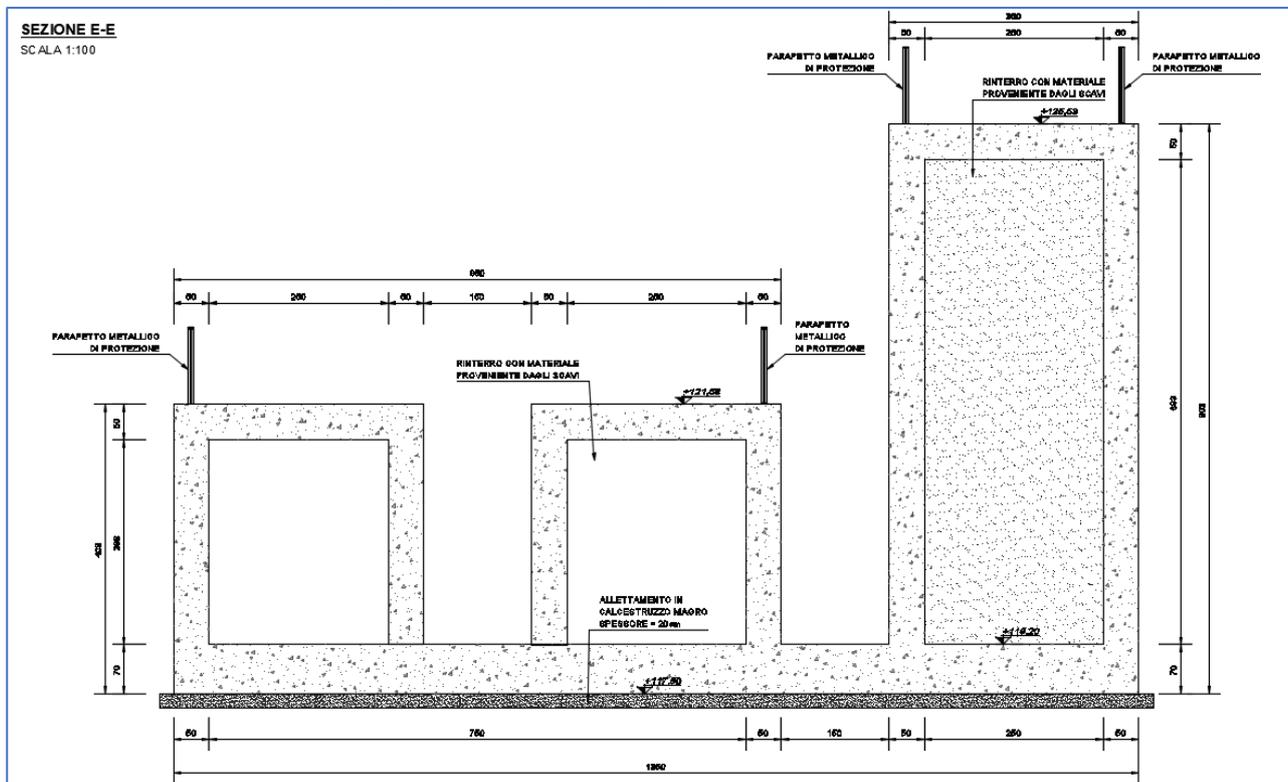
## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Di seguito viene riportato l'andamento planimetrico con l'individuazione delle rampe di accesso alla passerella pedonale.



Ai fini del dimensionamento, delle verifiche strutturali e geotecniche si considera una sezione trasversale ad "U" (vedi figura seguente) in cemento armato gettato in opera la seguente caratteristiche geometriche:

- Pareti verticali laterali I° elemento: **altezza 288 cm e spessore 50 cm**
- Soletta superiore I° elemento: **larghezza 850 cm e spessore 50 cm**
- Pareti verticali laterali II° elemento: **altezza 683 cm e spessore 50 cm**
- Soletta superiore II° elemento: **larghezza 350 cm e spessore 50 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1350 cm e spessore 70 cm**



### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

### 4 UNITA' DI MISURA

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

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

## 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 DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Per le opere di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2**.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C28/35	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	<b>35,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	<b>29,05</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$f_{cm}$	<b>37,05</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	<b>16,46</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	<b>2,83</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	<b>1,98</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	<b>1,32</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	$E_c$	<b>33.721,65</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	<b>31.670,36</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.

### 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/mm<sup>2</sup> (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$  = 450,00 N/mm<sup>2</sup> (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$  = 391,30 N/mm<sup>2</sup> (tensione di snervamento di calcolo -  $\gamma_c=1,15$ )
- $E_s$  = 210.000,00 N/mm<sup>2</sup> (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.

Per le opere in calcestruzzo è previsto un copriferro minimo pari a **25mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

Definizione delle condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Classe di esposizione di progetto</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	<b>Condizioni ambientali di progetto</b>
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Ordinario

Definizione delle classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
<b>Classe minima Cmin</b>	<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>
C25/30	Barre da c.a. elementi a p	C28/35
<b>Classe C0</b>	<b>Vita Nominale dell'opera</b>	<b>Produzioni sottoposte a controllo qualità</b>
C45/55	50 Anni	NO

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	20 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
<b>COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO</b>	<b>25 mm</b>

#### 5.4 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

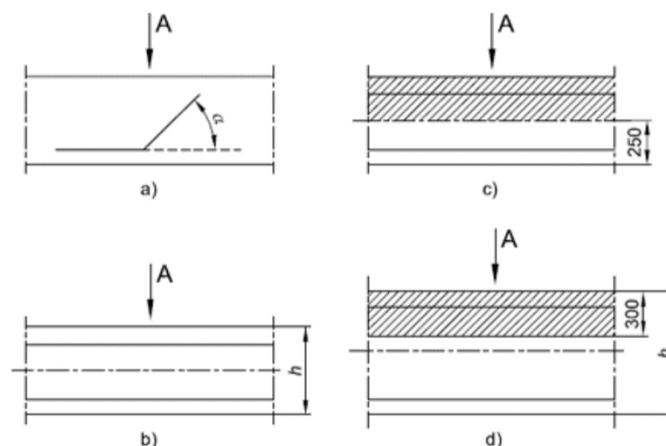
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

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

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

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



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

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

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

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

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

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

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

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

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

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

Il terreno di fondazione è caratterizzato dall'unità **G3** aventi i seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume:  $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\varphi = 30,90^\circ$
- Coesione efficace:  $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Il terreno di rinterro all'interno delle rampe è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume:  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\varphi = 28,00^\circ$
- 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 Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta ▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶

---

**Elaborazioni**

Tabella parametri ▶

---

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

**Controllo sul reticolo**

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

**Interpolazione**

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## 7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

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

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

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

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D'USO
Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:
<i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i> 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.
<i>Classe III:</i> 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.
<i>Classe IV:</i> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

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

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

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA
Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R$ che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto $V_N$ per il coefficiente d’uso $C_U$ :
$V_R = V_N \cdot C_U$ [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 - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie ( $T_R$ [anni])	Strategia scelta ( $T_R$ [anni])
SLO	~40	80
SLD	~60	101
SLV	~500	949
SLC	~1000	1950

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## 7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

### 7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

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

### 7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

### 7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></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 C ▼ info  $S_s = 1,500$   $C_c = 1,556$  ▼ info

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

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) 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 ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

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

#### Parametri indipendenti

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

#### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,157 s
$T_C$	0,472 s
$T_D$	1,800 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

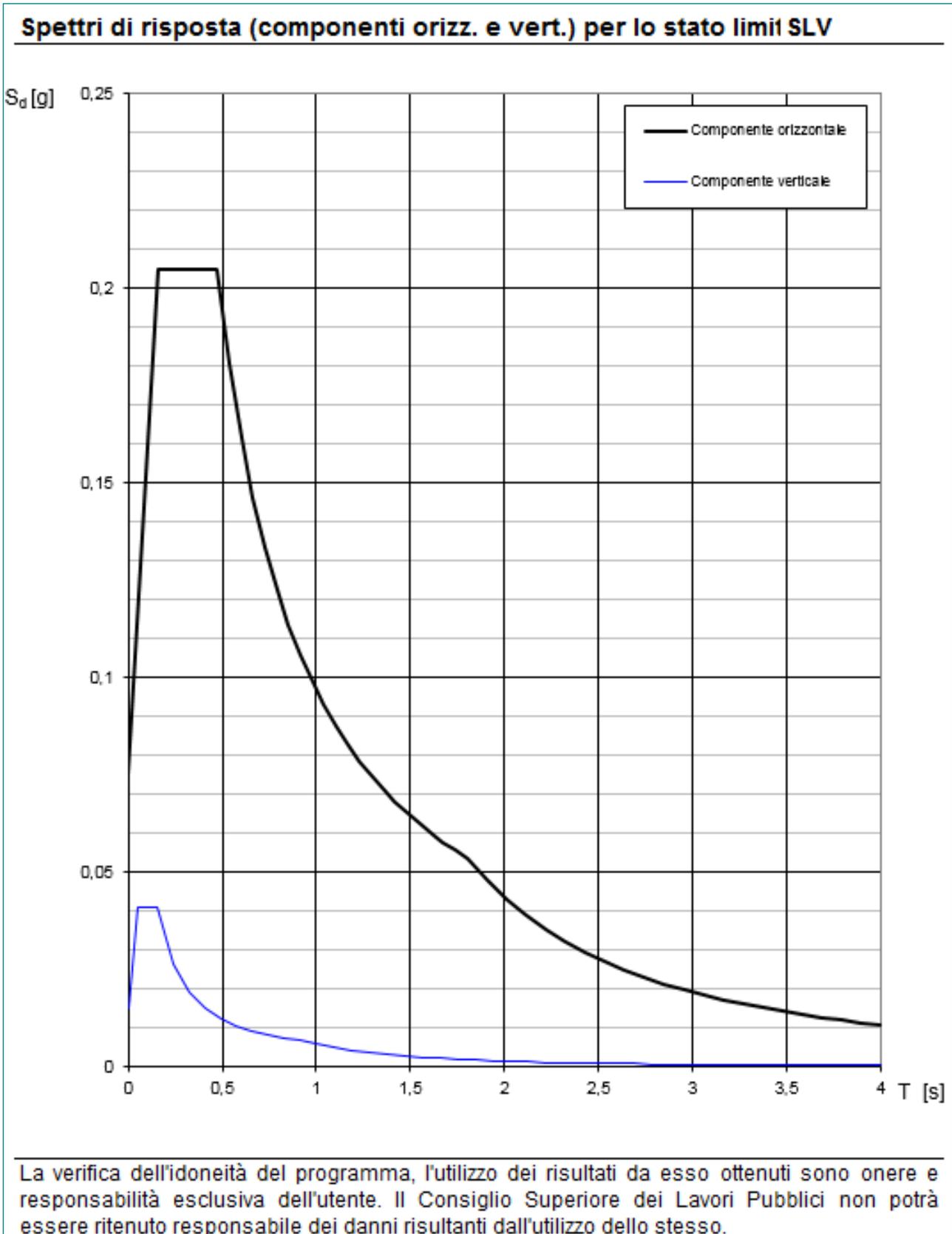
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

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

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

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



#### 7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- $g$  → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente  $\beta_m$  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  $\beta_m$  assume un valore pari all'unità per muri impediti di traslare e ruotare.

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

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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

### 8.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI SULLA SOLETTA INFERIORE

#### 8.2.1 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO

Lo spessore medio del terreno di ricoprimento al di sopra della soletta inferiore è assunto pari a:

-	$S_{max}$ [m]
1° ELEMENTO	6,83
1° ELEMENTO	2,88

Il peso per unità di volume terreno di ricoprimento è assunto pari a  $\gamma_{rilevato} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ .

Il carico permanente per unità di superficie dovuto al peso terreno di ricoprimento risulta dunque pari a:

-	$S_{max}$ [m]	$P_{ricoprimento}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1° ELEMENTO	6,83	129,77 → 130,00
1° ELEMENTO	2,88	54,72 → 55,00

#### 8.2.2 PESO PROPRIO FINITURA RAMPE

Il carico permanente agente sulle rampe è stato assunto, per tenere conto delle eventuali opere di finitura, pari a  $2,00 \text{ kN/m}^2$ .

### 8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

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

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

### 8.4 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

A favore di sicurezza la spinta del terreno agente esternamente all'opera è stata trascurata, mentre è stata considerata la spinta sulle pareti verticali agente dall'interno verso l'esterno, assumendo un peso per unità di volume  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ , calcolata in condizioni attive mediante la seguente relazione:

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

dove:

- $\gamma$  → peso per unità di volume del terreno;
- $H$  → altezza di applicazione della spinta
- $K_a$  → coefficiente di spinta attiva, determinato mediante la relazione:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'} = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

con:

- $\varphi$  = angolo di attrito interno

L'azione della spinta è applicata a 1/3 dell'altezza dell'opera. A favore di sicurezza l'intera spinta è applicata in direzione orizzontale.

## 8.5 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI ( $Q_1$ )

Il carico accidentale agente sulle rampe è definibile come folla compatta. E' stato pertanto assunto un valore dei carichi accidentali pari a:

$$q = 5,00 \text{ kN/m}^2.$$

## 8.6 AZIONE SISMICA

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

### 8.6.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

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

### 8.6.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

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

dove:

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

## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 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:

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

dove:

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

#### 9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

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

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

dove:

- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  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
- $\Psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 174.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
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	$\gamma_Q$	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.

