

ANAS S.p.A.









Direzione Tecnica

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

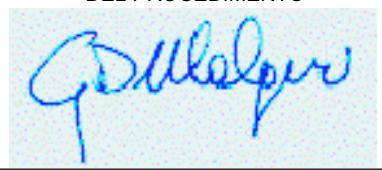
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

  Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	  Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE  Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	  Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	  Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata:   Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	 Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni  Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Via Imperatore Traiano n.4 - 20126 (Bar)  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. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO

Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

IC01

I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO

IC - TRATTA C - OPERA DI SOSTEGNO OS04

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO203 E 2301

NOME FILE

IC01-P00OS04STRRE01\_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. P000S04STRRE01

A

C

B

A

EMISSIONE

Ottobre 2023

ING. IOLANDA SCHETTINO

ING. GAETANO RANIERI

ING. FABRIZIO BAJETTI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	8
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	9
2.1	Sezione tipo 1 .....	9
2.2	Sezione tipo 2 .....	10
2.3	Sezione tipo 3/4 .....	10
2.4	Sezione tipo 5 .....	11
2.5	Sezione tipo 6 .....	11
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	12
4	UNITA' DI MISURA .....	12
5	MATERIALI .....	13
5.1	Calcestruzzo .....	13
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione .....	13
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione .....	13
5.1.3	Calcestruzzo per le opere in elevazione .....	13
5.2	Acciaio .....	14
5.2.1	Acciaio per armatura lenta .....	14
5.3	Calcolo dei copriferri minimi .....	15
5.1	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura .....	17
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....	19
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	20
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali .....	20
7.2	Definizione della strategia progettuale .....	21
7.3	Parametri di calcolo .....	23
7.3.1	Parametri numerici sismici .....	23
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	23
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	23
7.3.4	Fattori di struttura .....	24
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto .....	24
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo .....	27
8	ANALISI DEI CARICHI .....	28
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato .....	28
8.2	Carichi permanenti portati sulla soletta inferiore .....	28
8.2.1	Peso proprio del terreno di ricoprimento .....	28
8.2.2	Peso proprio della pavimentazione stradale .....	28
8.3	Peso proprio del parapetto .....	28
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro .....	28
8.5	Spinta laterale dei terreni .....	29
	Spinta orizzontale dell'acqua di falda .....	34
8.6	Sottospinta idraulica dell'acqua di falda .....	35
8.7	Sovraccarichi accidentali ( $q_1$ ) .....	35
8.8	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle pareti verticali .....	35
8.9	Azione sismica .....	36
8.10	Sovraspinta dinamica dei terreni .....	36
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	37
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti .....	37
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti .....	37

9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	37
9.3.1	Azione inerziale delle masse.....	38
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	38
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	39
10	MURO A "U" TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO.....	40
10.1	Definizione del modello di calcolo.....	40
10.2	Numerazione degli elementi.....	41
10.3	Numerazione dei nodi.....	41
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche.....	42
10.5	Applicazione dei carichi elementari.....	43
10.5.1	Pesi propri strutturali.....	43
10.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	43
10.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento.....	43
10.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici.....	44
10.5.5	ZSpinta orizzontale dei terreni – Falda presente.....	44
10.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente.....	45
10.5.7	Sottospinta idraulica della falda.....	45
10.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione.....	46
10.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	46
10.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	47
10.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati	47
10.5.12	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni.....	48
11	MURO A "U" TIPO 1– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI.....	49
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti.....	49
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti.....	50
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	52
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	53
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	55
12	MURO A "U" TIPO 1– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	57
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	57
12.2	Sezione e armatura di verifica.....	57
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	58
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	58
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente.....	59
12.3.3	Combinazione SLE – Rara.....	60
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	61
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	62
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	63
13	MURI A "U" TIPO 1– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI.....	64
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	64
13.2	Sezione e armatura di verifica.....	64
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	65
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	65
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente.....	66
13.3.3	Combinazione SLE – Rara.....	67
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	68
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	69

13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	70
14	MURO A "U" TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO .....	71
14.1	Definizione del modello di calcolo.....	71
14.2	Numerazione degli elementi.....	72
14.3	Numerazione dei nodi .....	72
14.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche .....	73
14.5	Applicazione dei carichi elementari .....	74
14.5.1	Pesi propri strutturali.....	74
14.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	74
14.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento .....	74
14.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici .....	75
14.5.5	Spinta orizzontale dei terreni – Falda presente .....	75
14.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente .....	76
14.5.7	Sottospinta idraulica della falda .....	76
14.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione .....	77
14.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	77
14.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	78
14.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 78	
14.5.12	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni .....	79
15	MURO A "U" TIPO 2– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	80
15.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti .....	80
15.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti .....	81
15.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	83
15.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	84
15.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	86
16	MURO A "U" TIPO 2– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI .....	88
16.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	88
16.2	Sezione e armatura di verifica .....	88
16.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	89
16.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	89
16.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	90
16.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	91
16.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	92
16.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	93
16.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	94
17	MURI A "U" TIPO 2– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI .....	95
17.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	95
17.2	Sezione e armatura di verifica .....	95
17.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	96
17.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	96
17.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	97
17.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	98
17.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione .....	99
17.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	100
17.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	101
18	MURO A "U" TIPO 3/4 – MODELLO DI CALCOLO .....	102
18.1	Definizione del modello di calcolo.....	102

18.2	Numerazione degli elementi .....	103
18.3	Numerazione dei nodi .....	103
18.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche .....	104
18.5	Applicazione dei carichi elementari .....	105
18.5.1	Pesi propri strutturali .....	105
18.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale .....	105
18.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento .....	105
18.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici .....	106
18.5.5	Spinta orizzontale dei terreni – Falda presente .....	106
18.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente .....	107
18.5.7	Sottospinta idraulica della falda .....	107
18.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione .....	108
18.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra .....	108
18.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra .....	109
18.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 109	
18.5.12	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni .....	110
19	MURO A "U" TIPO 3/4– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	111
19.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti .....	111
19.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti .....	112
19.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare .....	114
19.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR .....	115
19.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita .....	117
20	MURO A "U" TIPO 3/4– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI .....	119
20.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	119
20.2	Sezione e armatura di verifica .....	119
20.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	120
20.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente .....	120
20.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	121
20.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	122
20.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione .....	123
20.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione frequente .....	124
20.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	125
20.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	126
21	MURI A "U" TIPO 3/4– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI .....	127
21.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	127
21.2	Sezione e armatura di verifica .....	127
21.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	128
21.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente .....	128
21.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	129
21.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	130
21.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione .....	131
21.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	132
21.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	133
22	MURO A "U" TIPO 5 – MODELLO DI CALCOLO .....	134
22.1	Definizione del modello di calcolo .....	134
22.2	Numerazione degli elementi .....	135
22.3	Numerazione dei nodi .....	135

22.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche .....	136
22.5	Applicazione dei carichi elementari .....	137
22.5.1	Pesi propri strutturali .....	137
22.5.2	Peso proprio della pavimentazione stradale.....	137
22.5.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento .....	137
22.5.4	Peso proprio dei parapetti metallici .....	138
22.5.5	Spinta orizzontale dei terreni – Falda presente .....	138
22.5.6	Spinta orizzontale dei terreni – Falda assente .....	139
22.5.7	Sottospinta idraulica della falda .....	139
22.5.8	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione .....	140
22.5.9	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	140
22.5.10	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra.....	141
22.5.11	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati 141	
22.5.12	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni .....	142
23	MURO A "U" TIPO 5– VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	143
23.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti .....	143
23.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti .....	144
23.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	146
23.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	147
23.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	149
24	MURO A "U" TIPO 5– PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI .....	151
24.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	151
24.2	Sezione e armatura di verifica .....	151
24.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	152
24.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	152
24.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	153
24.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	154
24.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	155
24.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione quasi permanente.....	156
24.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione frequente.....	157
24.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	158
24.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	159
25	MURI A "U" TIPO 5– ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI .....	160
25.1	Valutazione delle azioni sollecitanti .....	160
25.2	Sezione e armatura di verifica .....	160
25.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni .....	161
25.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	161
25.3.2	Combinazione SLE – Frequente .....	162
25.3.3	Combinazione SLE – Rara .....	163
25.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione quasi permanente .....	164
25.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – combinazione frequente.....	165
25.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione .....	166
25.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	167
26	VERIFICHE A SOLLEVAMENTO - UPL.....	168
26.1	Descrizione delle modalità di verifica.....	168
26.2	Sezione tipo 1 .....	169
26.3	Sezione tipo 2 .....	169

26.4	Sezione tipo 3/4 .....	170
26.5	Sezione tipo 5 .....	170
27	VERIFICHE GEOTECNICHE – VERIFICA DEL CARICO LIMITE E DELLO SCORRIMENTO	
	171	
27.1	Richiami teorici.....	171
27.1.1	Verifica al carico limite .....	171
27.1.2	Verifica allo scorrimento.....	172
27.2	Muro a "U" tipo 1 .....	173
27.2.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione .....	173
27.2.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	173
27.2.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV .....	174
27.2.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	174
27.2.5	Dati.....	175
27.2.6	Condizioni di carico.....	176
27.2.7	Opzioni di calcolo.....	178
27.2.8	Risultati.....	178
27.3	Muro a "U" tipo 2 .....	181
27.3.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione .....	181
27.3.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	181
27.3.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV .....	182
27.3.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	182
27.3.5	Dati.....	183
27.3.6	Condizione di carico .....	184
27.3.7	Opzioni di calcolo.....	186
27.3.8	Risultati.....	186
27.4	Muro a "U" tipo 3/4 .....	189
27.4.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione .....	189
27.4.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	189
27.4.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV .....	190
27.4.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	190
27.4.5	Dati.....	191
27.4.6	Condizioni di carico.....	192
27.4.7	Opzioni di calcolo.....	194
27.4.8	Risultati.....	194
27.5	Muro a "U" tipo 5 .....	197
27.5.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione .....	197
27.5.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	197
27.5.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV .....	198
27.5.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	198
27.5.5	Dati.....	199
27.5.6	Condizioni di carico.....	200
27.5.7	Opzioni di calcolo.....	202
27.5.8	Risultati.....	202
28	VERIFICA DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO.....	205