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

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

## 9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

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

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

dove:

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

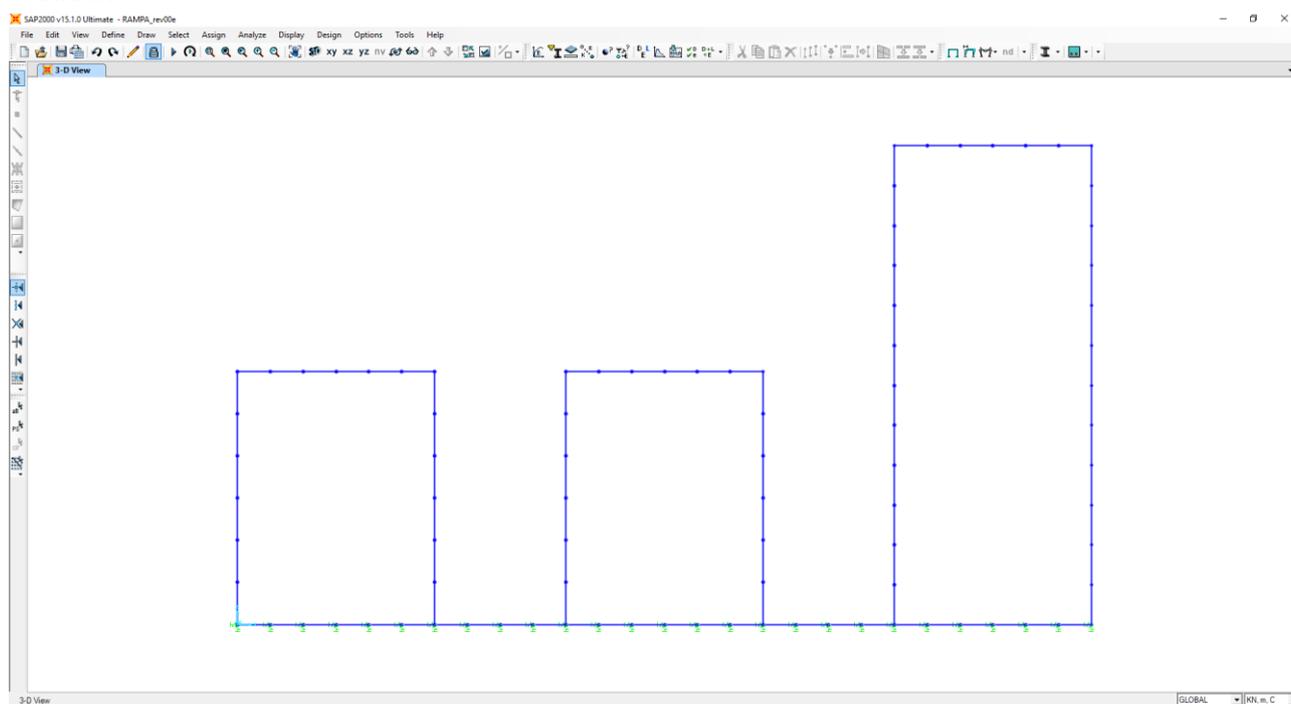
## 10 MODELLO DI CALCOLO

### 10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la valutazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali in cemento armato è stato realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale (trasversale per una striscia di larghezza unitaria) mediante il software agli elementi finiti SAP2000 v.15.1.

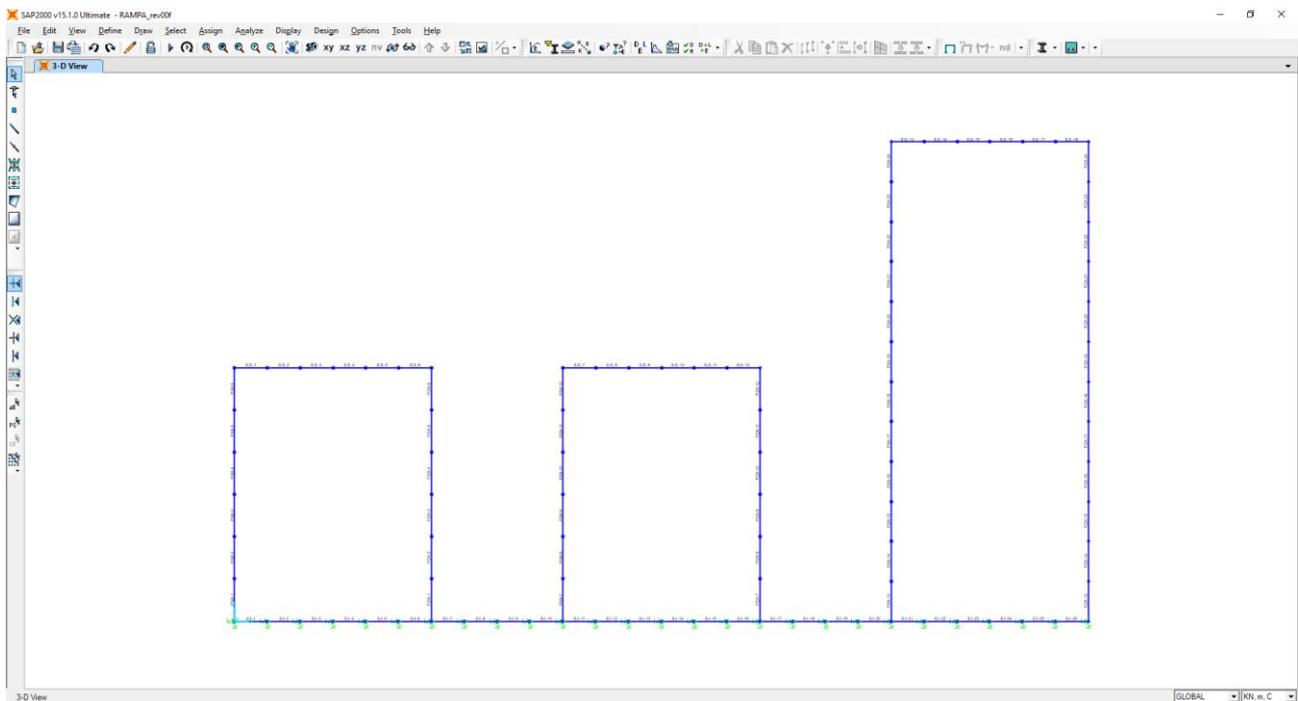
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

Il terreno è stato modellato mediante un letto di molle elastiche secondo una schematizzazione alla Winkler.



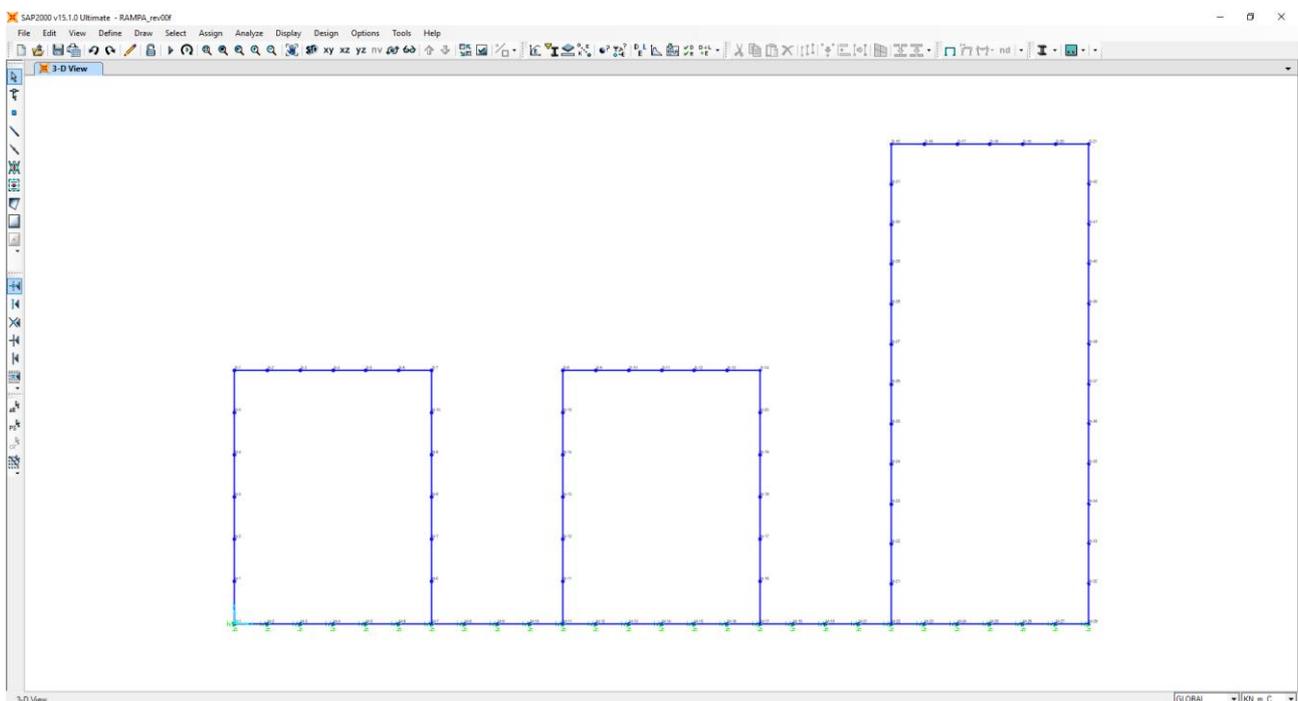
## 10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

Nell'immagine successiva è stata riportata la numerazione dei singoli elementi che costituiscono il modello di calcolo:



## 10.3 NUMERAZIONE DEI NODI

Nell'immagine successiva è stata riportata la numerazione dei singoli nodi che costituiscono il modello di calcolo:



## 10.4 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ELASTICHE

A favore di sicurezza si considera come terreno di fondazione l'unità litotecnica L5, pertanto si ha una costante di sottofondo pari a  $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$ .

Nella tabella successiva è riportata la valutazione delle costanti di rigidezza verticali assegnate alle molle elastiche che schematizzano il terreno:

### SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO ALLA WINKLER VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE

Costante di sottofondo del terreno (costante di Winkler)  $K_s$ :

**15.000,00**  $\text{kN/m}^3$

Larghezza della striscia di calcolo  $L_c$ :

**1,00** m

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,500
M2	M3	0,500
M3	M4	0,500
M4	M5	0,500
M5	M6	0,500
M6	M7	0,500
M7	M8	0,500
M8	M9	0,500
M9	M10	0,500
M10	M11	0,500
M11	M12	0,500
M12	M13	0,500
M13	M14	0,500
M14	M15	0,500
M15	M16	0,500
M16	M17	0,500
M17	M18	0,500
M18	M19	0,500
M19	M20	0,500
M20	M21	0,500
M21	M22	0,500
M22	M23	0,500
M23	M24	0,500
M24	M25	0,500
M25	M26	0,500
M26	M27	0,500
M27	M28	0,500

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,250	3.750,00
M2	0,500	7.500,00
M3	0,500	7.500,00
M4	0,500	7.500,00
M5	0,500	7.500,00
M6	0,500	7.500,00
M7	0,500	7.500,00
M8	0,500	7.500,00
M9	0,500	7.500,00
M10	0,500	7.500,00
M11	0,500	7.500,00
M12	0,500	7.500,00
M13	0,500	7.500,00
M14	0,500	7.500,00
M15	0,500	7.500,00
M16	0,500	7.500,00
M17	0,500	7.500,00
M18	0,500	7.500,00
M19	0,500	7.500,00
M20	0,500	7.500,00
M21	0,500	7.500,00
M22	0,500	7.500,00
M23	0,500	7.500,00
M24	0,500	7.500,00
M25	0,500	7.500,00
M26	0,500	7.500,00
M27	0,500	7.500,00
M28	0,250	3.750,00

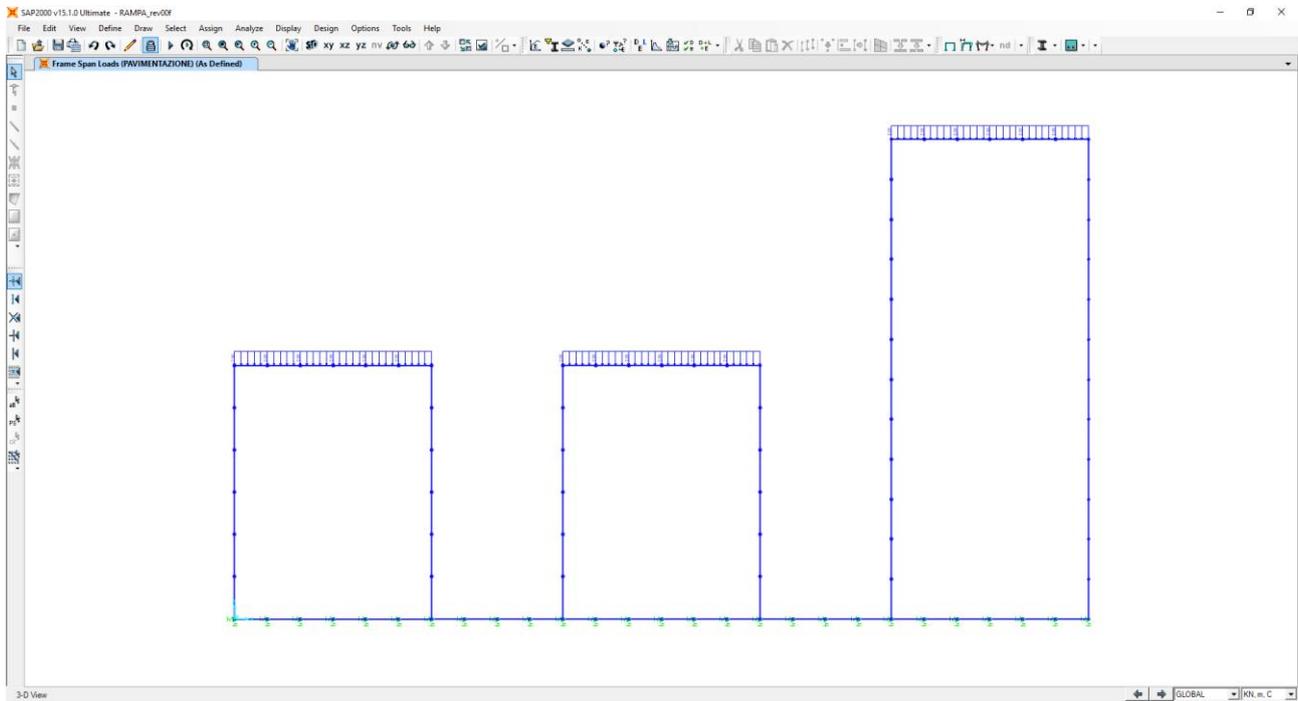
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