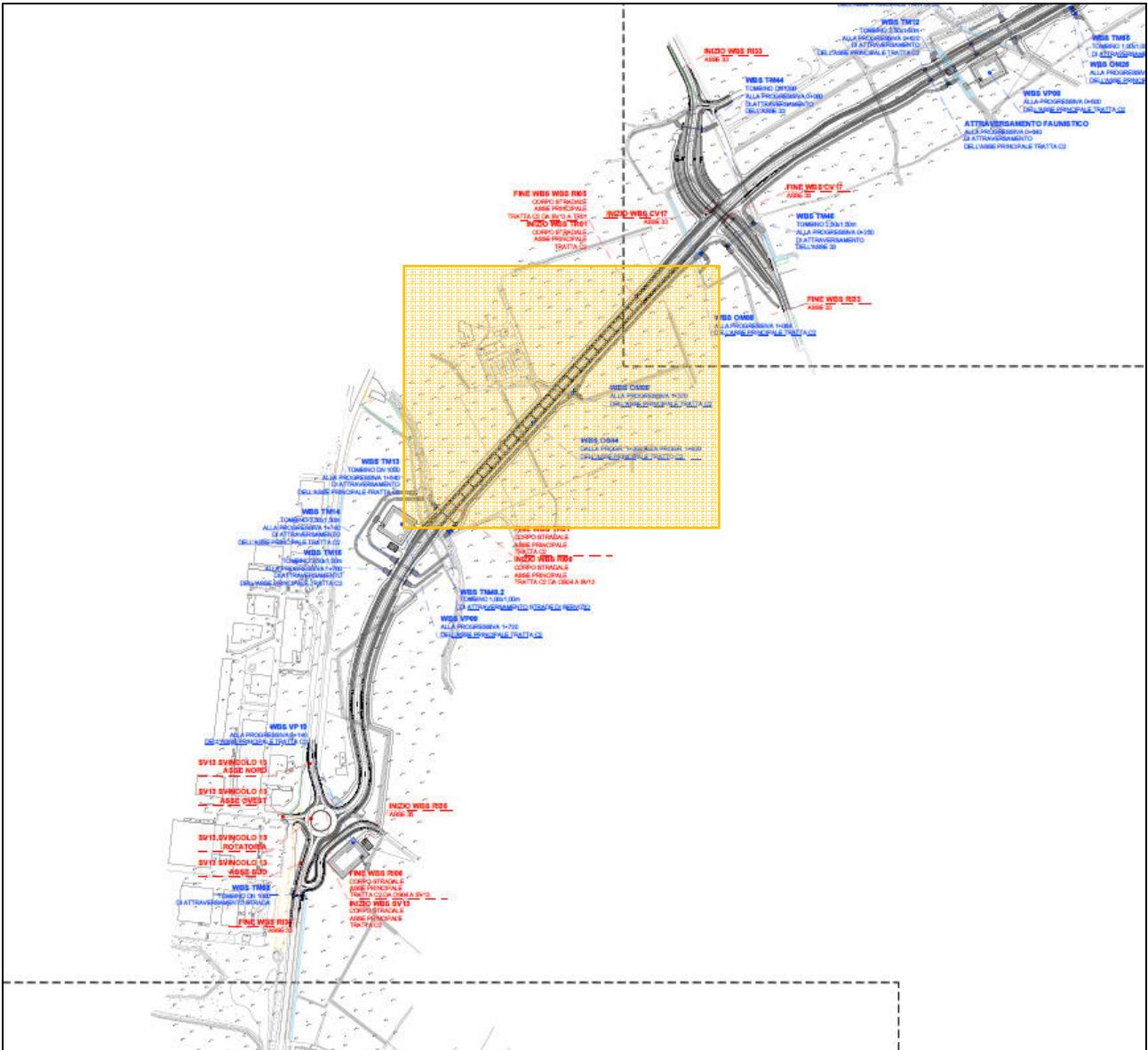
28.1	Combinazione SLU – GEO (A2-M2-R2) .....	206
28.1.1	Definizione delle proprietà di analisi per la stabilità globale.....	206
28.1.2	Superficie critica .....	206
28.1.3	Riepilogo delle superfici critiche e determinazione del coefficiente di sicurezza.....	207
29	CONFORMITÀ AL CAPITOLO 10.2 DEL D.M. 17.01.2018 .....	208
29.1	Origine e caratteristiche dei software di calcolo .....	208
29.1.1	Paratie Plus 2023 .....	208
29.2	Affidabilità dei codici utilizzati .....	210
29.3	Validazione dei codici .....	210
29.4	Modalità di presentazione dei risultati.....	210
29.5	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	210



## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche del muro ad "U" in cemento armato compreso tra la progressiva 1+200 e la progressiva 1+620 del tratto 2 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".

Nell'immagine successiva è riportata l'ubicazione planimetrica delle opere (WBS OS04 → Elaborato planimetrico di riferimento: **A010-T00EG00GENPL07\_A**).



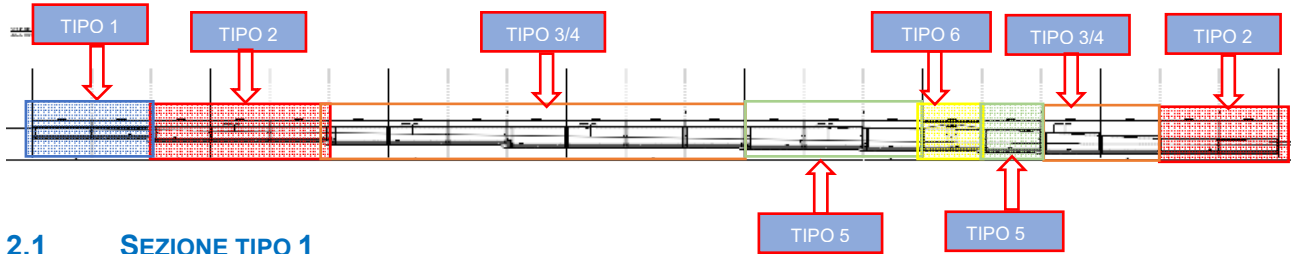
La planimetria stradale di riferimento all'interno della quale è ubicata la WBS OS04 è contenuta all'interno dell'elaborato **DA011-P00PS00TRAPP11\_A**.

Le sezioni trasversali stradali correnti di riferimento per la WBS OS04 sono contenute all'interno dell'elaborato **DA49-P00PSTRASZ02\_A**.

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro presenta una sezione trasversale a "U" e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

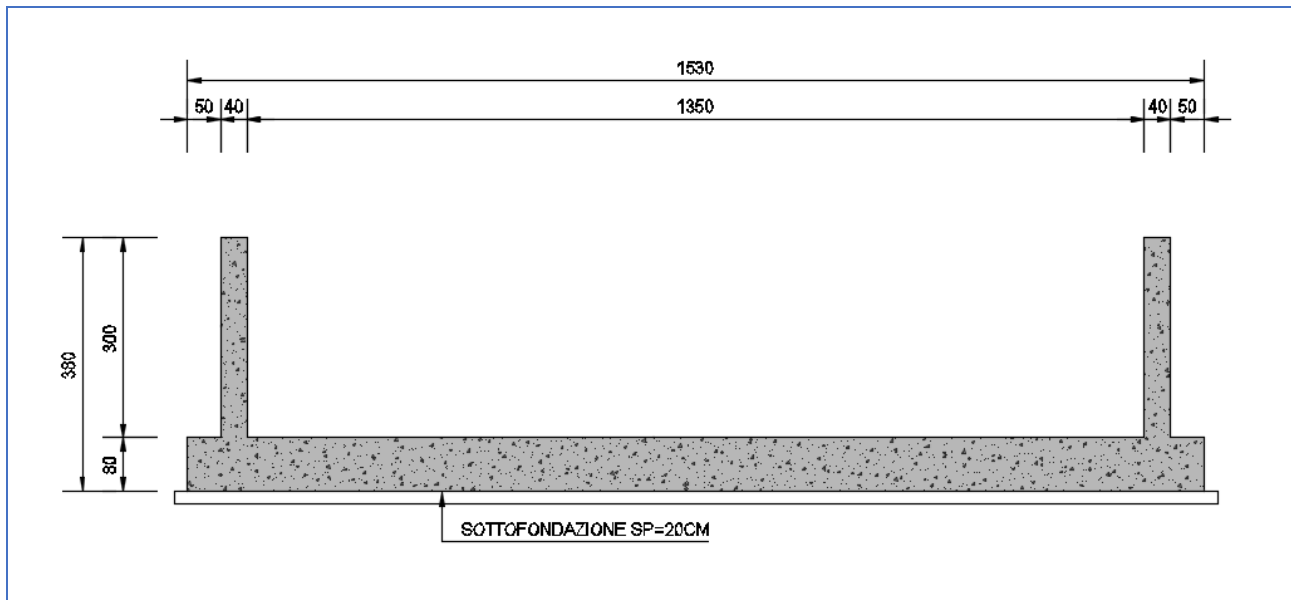
Nell'immagine successiva sono evidenziate le differenti sezioni strutturali sulle quali sono stati eseguiti il dimensionamento e le verifiche:



### 2.1 SEZIONE TIPO 1

La sezione tipologica 1 è valida per i conci n°1 e n°2, e le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza 300 cm e spessore 40 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 80 cm**

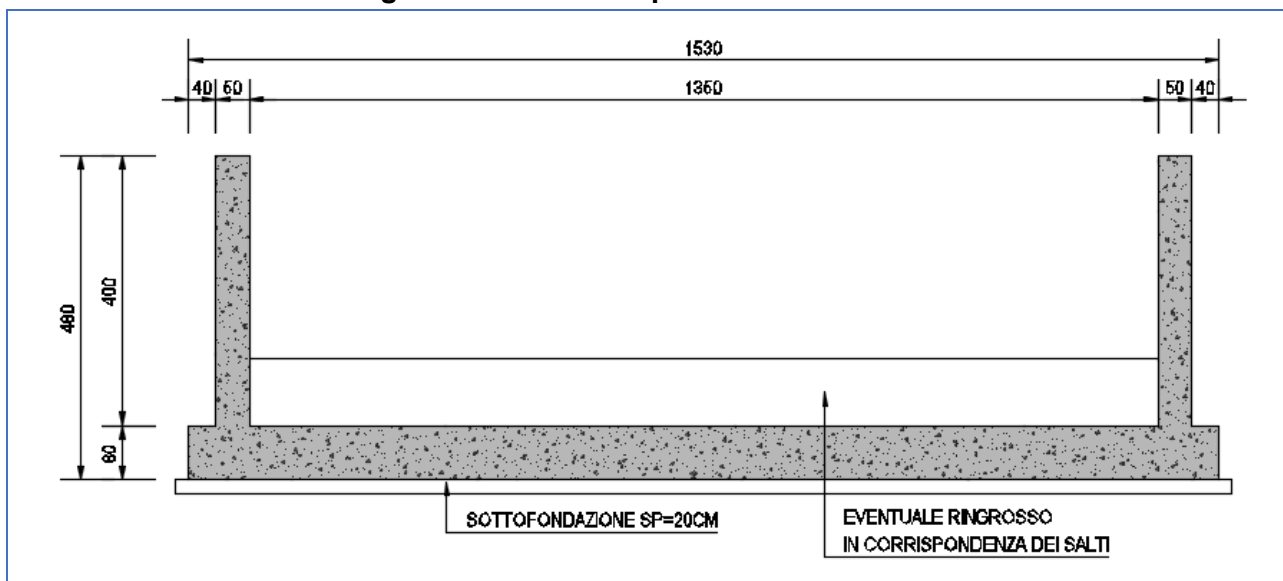


## 2.2 SEZIONE TIPO 2

La sezione tipologica 2 è valida per i conci compresi tra il n°3 e il n°5, e i conci n°20 e n°21.

Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza 400 cm e spessore 50 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 80 cm**

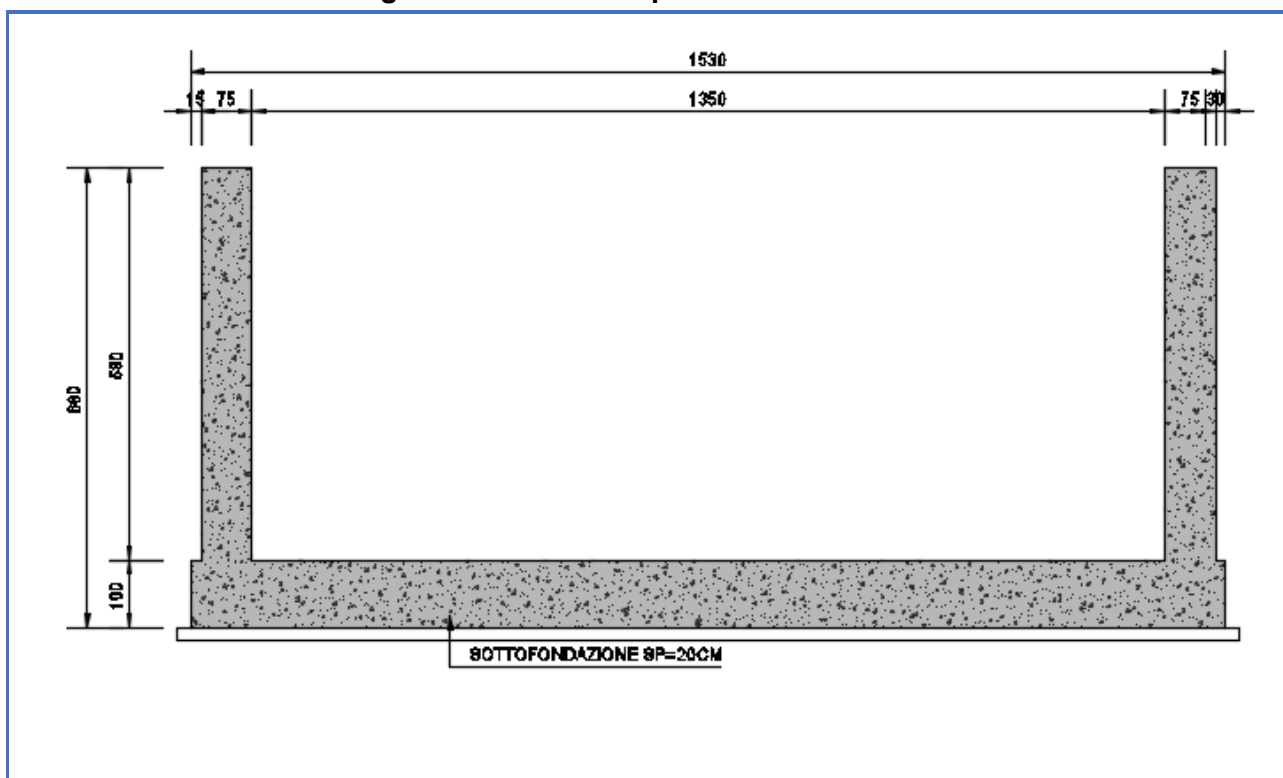


## 2.3 SEZIONE TIPO 3/4

La sezione tipologica 3/4 è valida per i conci compresi tra il n°6 e il n°8, e i conci n°18 e n°19.

Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza massima 580 cm e spessore 75 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 100 cm**

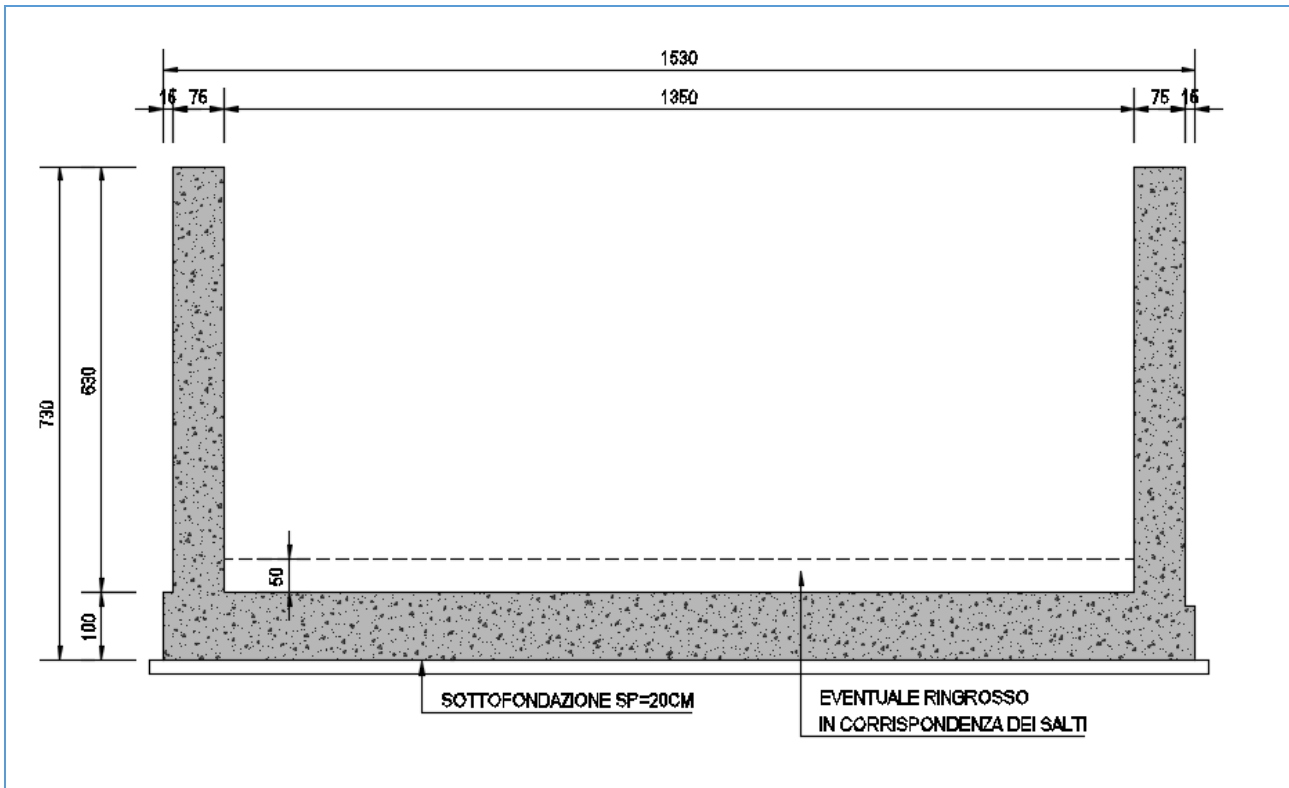


## 2.4 SEZIONE TIPO 5

La sezione tipologica 5 è valida per i conci compresi tra il n°13 e il n°15, e il concio n°17.