## 10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

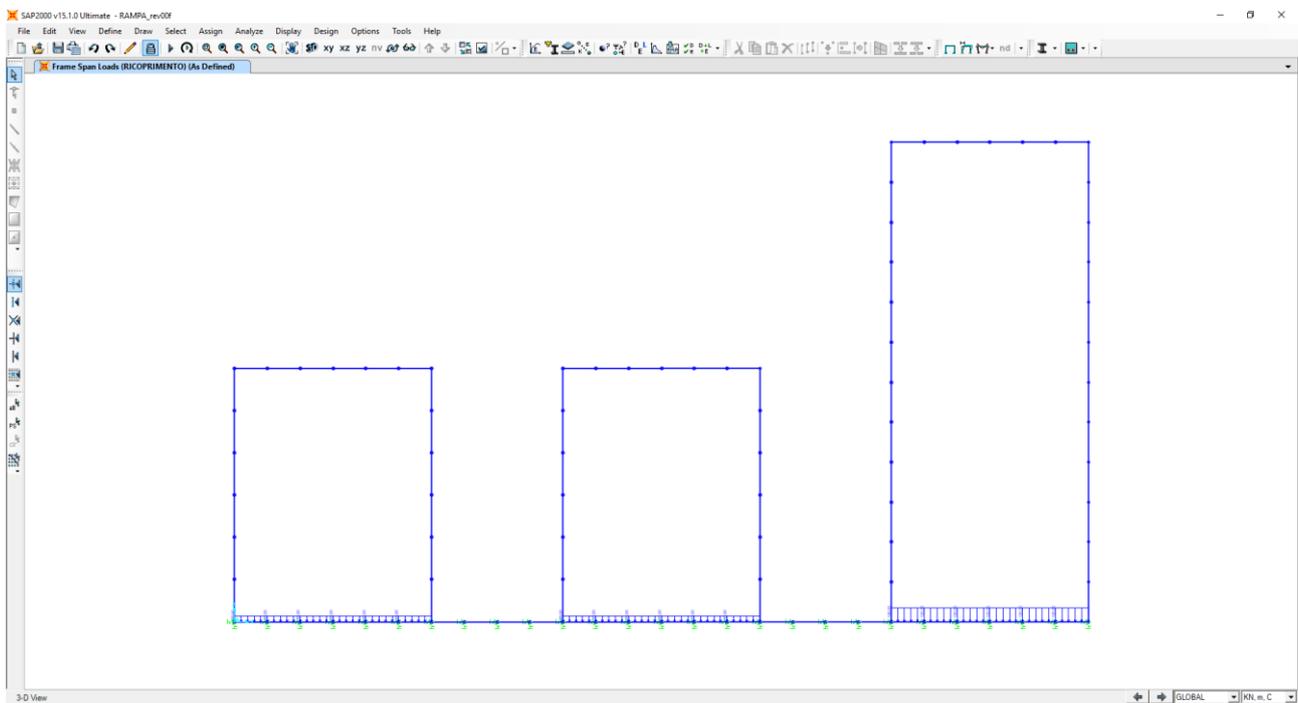
### 10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

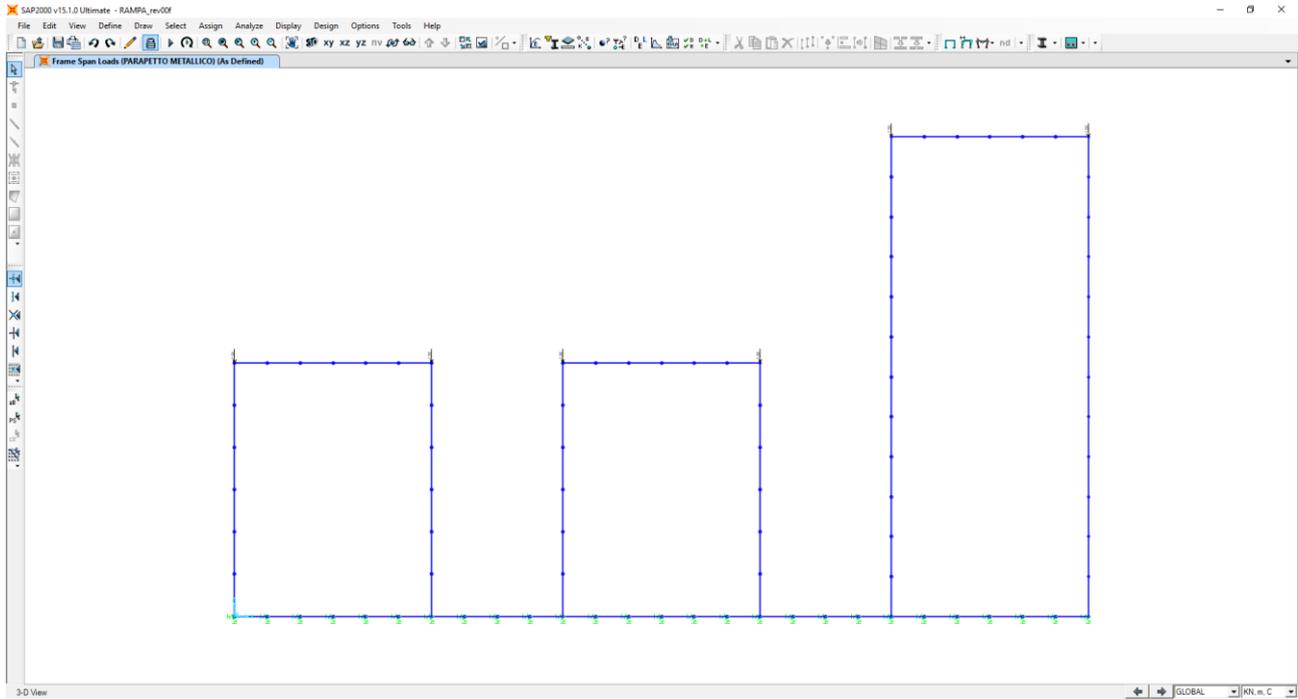
### 10.5.2 PESO PROPRIO FINITURA RAMPE



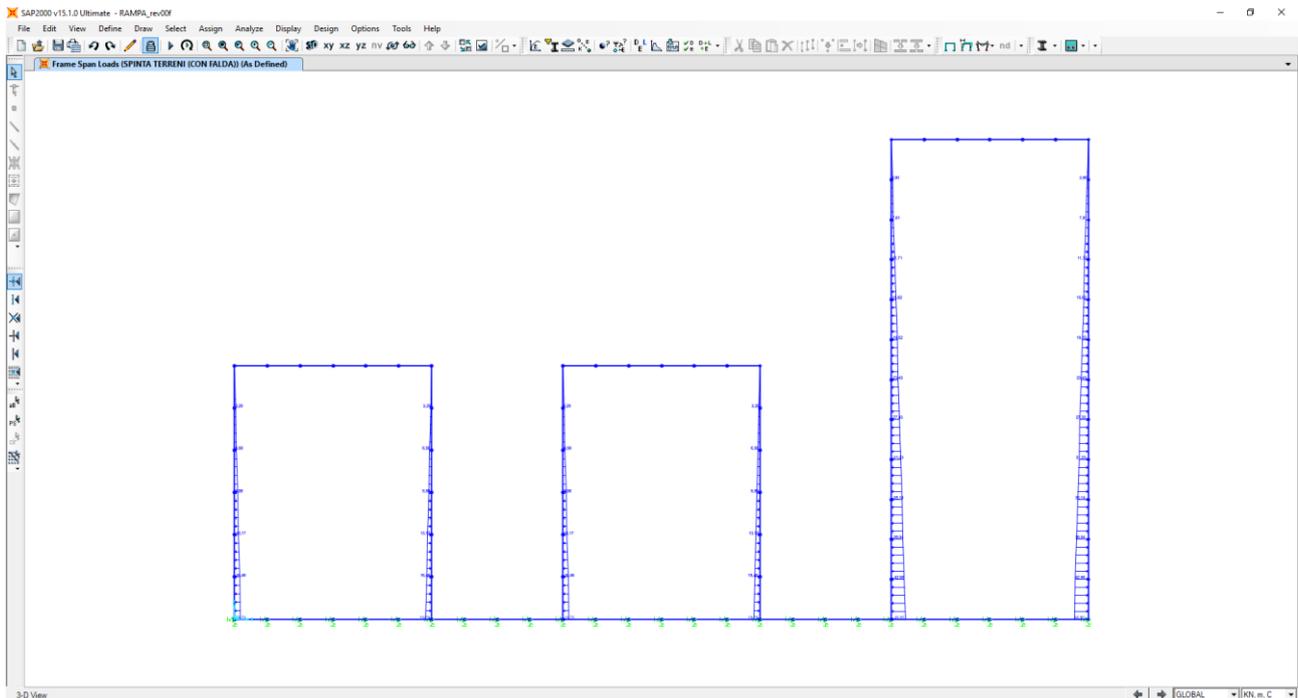
### 10.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



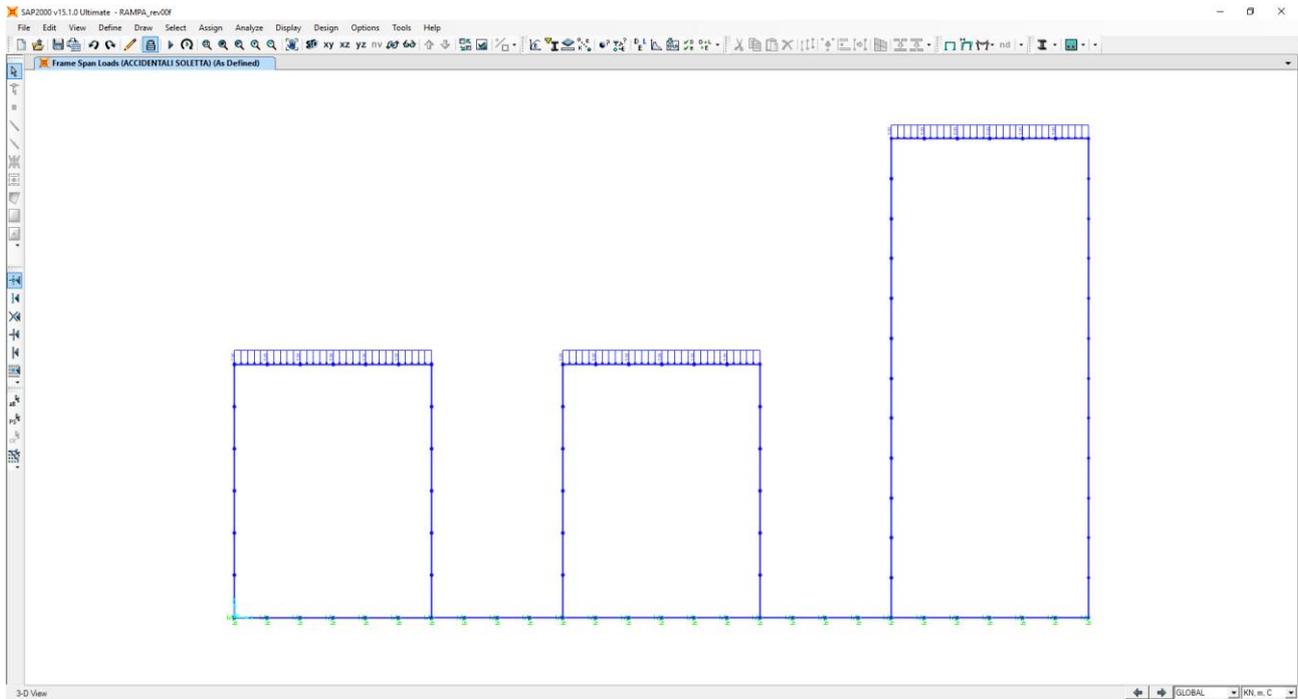
### 10.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



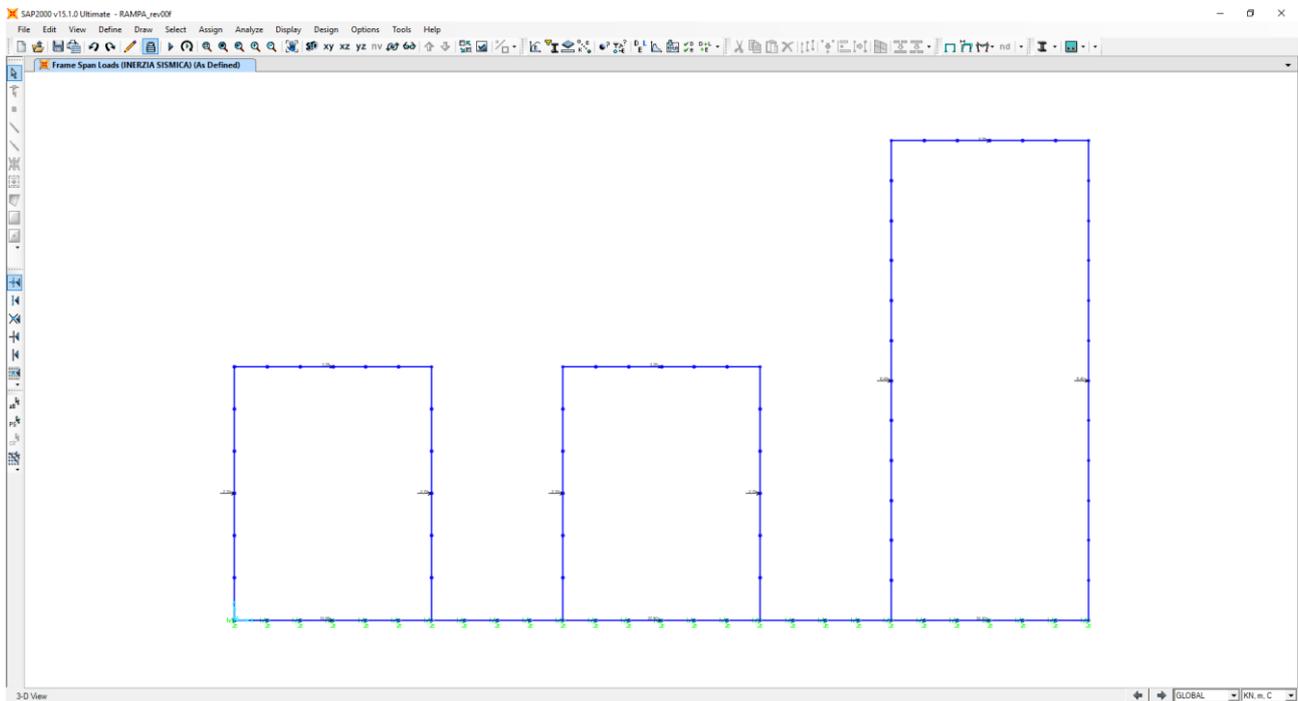
### 10.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