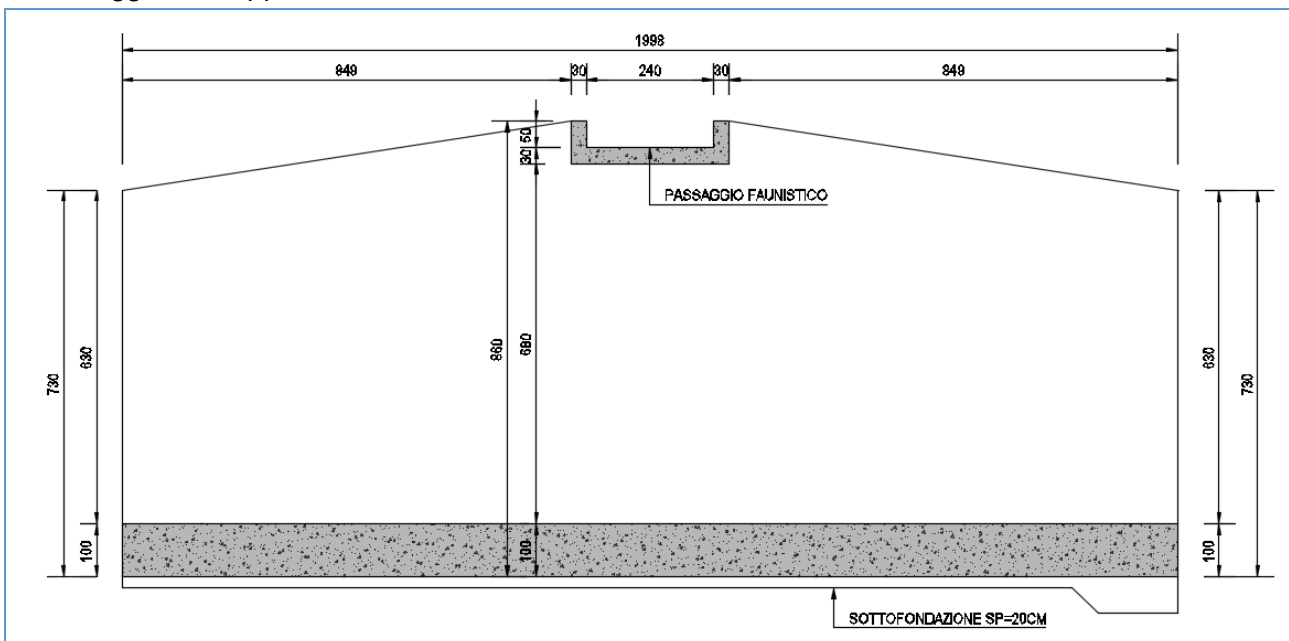
Le dimensioni dell'opera sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali laterali: **altezza massima 630 cm e spessore 75 cm**
- Soletta di fondazione: **larghezza 1530 cm e spessore 100 cm**



## 2.5 SEZIONE TIPO 6

La sezione tipologica 6 è valida per il concio n°16. In tale concio è presente il passaggio faunistico e sarà oggetto di apposita relazione di calcolo.



### 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

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**.

#### 5.1.3 CALCESTRUZZO PER LE OPERE IN ELEVAZIONE

Per le opere in elevazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF4**.

#### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	<b>40,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	<b>33,20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$f_{cm}$	<b>41,20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	<b>18,81</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	<b>3,10</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	<b>2,17</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	<b>1,45</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	$E_c$	<b>36.049,97</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	<b>32.811,24</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 elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **45mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **45mm**.

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	XF4
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	<b>Condizioni ambientali di progetto</b>
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<b>Molto Aggressivo</b>

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>
C35/45	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
<b>Classe C0</b>	<b>Vita Nominale dell'opera</b>	<b>Produzioni sottoposte a controllo qualità</b>
C45/55	50 Anni	SI

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)		
<b>Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa</b>	40	mm
<b>Tolleranza costruttiva</b>	5	mm
<b>COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO</b>	<b>45</b>	<b>mm</b>



Per le opere di fondazione è previsto un copriferro minimo pari a **15mm** 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>

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

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

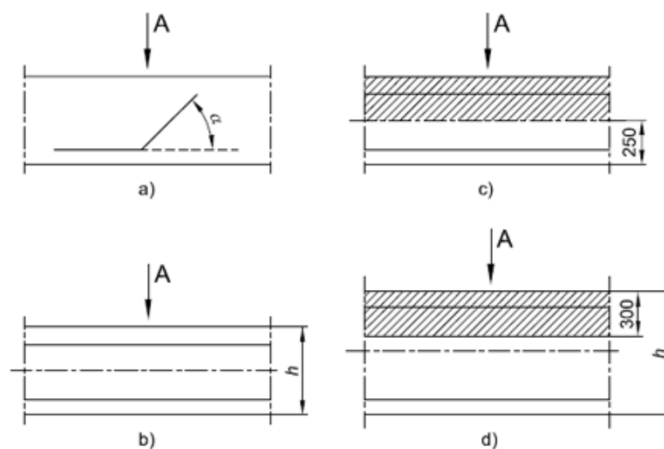
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

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

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

- la barra ha una inclinazione sull'orizzontale maggiore o uguale a  $45^\circ$  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

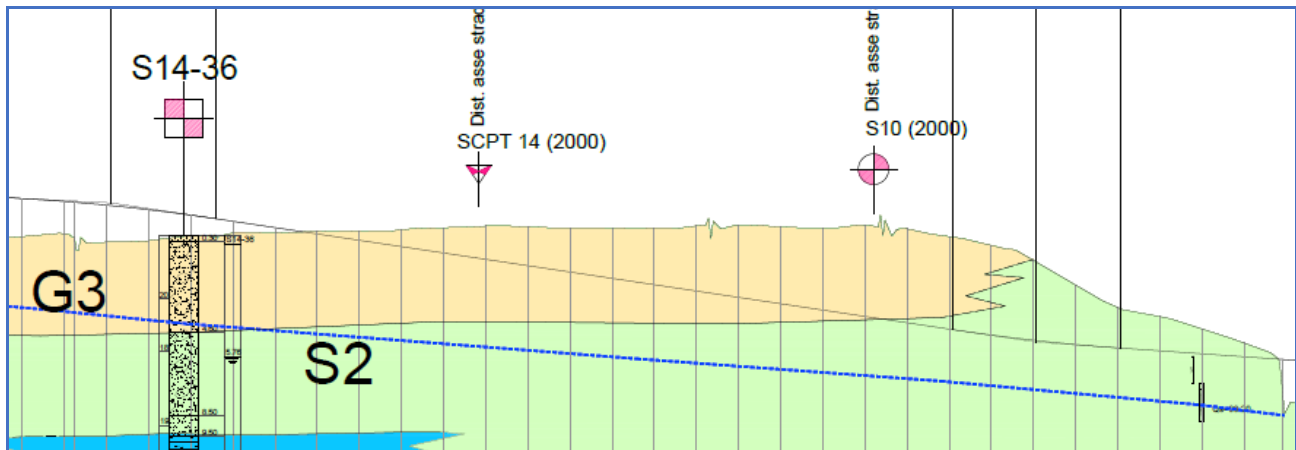
Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **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, da come si evince dallo stralcio di profilo geotecnico di seguito riportato, 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:  $\phi = 30,90^\circ$
- 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

### 2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

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

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

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

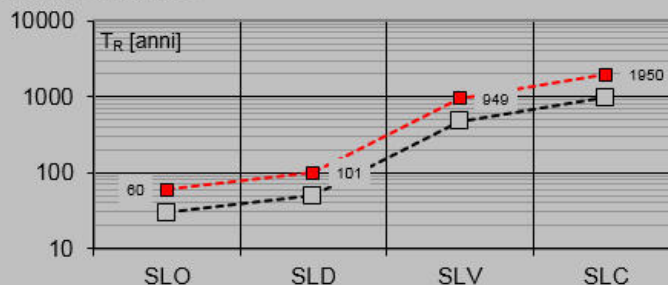
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

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

### Elaborazioni

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

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

### 7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

#### 7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

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

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

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

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

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

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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



### 7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

### 7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato SLV info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C</span> <span style="font-size: small;">info</span>	S <sub>s</sub> = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,500</span>	C <sub>c</sub> = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,556</span> <span style="font-size: small;">info</span>	
Categoria topografica <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T1</span> <span style="font-size: small;">info</span>	h/H = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,000</span>	S <sub>T</sub> = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,000</span> <span style="font-size: small;">info</span>	

(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<sub>0</sub> 1      Regol. in altezza si info

**Compon. verticale**

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

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

**Spettri di risposta**

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

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

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,050 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)