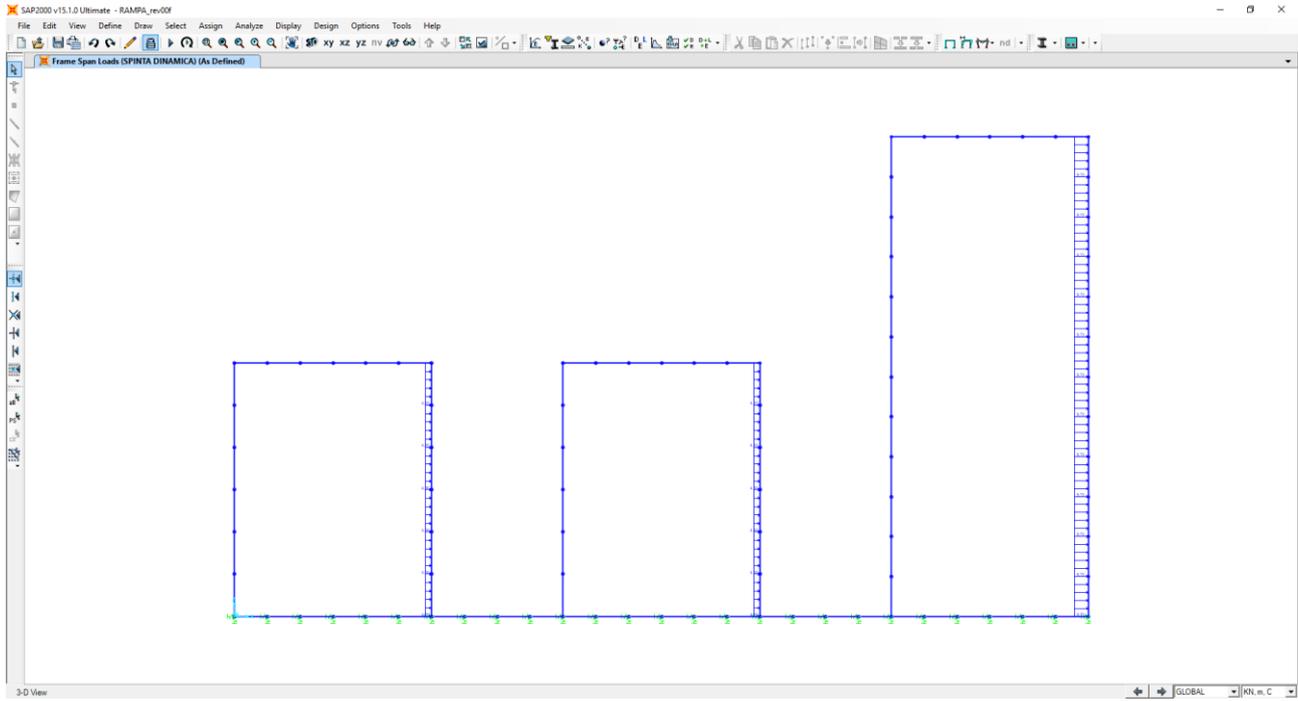
### 10.5.6 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLE SOLETTE SUPERIORI



### 10.5.7 INERZIA SISMI CA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



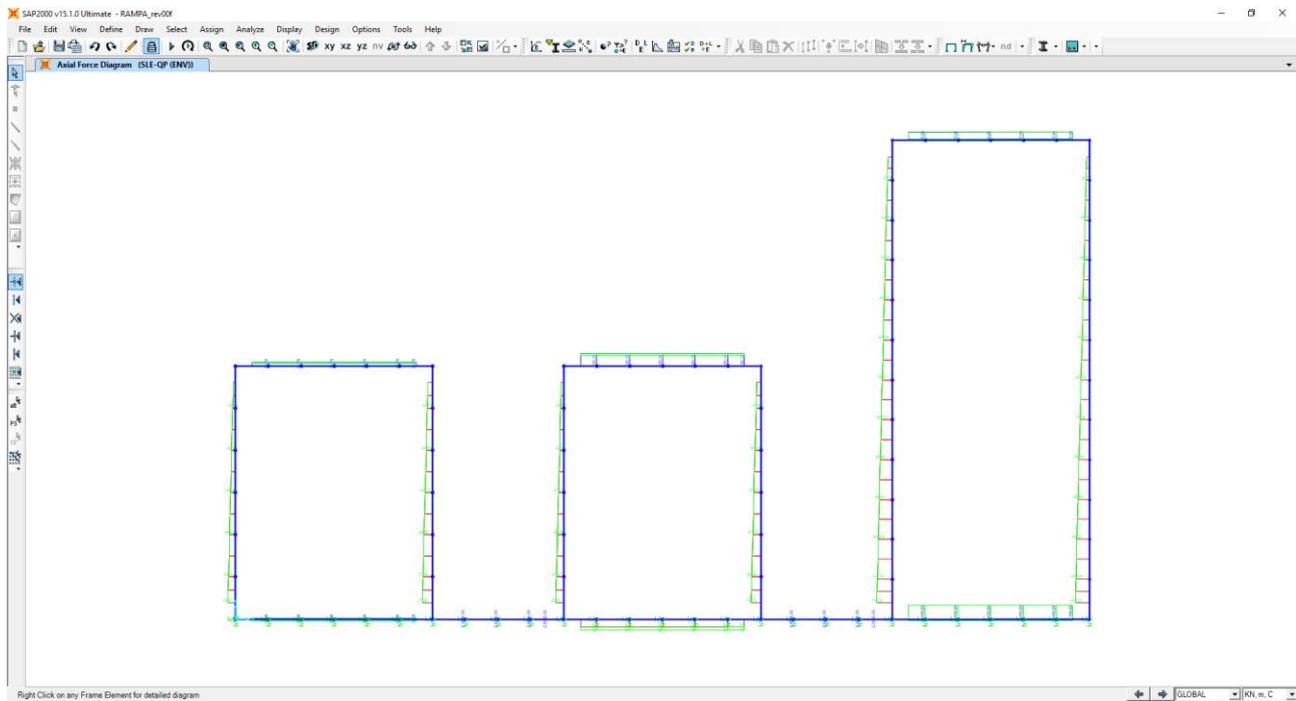
### 10.5.8 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



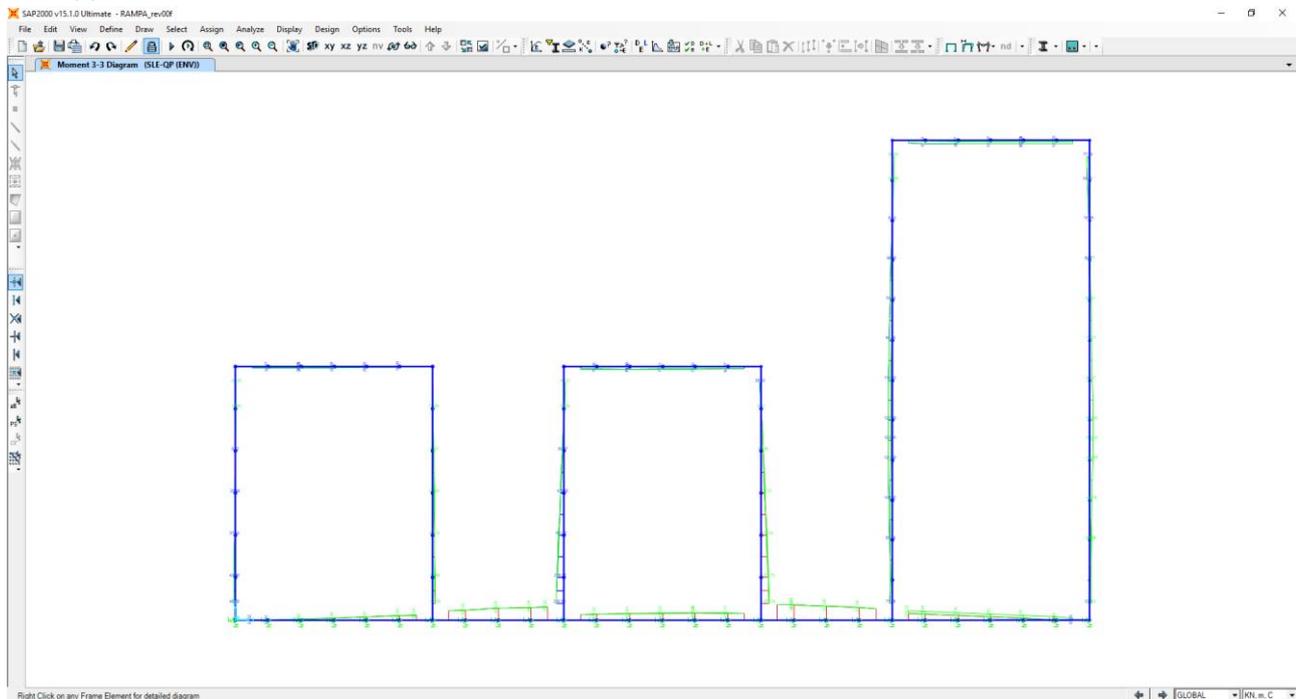
## 11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

### 11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

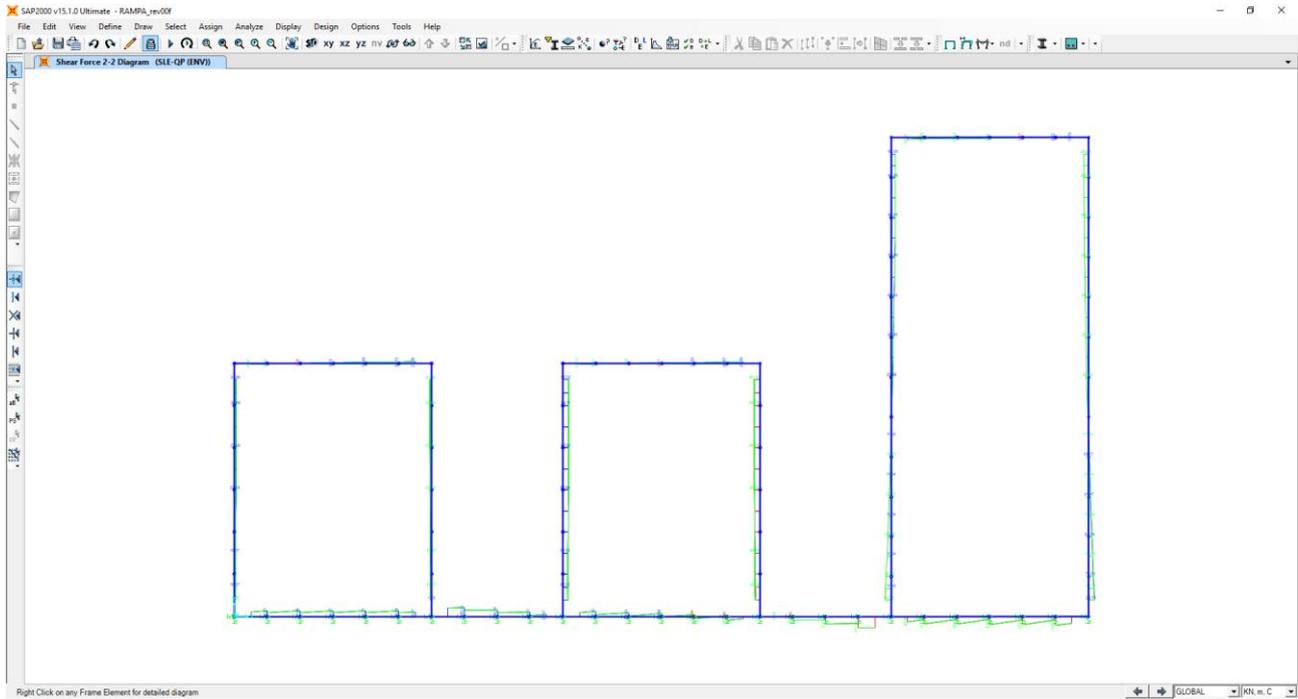
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

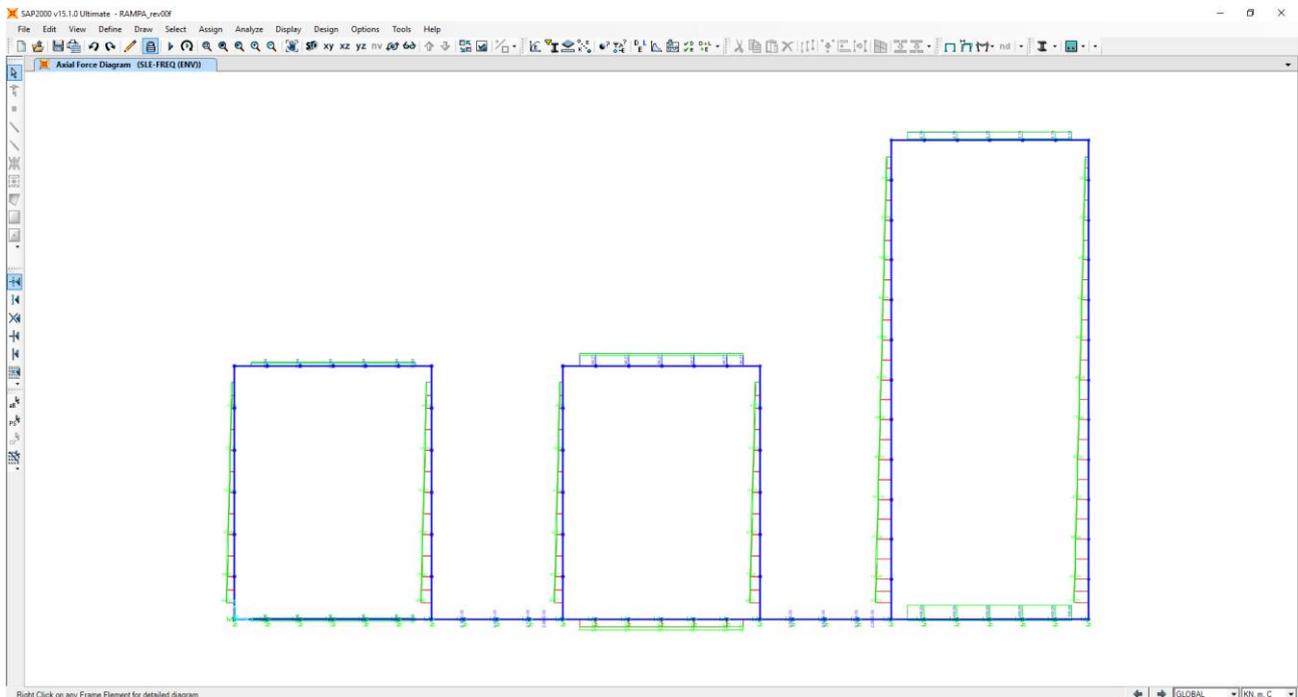


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

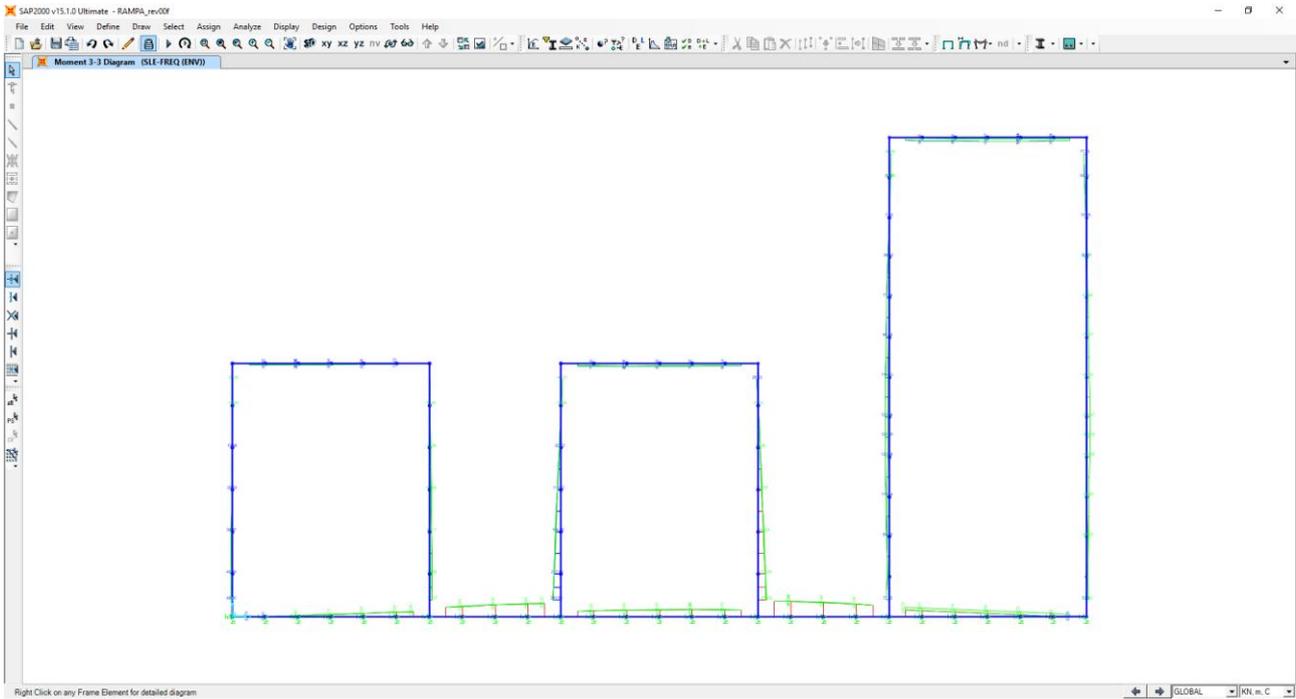


## 11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

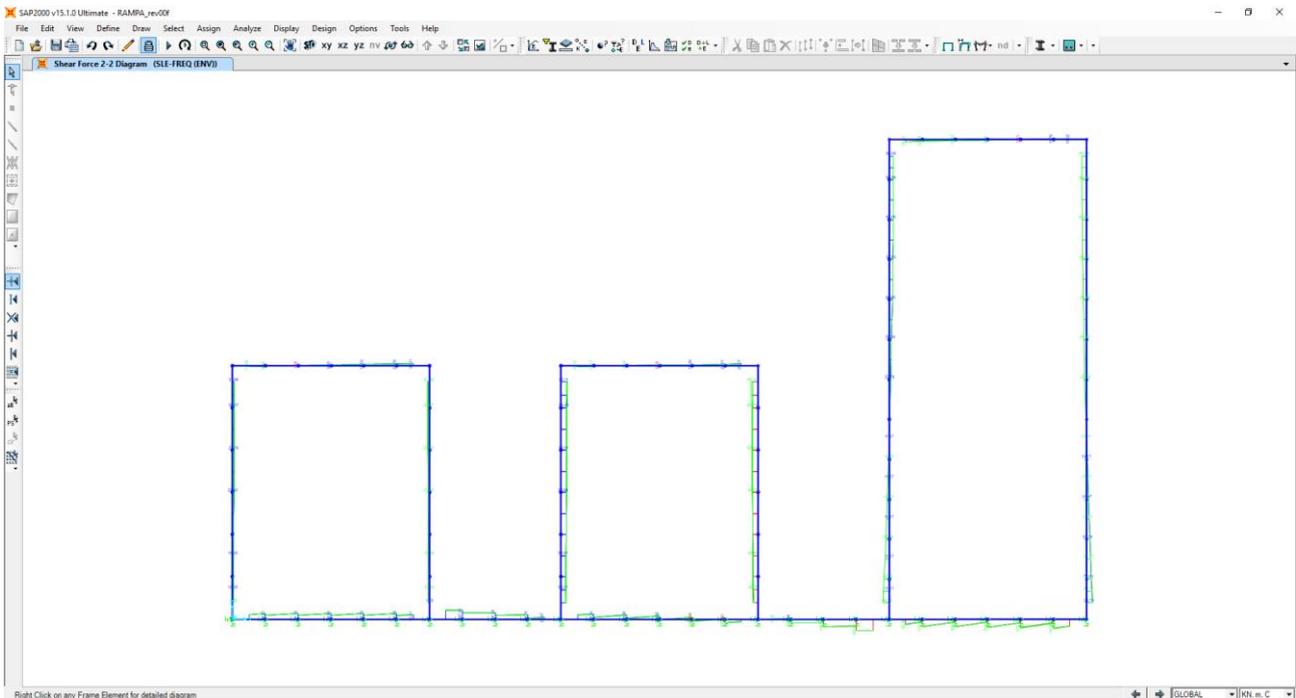
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

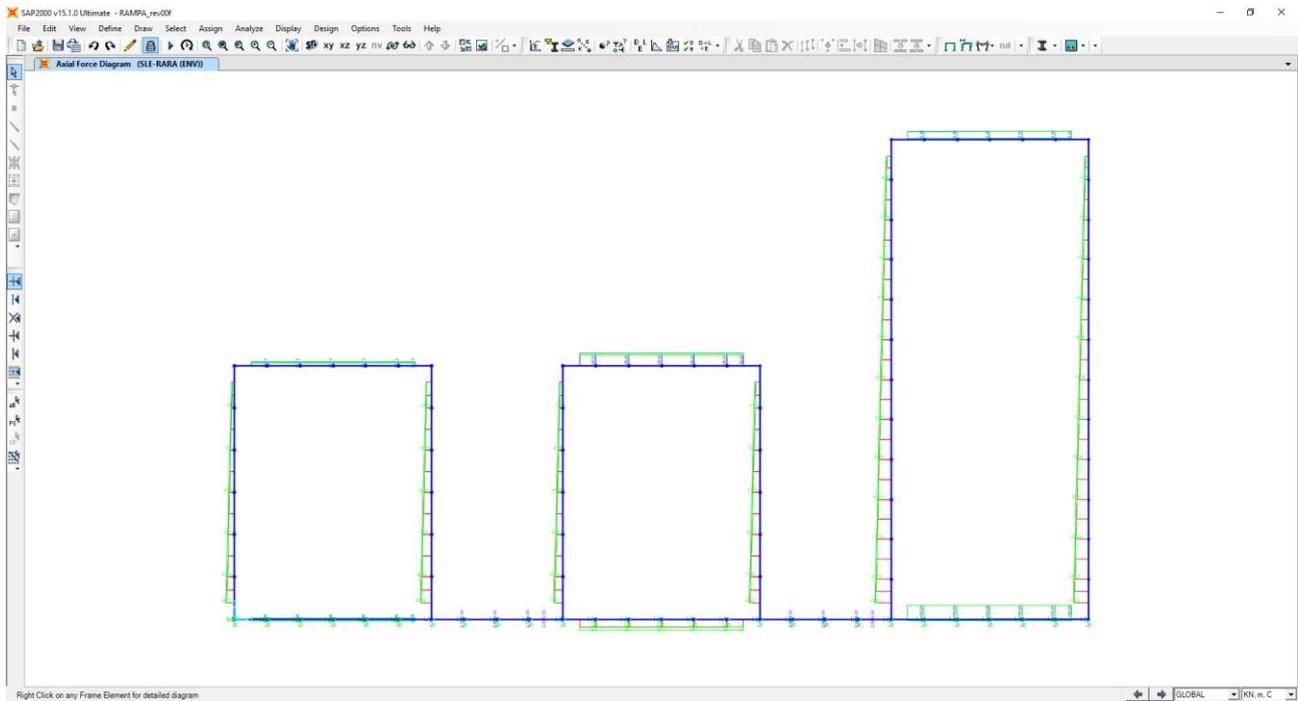


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

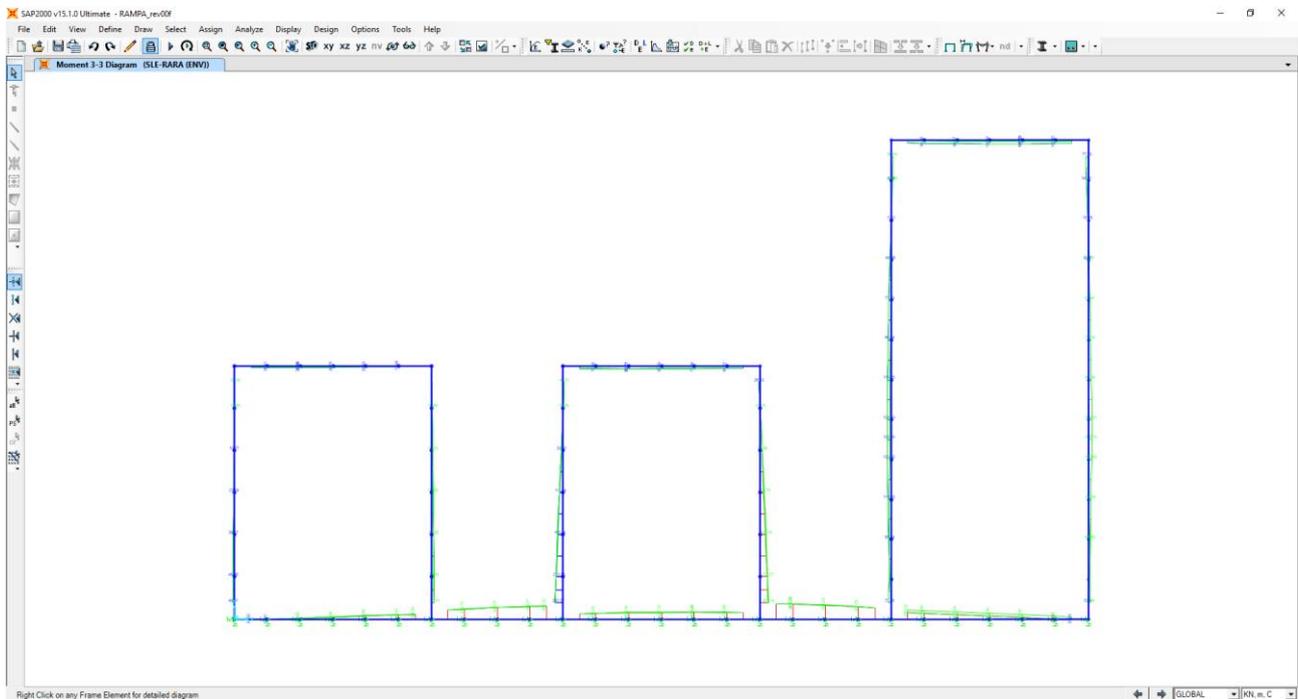


### 11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

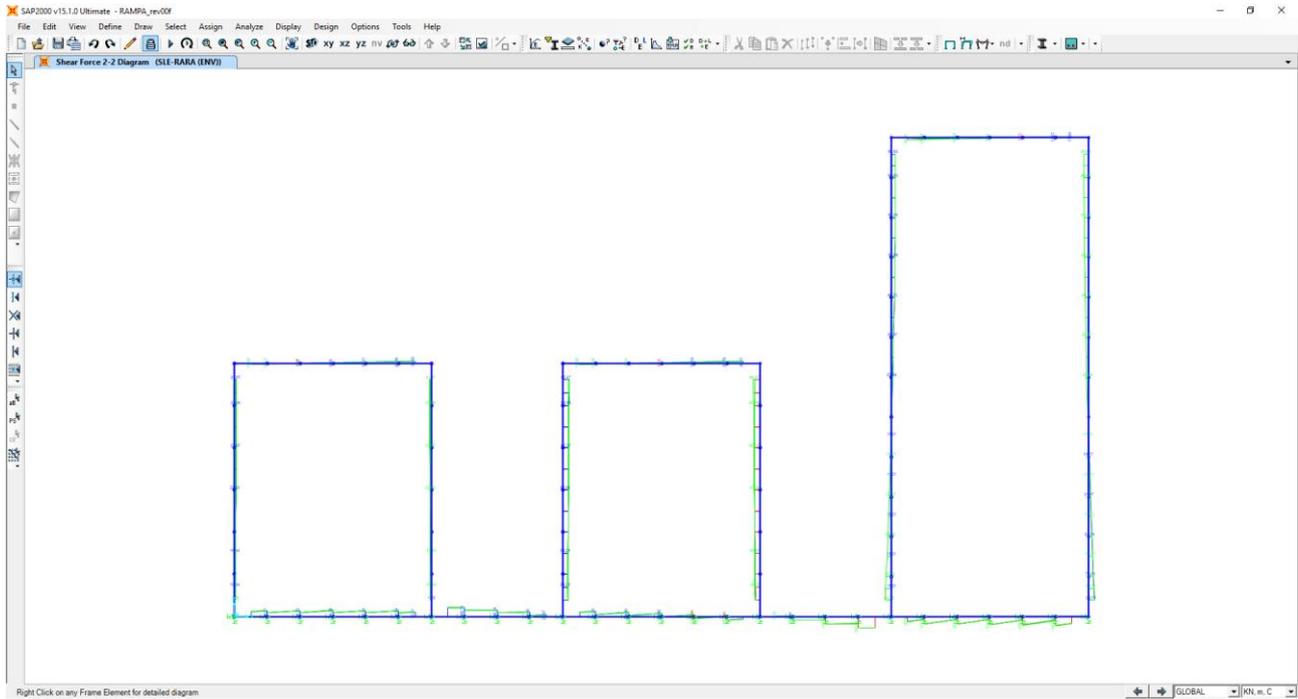
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:

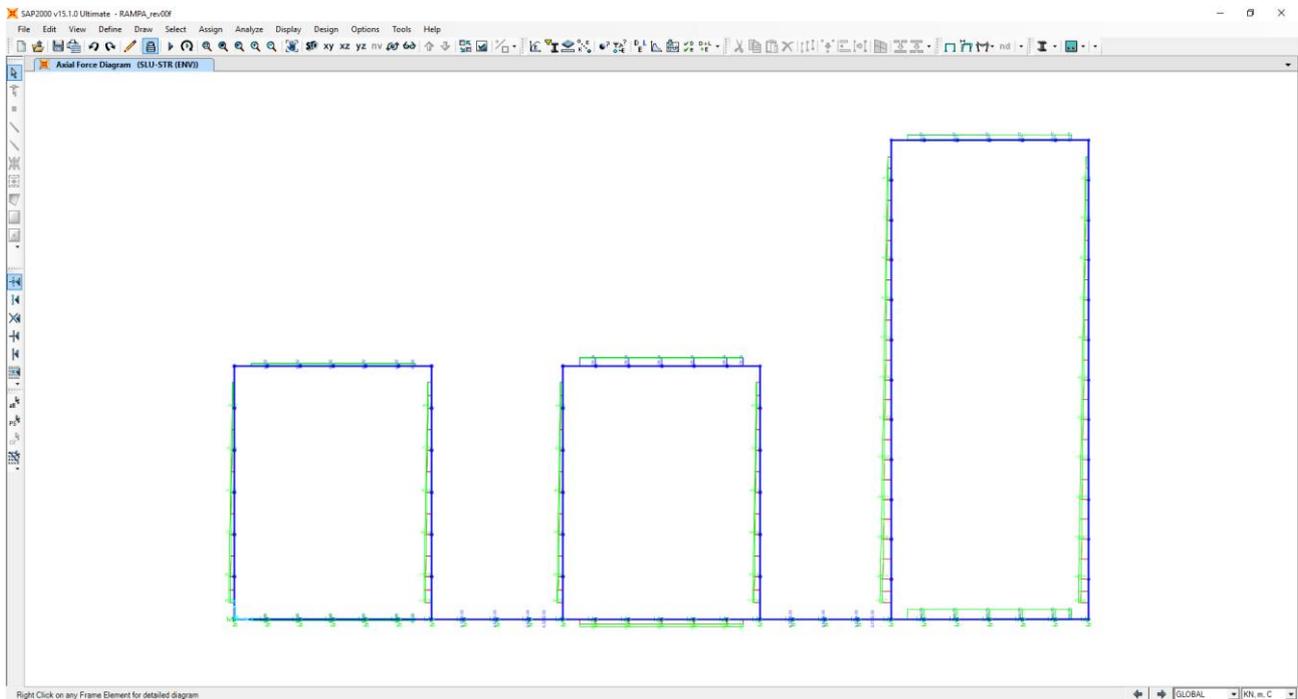


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

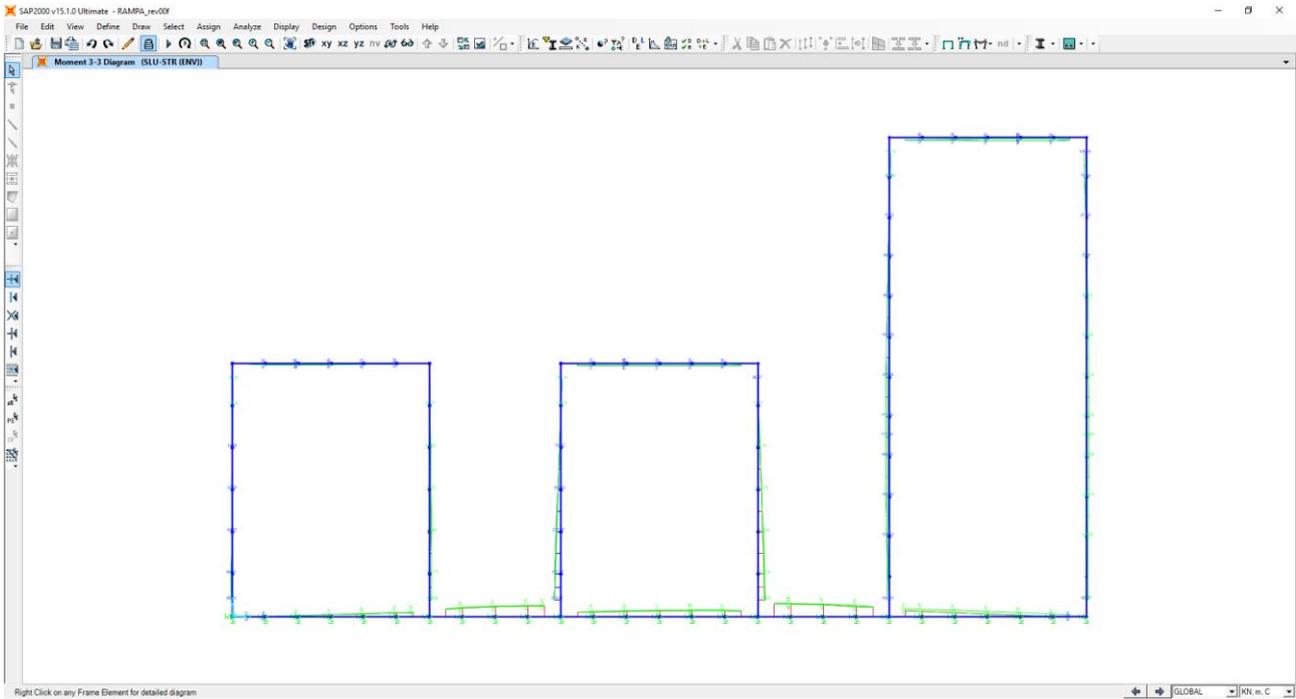


#### 11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

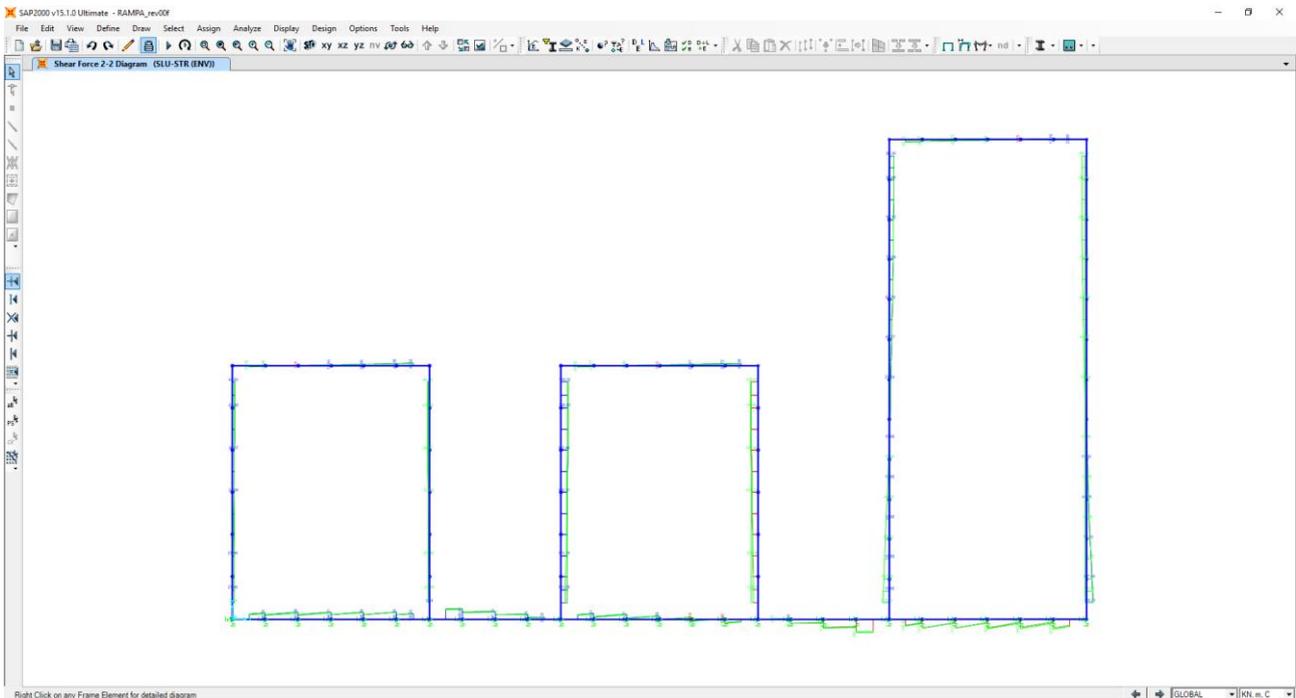
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:

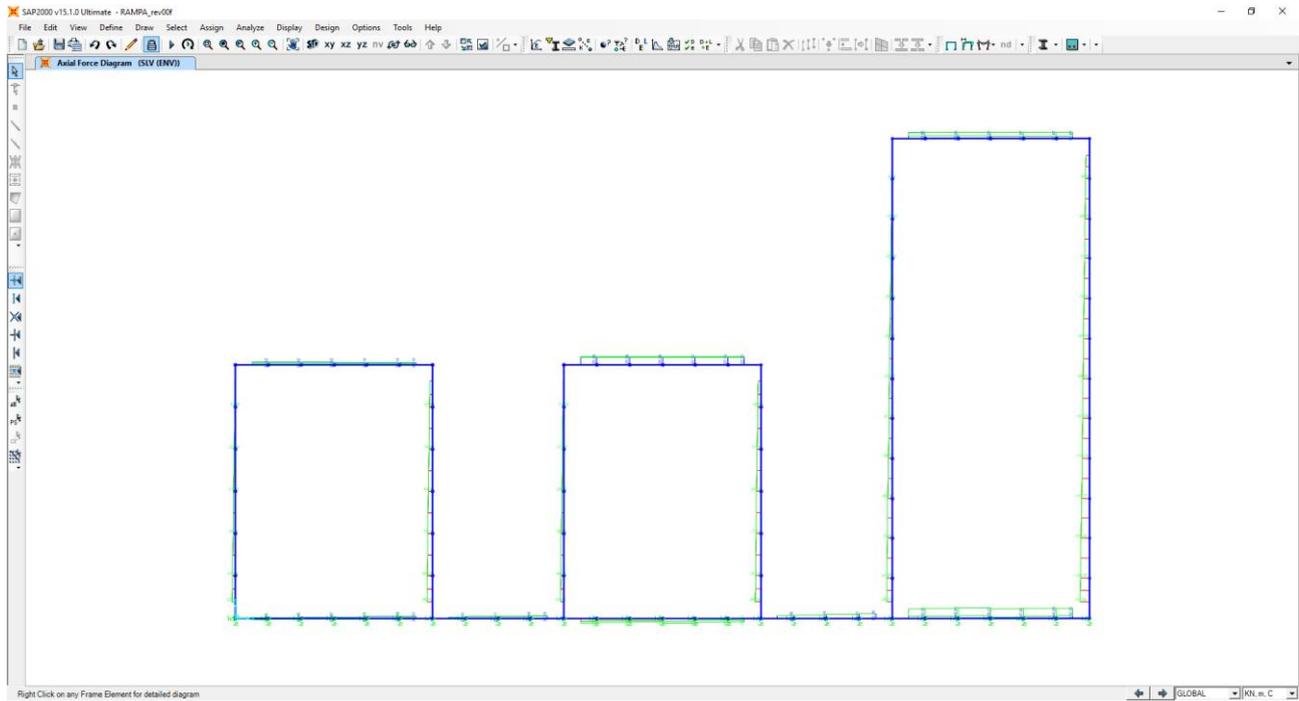


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

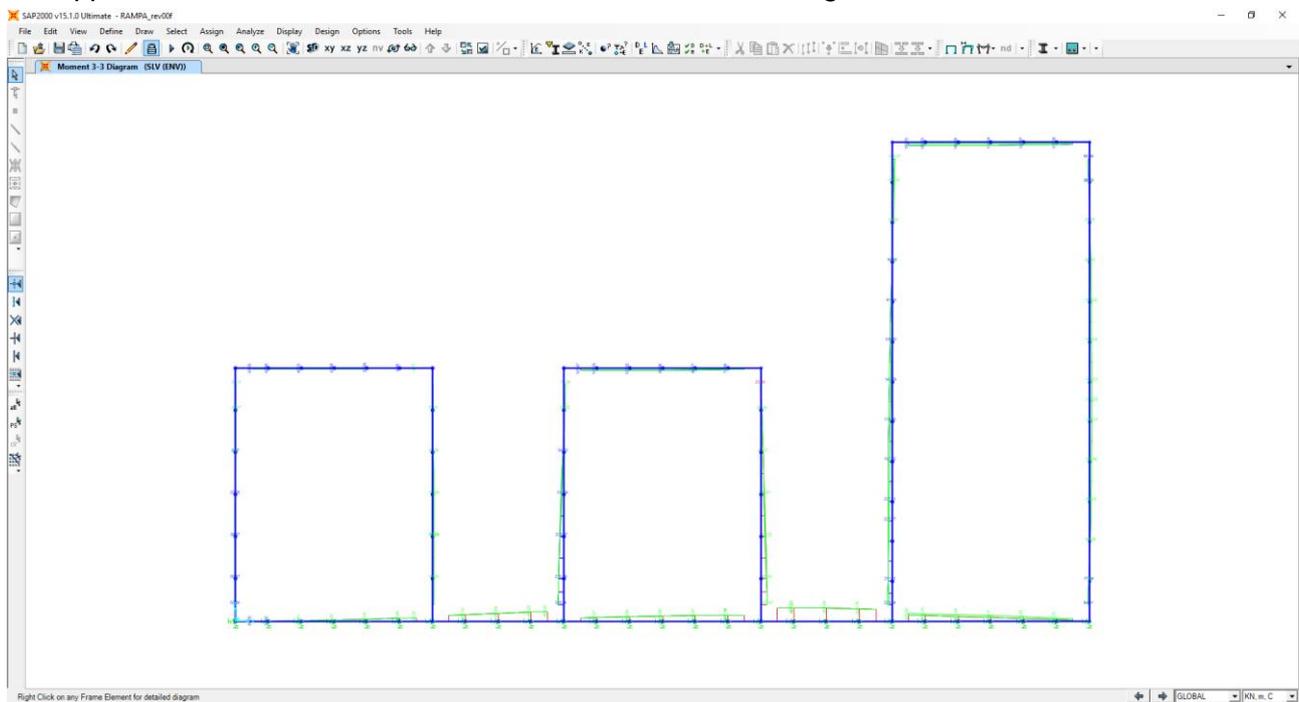


### 11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

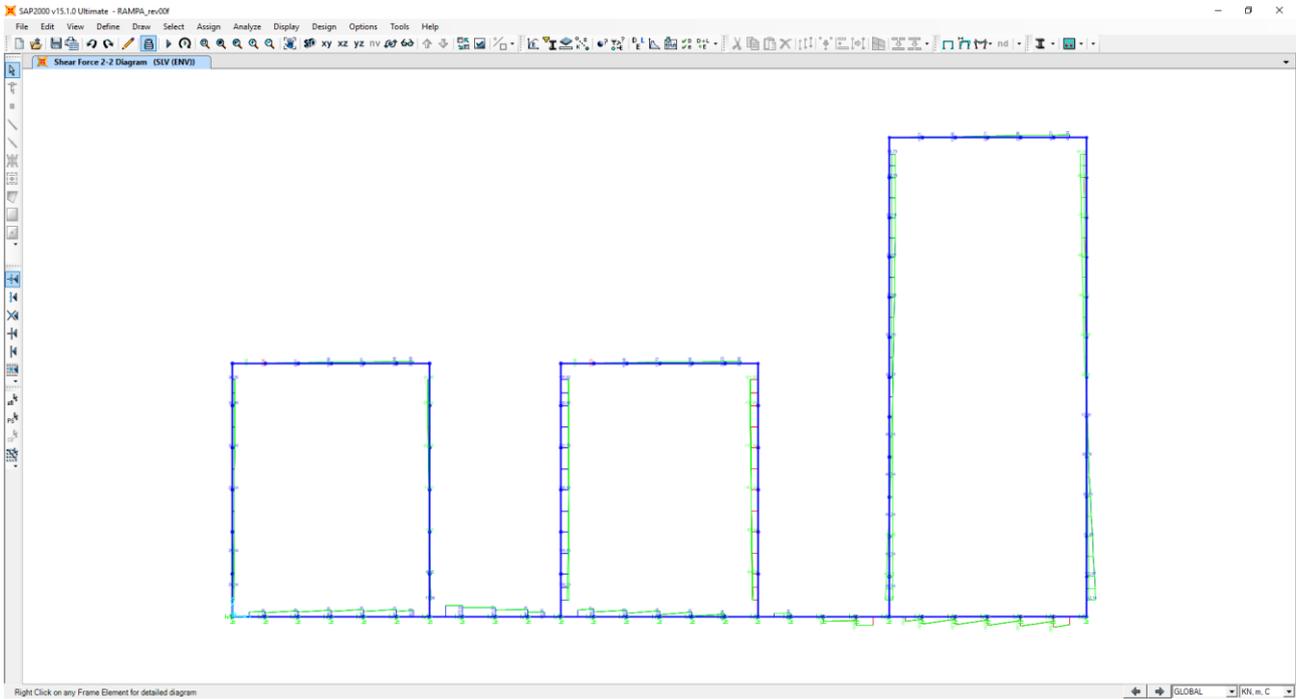
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



## 12 PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

### 12.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-118,26	11,04	71,28
	$N + M_{max} + V$	-74,79	-82,82	-255,04
	$N_{max} + M + V_{max}$	-32,37	-95,02	28,53
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-124,00	11,17	73,02
	$N + M_{max} + V$	-80,51	-83,91	-259,62
	$N_{max} + M + V_{max}$	-38,08	-96,11	27,64
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-125,91	11,22	73,60
	$N + M_{max} + V$	-82,42	-84,28	-261,14
	$N_{max} + M + V_{max}$	-39,99	-96,47	27,34
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-171,27	15,85	104,10
	$N + M_{max} + V$	-112,54	-121,56	-376,20
	$N_{max} + M + V_{max}$	-55,26	-138,02	39,57
SLV	$N_{max} + M + V$	-137,58	142,14	64,91
	$N + M_{max} + V$	-86,35	-92,77	-321,47
	$N_{max} + M + V_{max}$	-137,58	142,14	64,91

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

### 12.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,50 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø20/10** interni
- **Ø16/20** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø16/20** esterni

Per l'armatura a taglio sono state disposte spille di legatura **Ø10/20x40**.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

## 12.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

### 12.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 74,79$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -255,04$  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	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 74,79 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -255,04 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

B450C C25/30

E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -7,704 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 198,4 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0,9922 ‰  
 d 44 cm  
 x 16,19 x/d 0,368  
 δ 0,9

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,70 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 198,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 80,51$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -259,62$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Tipo Sezione' panel shows 'Rettan.re' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows  $N_{Ed} = 80,51$  kN and  $M_{xEd} = -259,62$  kNm. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' panel shows  $\sigma_c = -7,849$  N/mm<sup>2</sup> and  $\sigma_s = 201,4$  N/mm<sup>2</sup>. The 'N° iterazioni' is set to 4. A 'Precompresso' checkbox is present and unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

Materiali	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14,17
$E_s / E_c$	15	$f_{cc} / f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6
		$\tau_{c1}$ 1,829

Calculated values:  
 $\sigma_c = -7,849$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 201,4$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s = 1,007$  ‰  
 $d = 44$  cm  
 $x = 16,23$      $x/d = 0,369$   
 $\delta = 0,9012$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,85$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 201,40$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 82,42$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -261,14$  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	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 82,42 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -261,14 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

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

σ<sub>c</sub> -7,898 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 202,3 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1,012 ‰  
 d 44 cm  
 x 16,25 x/d 0,3693  
 δ 0,9016

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,90$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,60 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 202,30$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h$ 500 [mm]
Larghezza della sezione	$b$ 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$ 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d'$ 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c$ 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 3142 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ 198,4 [MPa]
Asse neutro della sezione	$x$ 161,9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$ 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ 3142 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 150000 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.2}$ 112700 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.3}$ 250000 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff.min}$ 112700 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,02788 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000567 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0,000737 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000737 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s$ 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$ 0,800 [-]
	$k_2$ 0,500 [-]
	$k_3$ 3,400 [-]
	$k_4$ 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max.1}$ 258 [mm]
	$s_{r,max.2}$ 440 [mm]
	$s_{r,max}$ 258 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$W_k$ 0,19 [mm]

### 12.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 3142 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ = 201,4 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 162,3 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$ = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ = 3142 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 150000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.2}$ = 112567 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.3}$ = 250000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.min}$ = 112567 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02791 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000575 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000752 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]</math> = 0,000752 [-]</b>
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$ = 0,800 [-] $k_2$ = 0,500 [-] $k_3$ = 3,400 [-] $k_4$ = 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max.1}$ = 258 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 439 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math> = 258 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math> = 0,19 [mm]</b>

## 12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 112,54$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -376,20$  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	50	1	31,42	6
			2	10,05	44,2

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

N<sub>Ed</sub> 112,54 kN  
 M<sub>Ed</sub> -376,20 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

M<sub>xRd</sub> -511,7 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 12,95 ‰  
 d 44 cm  
 x 9,361 x/d 0,2128  
 δ 0,7059

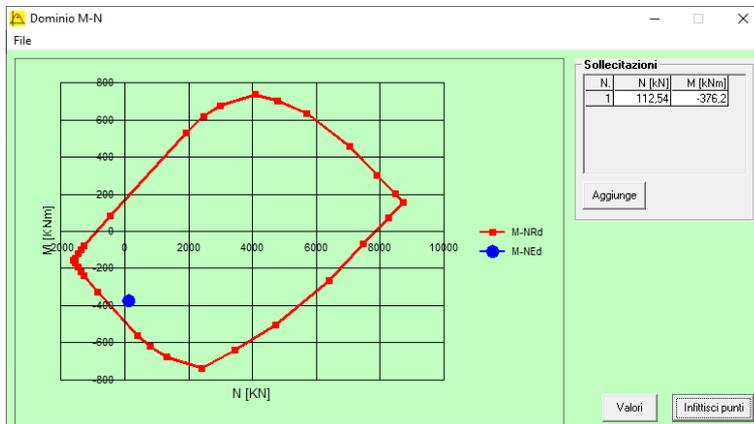
Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -511,70$  kNm >  $M_{sd} = -376,20$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 12.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{S,d} = 142,14$  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	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[cm]

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	142,14	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trav}$	10,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	0,79	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	9,88	[cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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 <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	159,98	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	1460,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	159,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,13	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

### 13 SOLETTE SUPERIORI - VERIFICHE STRUTTURALI

#### 13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N_{min} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M_{min} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	11,04	0,87	34,24
	$N_{min} + M + V$	95,18	-1,26	78,80
	$N + M_{max} + V$	65,65	0,87	102,24
	$N + M_{min} + V$	19,27	27,28	3,18
	$N_{max} + M + V_{max}$	31,76	27,36	9,61
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	11,04	0,87	34,24
	$N_{min} + M + V$	96,27	-3,04	82,11
	$N + M_{max} + V$	65,78	2,63	105,44
	$N + M_{min} + V$	19,27	27,28	3,18
	$N_{max} + M + V_{max}$	32,04	32,22	9,63
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	11,04	0,87	34,24
	$N_{min} + M + V$	96,63	-3,64	83,21
	$N + M_{max} + V$	65,83	3,22	106,50
	$N + M_{min} + V$	19,27	27,28	3,18
	$N_{max} + M + V_{max}$	32,13	33,83	9,64
SLU STR	$N_{max} + M + V$	15,85	3,87	53,78
	$N_{min} + M + V$	138,24	-4,46	118,45
	$N + M_{max} + V$	89,57	3,88	145,59
	$N + M_{min} + V$	27,96	46,81	4,34
	$N_{max} + M + V_{max}$	44,82	46,92	13,03
SLV	$N_{max} + M + V$	20,66	16,48	27,15
	$N_{min} + M + V$	125,98	-0,58	107,47
	$N + M_{max} + V$	96,95	7,58	159,15
	$N + M_{min} + V$	20,66	34,60	-4,77
	$N_{max} + M + V_{max}$	93,67	43,83	94,87

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

### 13.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,50 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø20/20** inferiori

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø16/20** inferiori

Per l'armatura a taglio sono state disposte spille di legatura **Ø10/20x40**.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

### 13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

#### 13.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = -65,65 kN**.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = 102,24 kNm**.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,80 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 183,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = -65,78 \text{ kN}$ .

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 105,44 \text{ kNm}$ .

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a title bar, a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), and a toolbar. The main window is divided into several sections:

- Titolo:** A text input field.
- N° strati barre:** A dropdown menu set to '2' and a 'Zoom' button.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	15,71	44,0
- Tipo Sezione:** Radio buttons for 'Rettan.re', 'Trapezi', 'a T', 'Circolare', 'Rettangoli', and 'Coord.'. 'Rettan.re' is selected.
- Diagram:** A cross-section diagram showing a rectangular section with a central axis and a point 'N' below it.
- Sollecitazioni:** A section with 'S.L.U.' and 'Metodo n' tabs. It shows:
  - $N_{Ed}$ : 0
  - $M_{Ed}$ : 0
  - $M_{yEd}$ : 0
  - Applied values: -65,78 kN, 105,44 kNm, 0
- P.to applicazione N:** Radio buttons for 'Centro', 'Baricentro cls', and 'Coord.[cm]'. 'Centro' is selected. Input fields for xN and yN are set to 0.
- Metodo di calcolo:** Radio buttons for 'S.L.U.+', 'S.L.U.-', and 'Metodo n'. 'Metodo n' is selected.
- Materiali:** A section with 'B450C' and 'C25/30' tabs. It shows:
  - $E_{su}$ : 67,5 %
  - $f_{yd}$ : 391,3 N/mm²
  - $E_s$ : 200.000 N/mm²
  - $E_s/E_c$ : 15
  - $E_{syd}$ : 1,957 %
  - $G_{s,adm}$ : 255 N/mm²
  - $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
  - $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰
  - $f_{cd}$ : 14,17
  - $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8
  - $G_{c,adm}$ : 9,75
  - $\tau_{co}$ : 0,6
  - $\tau_{c1}$ : 1,829
- Results:**
  - $\sigma_c$ : -3,918 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 188,8 N/mm²
  - $\epsilon_s$ : 0,9442 ‰
  - $d$ : 44 cm
  - $x$ : 10,44
  - $x/d$ : 0,2374
  - $\delta$ : 0,7367
- Buttons:** 'Verifica' and 'Precompresso' (unchecked).
- Iterations:** 'N° iterazioni: 4'

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,924 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 188,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = -65,83$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 106,50$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input and output sections.

**Materiali:** B450C and C25/30. Properties include  $E_{su} = 67,5$ ‰,  $f_{yd} = 391,3$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_s = 200.000$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_s/E_c = 15$ ,  $E_{syd} = 1,957$ ‰,  $G_{s,adm} = 255$  N/mm<sup>2</sup>,  $\tau_{co} = 0,6$ ,  $\tau_{c1} = 1,829$ ,  $\epsilon_{c2} = 2$ ‰,  $\epsilon_{cu} = 3,5$ ,  $f_{cd} = 14,17$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$ ,  $\sigma_c = -3,959$  N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 190,5$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s = 0,9527$ ‰,  $d = 44$  cm,  $x = 10,45$ ,  $x/d = 0,2376$ ,  $\delta = 0,737$ .

**Sezione:** Tipo Sezione: Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord. Dimensions: b [cm] = 100, h [cm] = 50. N° strati barre = 2. Zoom.

**Carichi:** Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n.  $N_{Ed} = -65,83$  kN,  $M_{xEd} = 106,50$  kNm,  $M_{yEd} = 0$ .

**P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm] (xN=0, yN=0).

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.