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

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

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

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

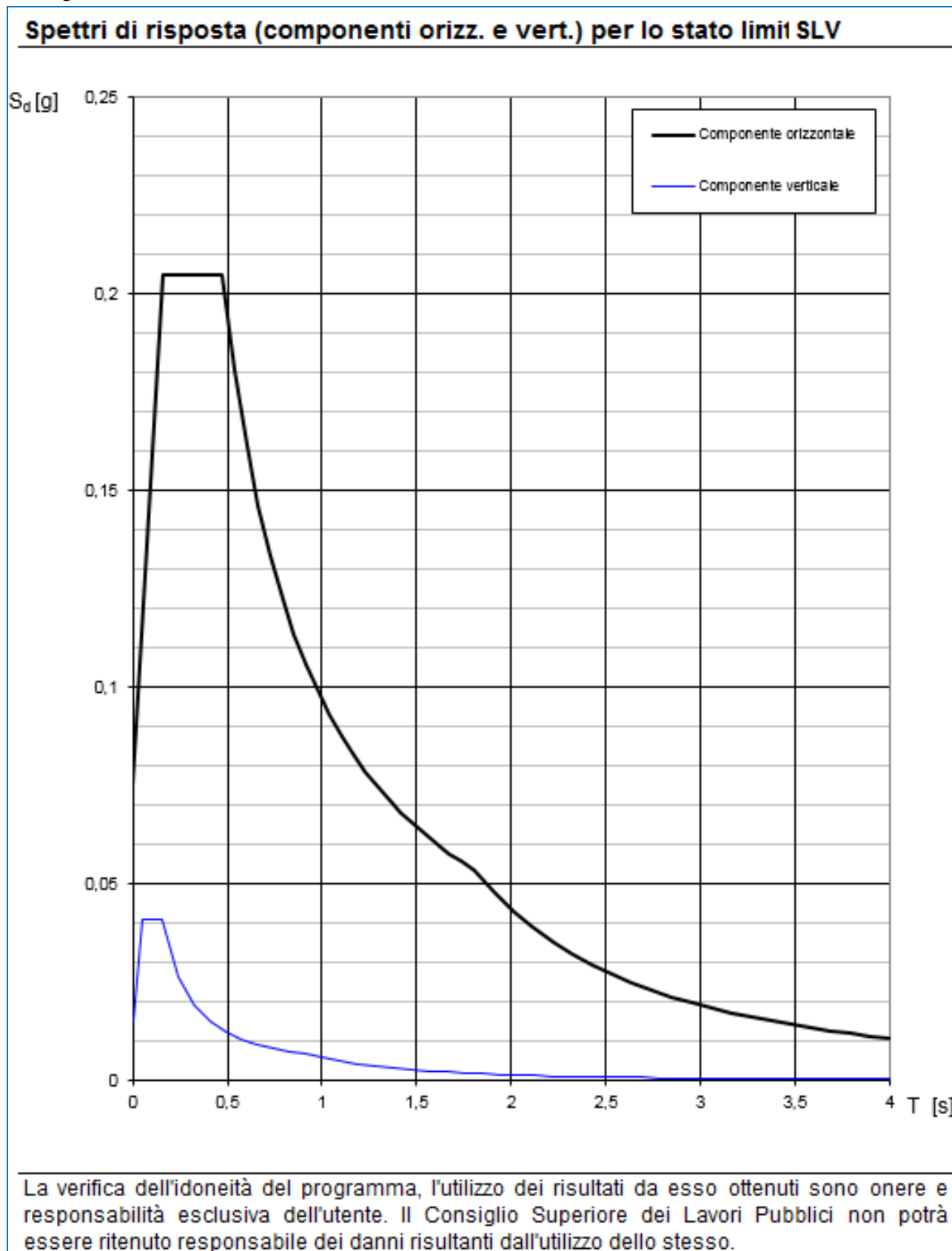
Lo spettro di progetto  $S_e(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_e$ [g]
0,000	0,075
0,157	0,205
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
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

Ai fini delle verifiche si procede al dimensionamento delle sezioni più gravose, che risultano essere la sezione **tipo 1** (altezza pareti 300 cm, spessore soletta di base 80 cm), la sezione **tipo 2** (altezza pareti 400 cm, spessore soletta di base 80 cm), la sezione **tipo 3/4** (altezza pareti 580 cm, spessore soletta di base 100 cm) e la sezione **tipo 5** (altezza pareti 630 cm, spessore soletta di base 100 cm).

### 8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

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:

MURO AD U	$S_{max}$ [m]
Tipo 1	2,50
Tipo 2	2,90
Tipo 3/4	3,10
Tipo 5	2,00

Il peso per unità di volume terreno di ricoprimento è assunto pari a  $\gamma_{rilevato} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ .

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

MURO AD U	$S_{max}$ [m]	$P_{ricoprimento}$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
Tipo 1	2,50	50,00
Tipo 2	2,90	58,00
Tipo 3/4	3,10	62,00
Tipo 5	2,00	40,00

#### 8.2.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto pari a  $22,00 \text{ kN/m}^3$ .

Lo spessore della pavimentazione stradale è uguale a 23 cm, cui corrisponde un carico per unità di superficie pari a:

$$p_{pavimentazione} = 0,23 \times 22,00 = 5,06 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_{pavimentazione} = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

### 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 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

A favore di sicurezza e per tener conto della eventuale presenza di mezzi d'opera leggeri in fase di manutenzione si considera un carico accidentale a tergo del muro pari a  $q = 20,00 \text{ kN/m}^2$ .

### 8.5 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

È stata considerata la spinta sulle pareti verticali agente dall'esterno verso l'interno, assumendo un peso per unità di volume  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$ , calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma \rightarrow$  peso per unità di volume del terreno:
- $H \rightarrow$  altezza di applicazione della spinta
- $k_0 \rightarrow$  coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

con:

- $\varphi =$  angolo di attrito interno

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.

Di seguito è riportato l'andamento della spinta orizzontale dei terreni in condizioni di falda massima e di falda assente per le tre sezioni di riferimento:

#### MURO A "U" SEZIONE TIPO 1

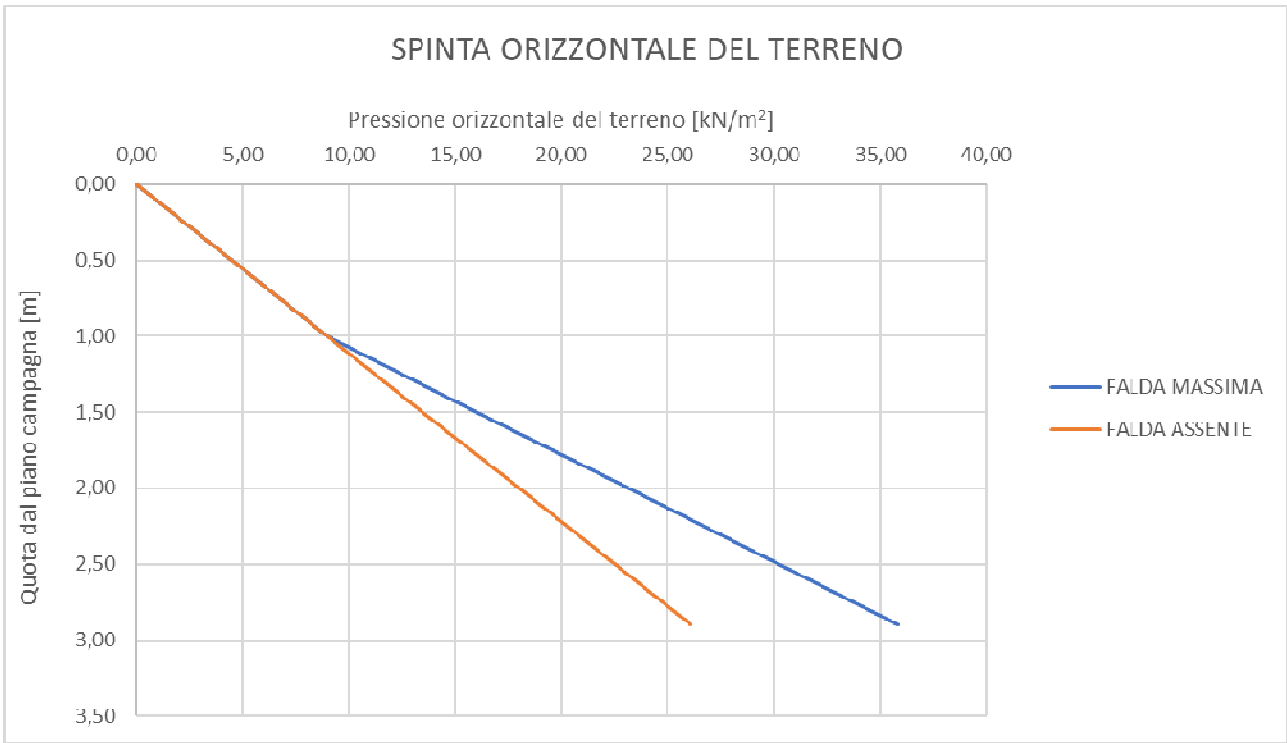
Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

$k_0$

**0,486**

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
1,50	27,75	5,00	22,75	11,07	5,00	16,07
2,00	37,00	10,00	27,00	13,13	10,00	23,13
2,90	53,65	19,00	34,65	16,86	19,00	35,86

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
1,50	27,75	0,00	27,75	13,50	0,00	13,50
2,00	37,00	0,00	37,00	18,00	0,00	18,00
2,90	53,65	0,00	53,65	26,10	0,00	26,10