**Verifica:** N° iterazioni: 4. Precompresso:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,60$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,60 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 190,50$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 3142 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ = 210000 [MPa]
<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ = 183,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 104,1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$ = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ = 3142 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 150000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.2}$ = 131967 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.3}$ = 250000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.min}$ = 131967 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02381 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ = 0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000525 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000638 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]</math> = 0,000638 [-]</b>
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$ = 0,800 [-] $k_2$ = 0,500 [-] $k_3$ = 3,400 [-] $k_4$ = 0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	$s_{r,max.1}$ = 279 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 515 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math> = 279 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	<b><math>w_k</math> = 0,18 [mm]</b>

### 13.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - FREQUENTE

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 440 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ = 1571 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ = 0 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ = 210000 [MPa]
<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ = 188,8 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 104,4 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$ = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ = 1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 150000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.2}$ = 131867 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.3}$ = 250000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.min}$ = 131867 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,01191 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ = 0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000539 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000457 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]</math> = 0,000539 [-]</b>
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$ = 0,800 [-] $k_2$ = 0,500 [-] $k_3$ = 3,400 [-] $k_4$ = 0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	$s_{r,max.1}$ = 421 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 514 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math> = 421 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	<b><math>w_k</math> = 0,23 [mm]</b>

### 13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = -96,95$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 159,15$  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	50	1	10,05	5,8
			2	15,71	44,0

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

N<sub>Ed</sub>: -96,95 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 159,15 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

**Materiali:** B450C C25/30

σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 26,08 ‰  
 d: 44 cm  
 x: 5,206 x/d: 0,1183  
 δ: 0,7

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

**Tipo flessione:** Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

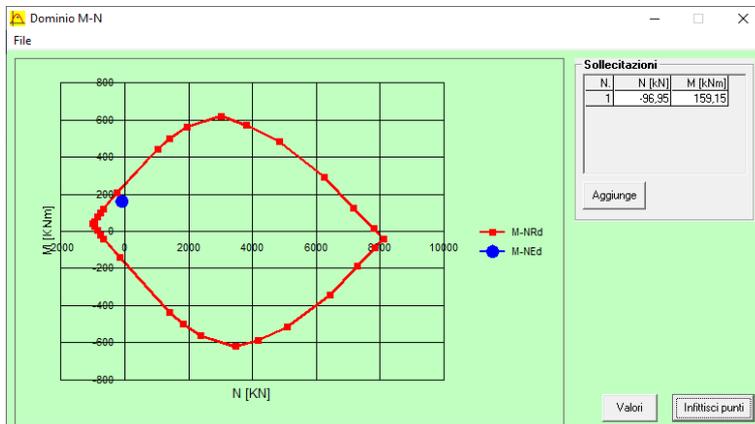
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 237,90$  kNm >  $M_{Sd} = 159,15$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 46,42$  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	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[cm]

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

**AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO**

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	46,42	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

**ARMATURA TRASVERSALE**

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	10,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	0,79	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	9,88	[cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO**

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 <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	159,98	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	1460,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	159,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,45	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

## 14 ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

### 14.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Sono state considerate per le differenti combinazioni di carico le seguenti condizioni:

- $N_{max} + M + V$
- $N_{min} + M + V$
- $N + M_{max} + V$
- $N + M_{min} + V$
- $N + M + V_{max}$

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti per le differenti combinazioni di calcolo e le diverse condizioni precedentemente definite:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kNm]
SLE QUASI PERMANENTI	$N_{max} + M + V$	-82,82	24,23	-209,46
	$N_{min} + M + V$	106,29	-82,53	-275,02
	$N + M_{max} + V$	-19,27	65,99	37,02
	$N + M_{min} + V$	0,00	2,81	-458,61
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-177,25	-373,59
SLE FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-83,91	-58,59	-205,81
	$N_{min} + M + V$	106,29	-82,53	-275,02
	$N + M_{max} + V$	-19,55	70,79	37,70
	$N + M_{min} + V$	0,00	3,92	-465,94
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-180,02	-380,08
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-84,27	-34,04	-215,59
	$N_{min} + M + V$	106,29	-82,53	-275,02
	$N + M_{max} + V$	-19,64	72,39	37,93
	$N + M_{min} + V$	0,00	4,28	-468,38
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-180,95	-382,25
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-121,56	35,30	-309,57
	$N_{min} + M + V$	144,76	-167,91	-108,92
	$N + M_{max} + V$	-27,96	98,90	54,47
	$N + M_{min} + V$	0,00	5,03	-677,25
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-261,34	-552,29
SLV	$N_{max} + M + V$	-73,27	63,34	-287,17
	$N_{min} + M + V$	154,27	-127,21	-321,96
	$N + M_{max} + V$	-22,90	62,48	49,05
	$N + M_{min} + V$	48,35	-13,94	-667,00
	$N_{max} + M + V_{max}$	13,70	172,61	-330,70

L'azione normale di compressione è assunta con segno negativo.

Mentre nelle verifiche l'azione normale di compressione è assunta con segno positivo.

### 14.1.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,70 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø24/10** superiori
- **Ø20/20** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø16/20** inferiori

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø26/80x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

## 14.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

### 14.2.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = 0,00 kN**.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = -458,61 kNm**.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File". It contains several input fields and a results table. The "Sollecitazioni" (Loads) section shows N<sub>Ed</sub> = 0 kN and M<sub>Ed</sub> = -458,61 kNm. The "Materiali" (Materials) section shows properties for B450C and C25/30. The "Verifica" (Verification) section shows calculated stresses:  $\sigma_c = -6,56$  N/mm<sup>2</sup> and  $\sigma_s = 179,7$  N/mm<sup>2</sup>. The "Metodo di calcolo" (Calculation Method) is set to "Metodo n".

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

Material	Property	Value
B450C	E <sub>su</sub> [%]	67,5
	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	391,3
C25/30	E <sub>cu</sub> [%]	2
	f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	14,17

Result	Value	Unit
$\sigma_c$	-6,56	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	179,7	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_s$	0,8985	%
d	63,8	cm
x	22,57	cm
x/d	0,3538	
$\delta$	0,8823	

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,56$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 179,70$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 14.2.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 0,00$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -465,94$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields. The 'Materiali' section is highlighted with a green box, showing properties for B450C and C25/30. The 'P.to applicazione N' section shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' section shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' button is visible, along with 'N° iterazioni: 4' and a 'Precompresso' checkbox.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

**Materiali**

$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	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
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6 N/mm²
		$\tau_{c1}$	1,829 N/mm²

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica** N° iterazioni: 4  Precompresso

$\sigma_c$  -6,664 N/mm²  
 $\sigma_s$  182,6 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,9129 ‰  
 d 63,8 cm  
 x 22,57 x/d 0,3538  
 $\delta$  0,8823

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,66$  N/mm² <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm²
- $\sigma_s = 182,60$  N/mm² <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 14.2.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 0,00$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -468,38$  kNm.

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

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

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -468,38 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

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

Materiali  
 B450C C25/30

E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6 ‰  
 τ<sub>c1</sub> 1,829 ‰

σ<sub>c</sub> -6,699 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 183,5 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,70$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 183,50$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 14.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTE

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 700 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 638 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 4524 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ = 210000 [MPa]
<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ = 179,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 225,7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$ = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ = 4524 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 155000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.2}$ = 158100 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.3}$ = 350000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.min}$ = 155000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02919 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000513 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000656 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = <b>0,000656 [-]</b>
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ = 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 260 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$ = 0,800 [-] $k_2$ = 0,500 [-] $k_3$ = 3,400 [-] $k_4$ = 0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	$s_{r,max.1}$ = 276 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 617 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math> = 276 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,20 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math> = 0,18 [mm]</b>

### 14.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – FREQUENTE

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 700 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 638 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 4524 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm <sup>2</sup> ]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ = 24,9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ = 31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ = 182,6 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 225,7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$ = 6,68 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ = 4524 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ = 155000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.2}$ = 158100 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.3}$ = 350000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff.min}$ = 155000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,02919 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000522 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0,000670 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]</math> = 0,000670 [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ = 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 260 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$ = 0,800 [-] $k_2$ = 0,500 [-] $k_3$ = 3,400 [-] $k_4$ = 0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max.1}$ = 276 [mm]
	$s_{r,max.2}$ = 617 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math> = 276 [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	<b><math>w_k</math> = 0,18 [mm]</b>

### 14.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 0,00$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -677,25$  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	70	1	45,24	6,2
			2	10,05	64

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -677,25 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

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

**M<sub>xRd</sub>** -1,036 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 14,67 ‰  
 d 63,8 cm  
 x 12,29 x/d 0,1926  
 δ 0,7

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

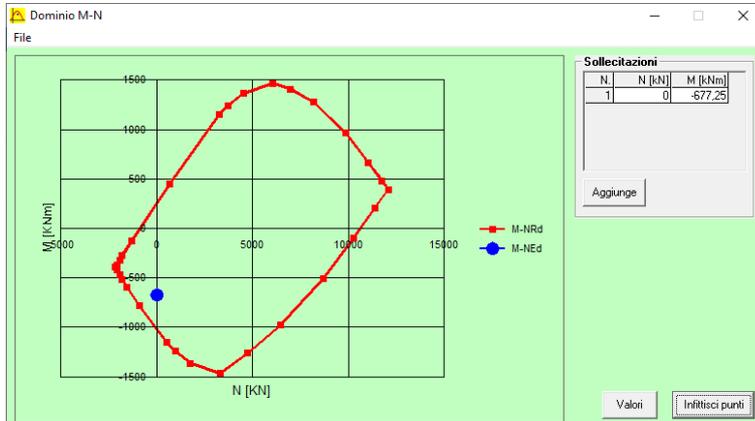
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -1036,00$  kNm >  $M_{sd} = -677,25$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.



### 14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 261,34$  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	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	261,34	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	26,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	5,31	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	16,59	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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 <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	268,82	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	1460,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,82	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,03	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

## 15 VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO

La verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento verrà eseguita secondo l'approccio 2 definito dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" sulla sezione tipo 1 in quanto presenta dimensioni geometriche e carichi maggiori, per cui la sezione tipo 2 risulta intrinsecamente soddisfatta.

Verrà utilizzato il metodo di Meyerhof per le fondazioni nastriformi, considerando la condizione drenata. Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

### 15.1 RICHIAMI TEORICI

#### 15.1.1 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

#### Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 ( D / B ) K_p^{0.5}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 ( D / B ) s K_p^{0.5} \quad \text{per } \phi > 0$$

#### Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90^\circ)^2$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

### 15.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.



## 15.6 DATI

### Geometria della fondazione

#### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
RAMPA	(N)	0,00	--	13,50	--	0,70	0,00	0,00

### Descrizione terreni e falda

#### Caratteristiche fisico-meccaniche

#### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
<i>γ</i>	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
<i>γ<sub>sat</sub></i>	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
<i>φ</i>	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
<i>δ</i>	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kPa]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ	γ <sub>sat</sub>	φ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
Unità G3	18,500	18,500	30,90	20,60	0,0	0,0

#### Falda

Profondità dal piano campagna 1,00 [m]

### Descrizione stratigrafia

#### Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0,0 [m]	Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-40,0	-40,0	-40,0	Unità G3

## 15.7 CONDIZIONE DI CARICO

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.  
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.  
 Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kN]

### Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
RAMPA	1863,080	0,000	1406,480	0,8	0,0	90,0	0,000

### Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
RAMPA	1933,950	0,000	1406,480	0,7	0,0	90,0	0,000

### Condizione n° 3 - Condizione n° 3 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
RAMPA	1310,280	0,000	1226,480	0,9	0,0	90,0	98,270

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

*γ* Coefficiente di partecipazione della condizione  
*ψ* Coefficiente di combinazione della condizione

### Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

### Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

### Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

## 15.8 OPZIONI DI CALCOLO

### Analisi in condizioni drenate

#### Verifica al carico limite

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof  
Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA  
Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA  
Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su  $N_{\gamma}$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00  
Coefficiente correttivo su  $N_{\gamma}$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF  
Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.  
*Verifica allo scorrimento*

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfilanco: 0.00 (%)

## 15.9 RISULTATI

### Verifica della portanza per carichi verticali

#### Simbologia adottata

*Cmb* Indice della combinazione  
*Fnd* Indice della fondazione  
*PF* Rottura per punzonamento in presenza di falda  
*q<sub>u</sub>* Portanza ultima, espressa in [kPa]  
*q<sub>d</sub>* Portanza di progetto, espressa in [kPa]  
*P<sub>u</sub>* Portanza ultima, espressa in [kN]  
*P<sub>d</sub>* Portanza di progetto, espressa in [kN]  
*V* Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]  
*η* Fattore di sicurezza a carico limite ( $\eta = P_d/V$ )

<i>Cmb</i>	<i>Fnd</i>	<i>PF</i>	<i>q<sub>u</sub></i> [kPa]	<i>q<sub>d</sub></i> [kPa]	<i>P<sub>u</sub></i> [kN]	<i>P<sub>d</sub></i> [kN]	<i>V</i> [kN]	<i>η</i>
1	1	SI	1349	586	16172,27	7031,42	1863,08	3.77
2	1	SI	1353	588	16300,44	7087,15	1933,95	3.66
3	1	SI	1043	453	12124,52	5271,53	1310,28	4.02

### Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

#### Simbologia adottata

*Cmb* Indice della combinazione  
*Fnd* Indice della fondazione  
*H* Altezza del cuneo di rottura, espressa in [m]  
*γ* Peso di volume, espressa in [kN/mc]  
*φ* Angolo di attrito, espressa in [°]  
*c* Coesione, espressa in [kPa]  
*G* Modulo di taglio, espresso in [kPa]  
*B'* Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ( $B' = B - 2e_x$ ), espressa in [m]  
*L'* Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ( $L' = L - 2e_y$ ), espressa in [m]  
*R<sub>ex</sub>* Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X  
*R<sub>ey</sub>* Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y  
*I<sub>R</sub>* Indice di rigidezza  
*I<sub>RC</sub>* Indice di rigidezza critico

<i>Cmb</i>	<i>Fnd</i>	<i>H</i> [m]	<i>γ</i> [kN/mc]	<i>φ</i> [°]	<i>c</i> [kPa]	<i>G</i> [kPa]	<i>B'</i> [m]	<i>L'</i> [m]	<i>R<sub>ex</sub></i>	<i>R<sub>ey</sub></i>	<i>I<sub>c</sub></i>	<i>I<sub>RC</sub></i>
1	1	11,91	8,6932	30,90	0	0	11,99	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	11,91	8,6932	30,90	0	0	12,05	1,00	--	--	1.00	168.63
3	1	11,91	8,6932	30,90	0	0	11,63	1,00	--	--	0.91	168.63

*Fattori correttivi verifica capacità portante*

**Combinazione n° 1**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.03	Dq = 1.01	Q <sub>γ</sub> = 1.01

**Combinazione n° 2**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.03	Dq = 1.01	Q <sub>γ</sub> = 1.01

**Combinazione n° 3**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.91	Iq = 0.91	I <sub>γ</sub> = 0.74
Fattori di profondità	Dc = 1.03	Dq = 1.01	Q <sub>γ</sub> = 1.01

Verifica allo scorrimento

*Simbologia adottata*

- Cmb* Identificativo della combinazione
- R<sub>ult1</sub>* Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
- R<sub>ult2</sub>* Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
- R* Somma di *R<sub>ult1</sub>* e *R<sub>ult2</sub>*
- R<sub>d</sub>* Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
- H* Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
- η* Coeff. di sicurezza allo scorrimento ( $\eta=R_d/H$ )

<b>Cmb</b>	<b>Fnd</b>	<b>R<sub>ult1</sub></b> [kN]	<b>R<sub>ult2</sub></b> [kN]	<b>R</b> [kN]	<b>R<sub>amm</sub></b> [kN]	<b>H</b> [kN]	<b>η</b>
1	1	700,29	0,00	700,29	636,62	0,00	100,00
2	1	726,92	0,00	726,92	660,84	0,00	100,00
3	1	492,50	0,00	492,50	447,73	98,27	4,56