### MURO A "U" SEZIONE TIPO 2

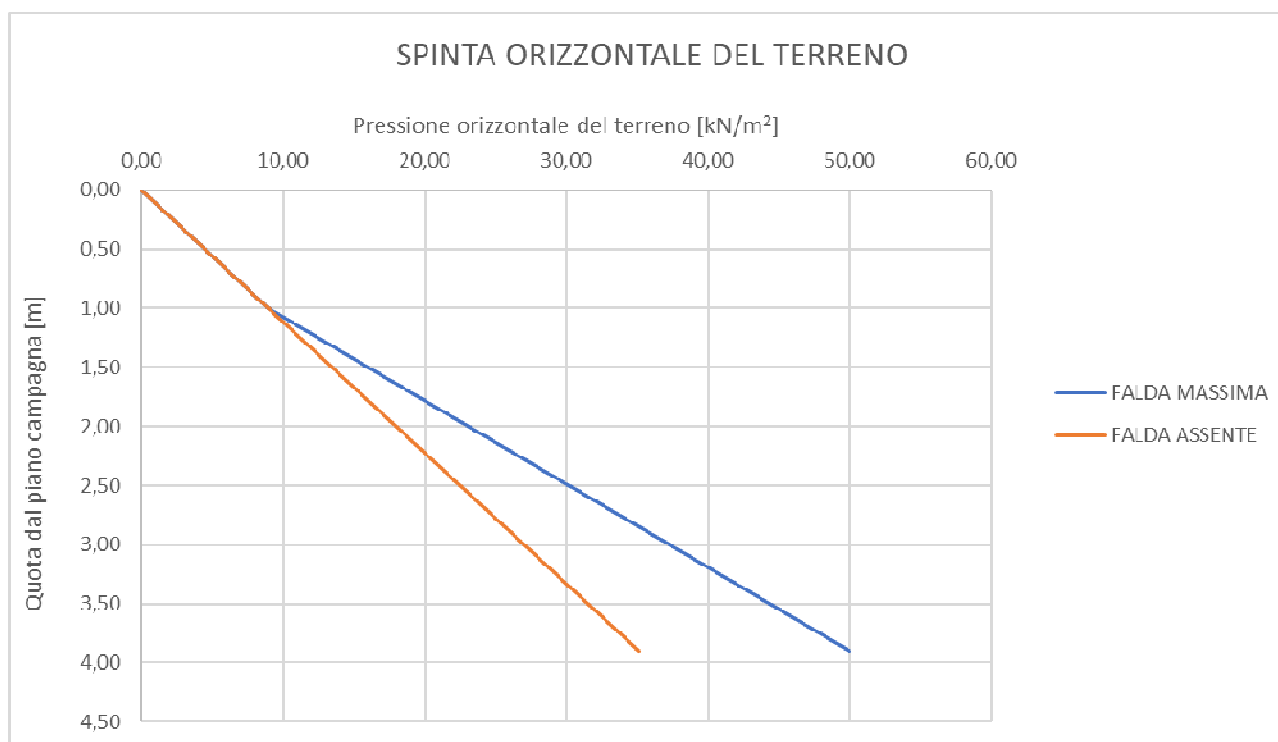
Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

$k_0$

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,00	37,00	10,00	27,00	13,13	10,00	23,13
3,00	55,50	20,00	35,50	17,27	20,00	37,27
3,90	72,15	29,00	43,15	20,99	29,00	49,99

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,00	37,00	0,00	37,00	18,00	0,00	18,00
3,00	55,50	0,00	55,50	27,00	0,00	27,00
3,90	72,15	0,00	72,15	35,10	0,00	35,10





### MURO A "U" SEZIONE TIPO 3/4

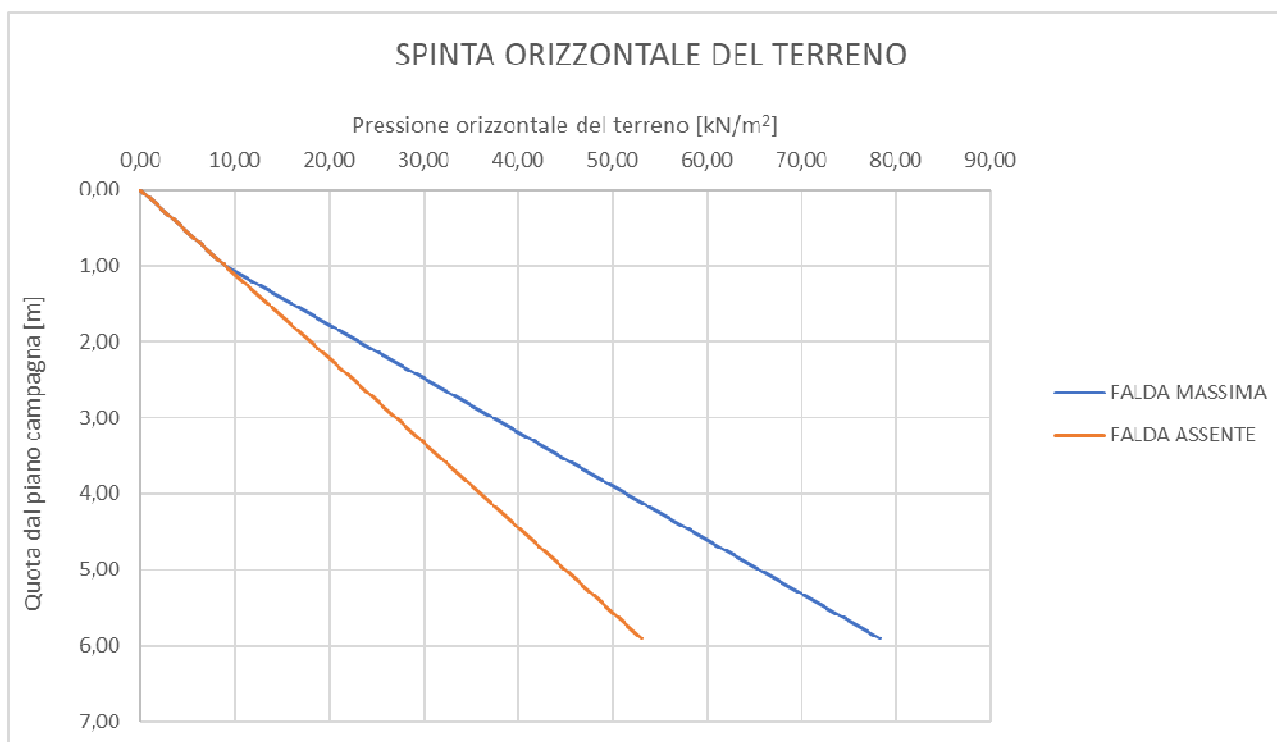
Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

$k_0$

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	15,00	31,25	15,20	15,00	30,20
5,00	92,50	40,00	52,50	25,54	40,00	65,54
5,90	109,15	49,00	60,15	29,26	49,00	78,26

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	0,00	46,25	22,50	0,00	22,50
5,00	92,50	0,00	92,50	45,00	0,00	45,00
5,90	109,15	0,00	109,15	53,10	0,00	53,10



### MURO A "U" SEZIONE TIPO 5

Coefficiente di spinta a riposo delle ghiaie con sabbia

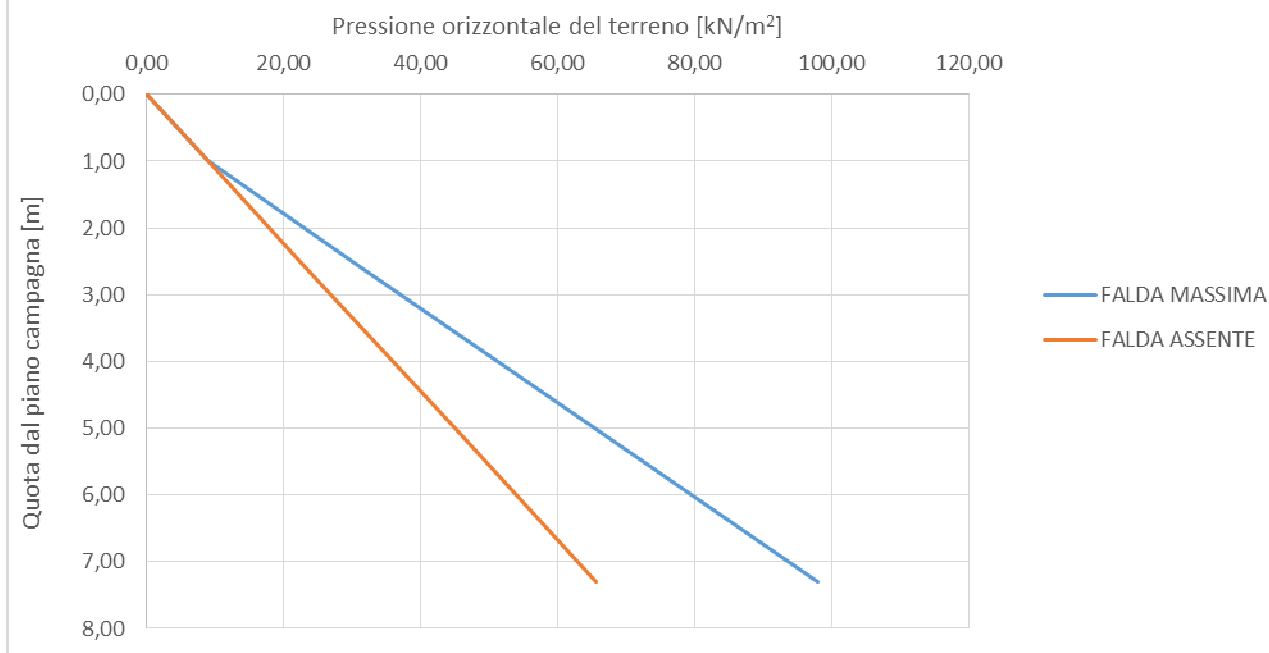
$k_0$

0,486

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA MASSIMA						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	15,00	31,25	15,20	15,00	30,20
5,00	92,50	40,00	52,50	25,54	40,00	65,54
7,30	135,05	63,00	72,05	35,05	63,00	98,05

PRESSIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI FALDA ASSENTE						
QUOTA [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	18,50	0,00	18,50	9,00	0,00	9,00
2,50	46,25	0,00	46,25	22,50	0,00	22,50
5,00	92,50	0,00	92,50	45,00	0,00	45,00
7,30	135,05	0,00	135,05	65,70	0,00	65,70

### SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO



## SPINTA ORIZZONTALE DELL'ACQUA DI FALDA

Considerata la quota massima del terreno rispetto all'intradosso della zattera di fondazione e considerato il peso per unità di volume dell'acqua pari a  $\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ , la spinta orizzontale idrostatica massima valutata alla quota dell'intradosso della zattera di fondazione risulta pari a:

### MURO TIPO 1

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	3,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	2,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	<b>27,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

### MURO TIPO 2

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	4,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	3,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	<b>37,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

### MURO TIPO 3/4

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	6,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	5,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	<b>57,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

### MURO TIPO 5

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	6,30	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	1,00	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccato delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	6,20	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{\text{H falda}}$	<b>62,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

Nelle combinazioni di carico verranno considerati due casi distinti in maniera da schematizzare le condizioni di falda massima e di falda assente (eventuale variabilità stagionale della falda).

## 8.6 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELL'ACQUA DI FALDA

Considerata la quota massima del terreno rispetto all'intradosso della zattera di fondazione e considerato il peso per unità di volume dell'acqua pari a  $\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$ , la sottospinta idrostatica massima valutata alla quota dell'intradosso della zattera di fondazione risulta pari a:

### MURO TIPO 1

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	3,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccatto delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	2,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	<b>27,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

### MURO TIPO 2

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	4,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccatto delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	3,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	<b>37,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

### MURO TIPO 3/4

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	6,00	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	0,80	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccatto delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	5,90	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	<b>57,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

### MURO TIPO 5

Altezza totale delle pareti laterali	$H_{\text{pareti}}$	6,30	[m]
Spessore della zattera di fondazione	$H_{\text{zattera}}$	1,00	[m]
Quota massima del terreno laterale rispetto allo spiccatto delle pareti verticali	$H_{\text{terreno}}$	6,20	[m]
Quota massima di falda rispetto al piano di campagna	$H_{\text{falda}}$	1,00	[m]
Spinta orizzontale idrostatica intradosso fondazione	$P_{H \text{ falda}}$	<b>62,00</b>	[kNm <sup>2</sup> ]

Nelle combinazioni di carico verranno considerati due casi distinti in maniera da schematizzare le condizioni di falda massima e di falda assente (eventuale variabilità stagionale della falda).

## 8.7 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI ( $Q_1$ )

È stato considerato un carico uniformemente distribuito sulla zattera di fondazione forfaitario pari a:

$$q = 40,00 \text{ kN/m}^2.$$

## 8.8 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

È stato considerato, in fase di esecuzione, un sovraccarico accidentale forfaitario a tergo del muro pari a **20,00 kN/m<sup>2</sup>**, per tener conto della presenza eventuale di mezzi d'opera.

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

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- $q$  è l'entità del sovraccarico accidentale agente,
- $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno

## 8.9 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.

## 8.10 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:

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

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{2i}$  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

### 9.3.1 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  $k_v$ .

### 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:

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

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. 17.01.2018 "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



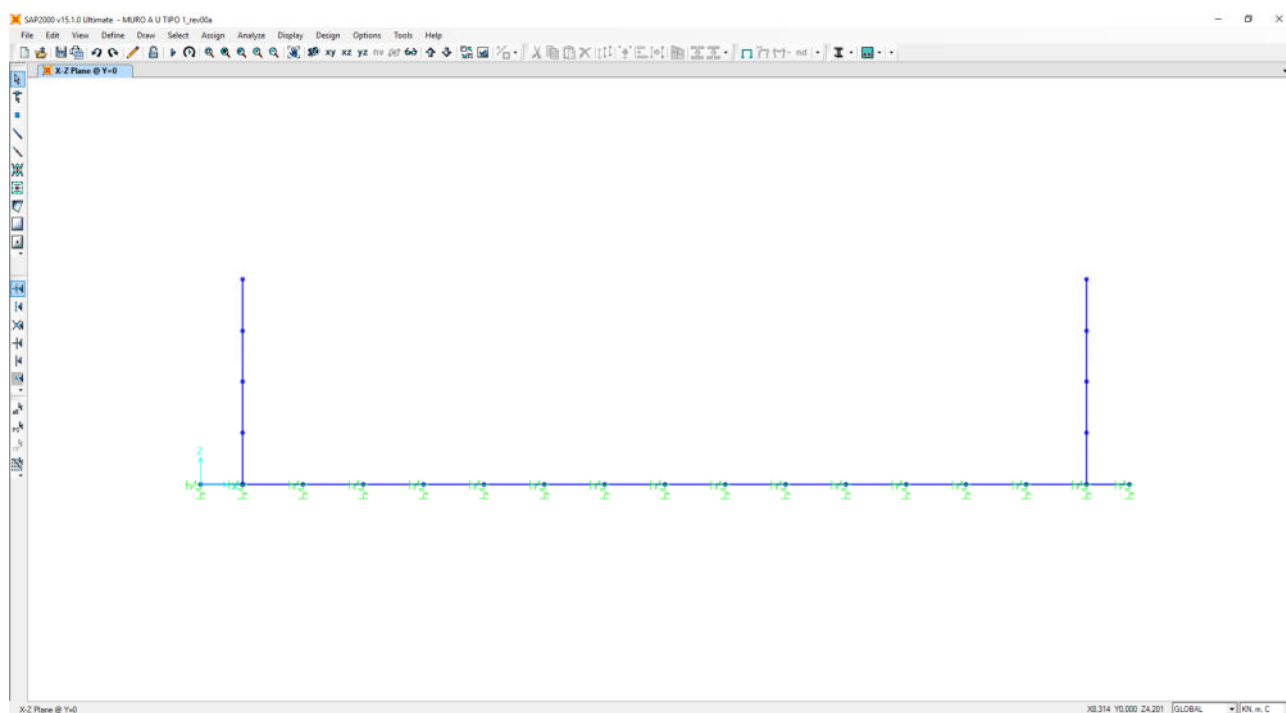
## 10 MURO A "U" TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO

### 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.

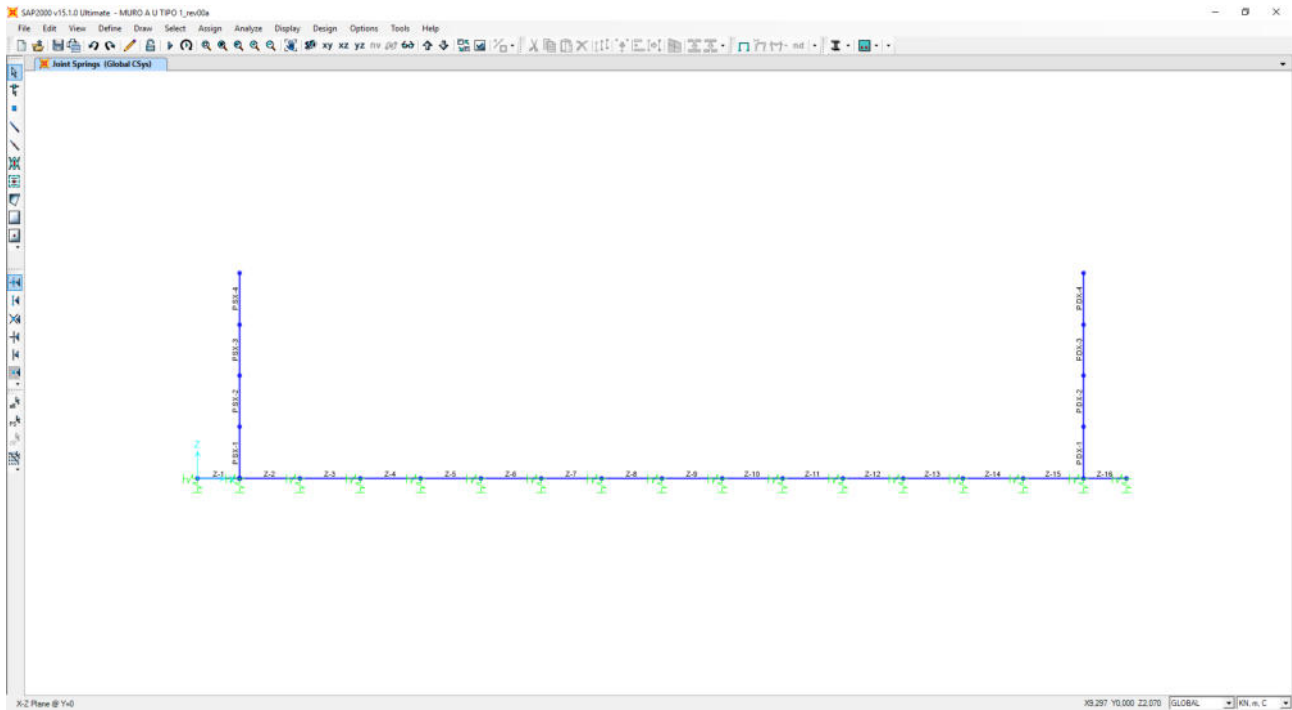
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



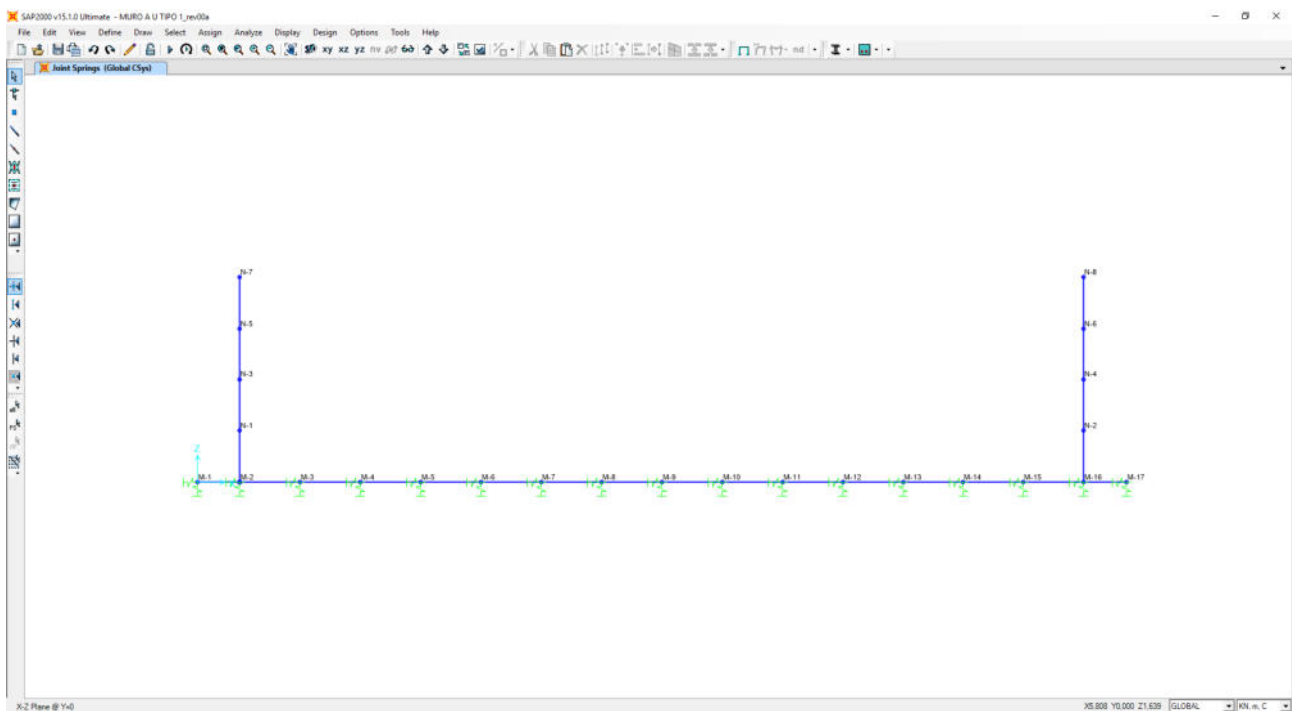
## 10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

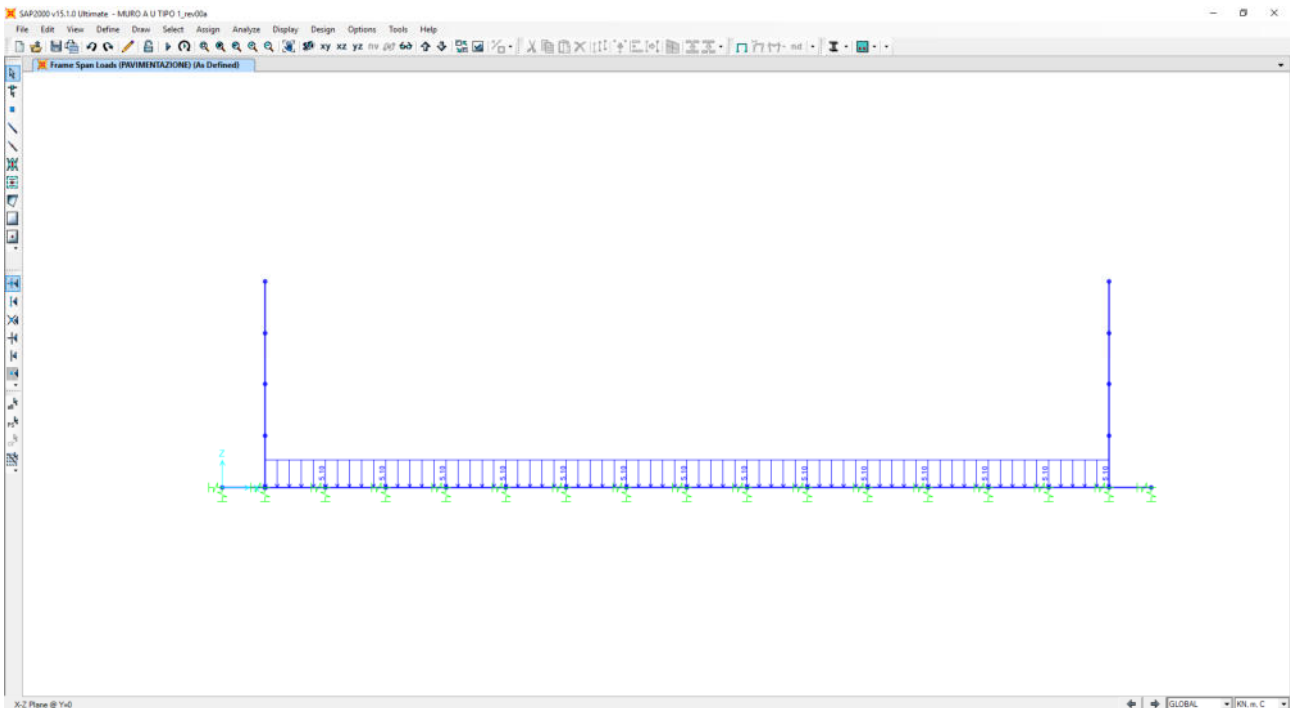
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

## 10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

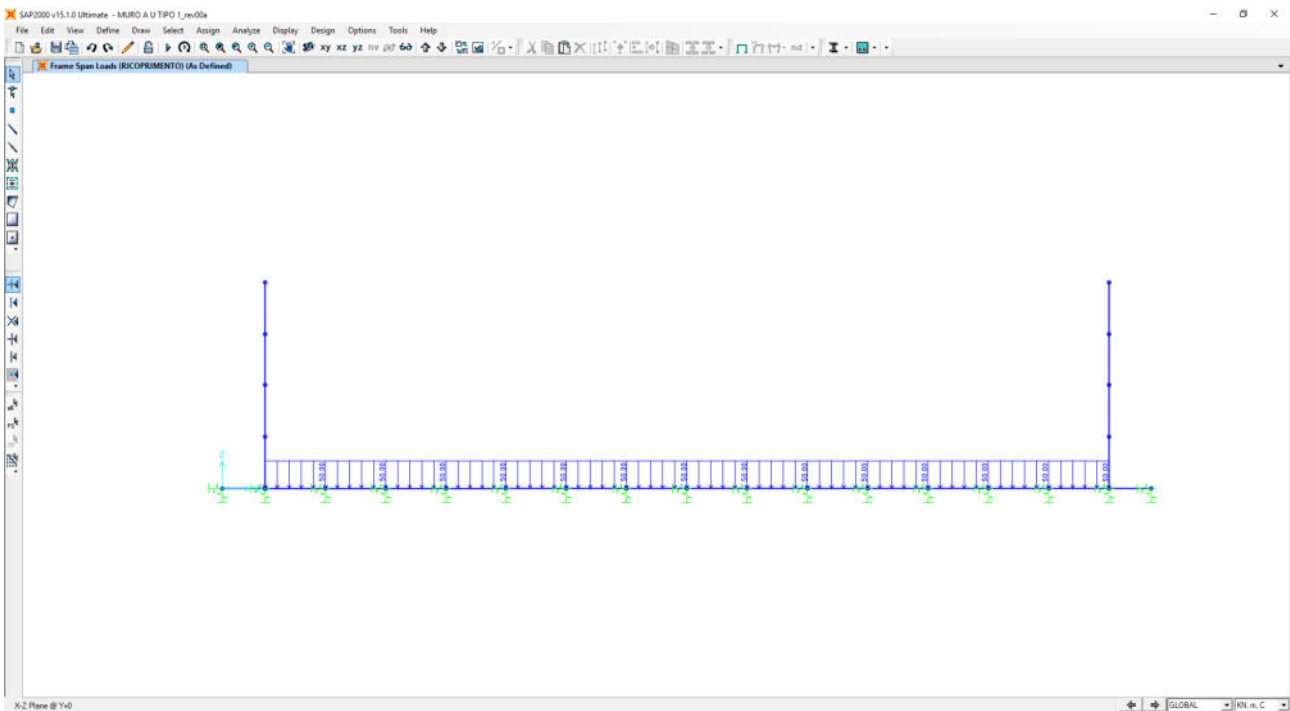
### 10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

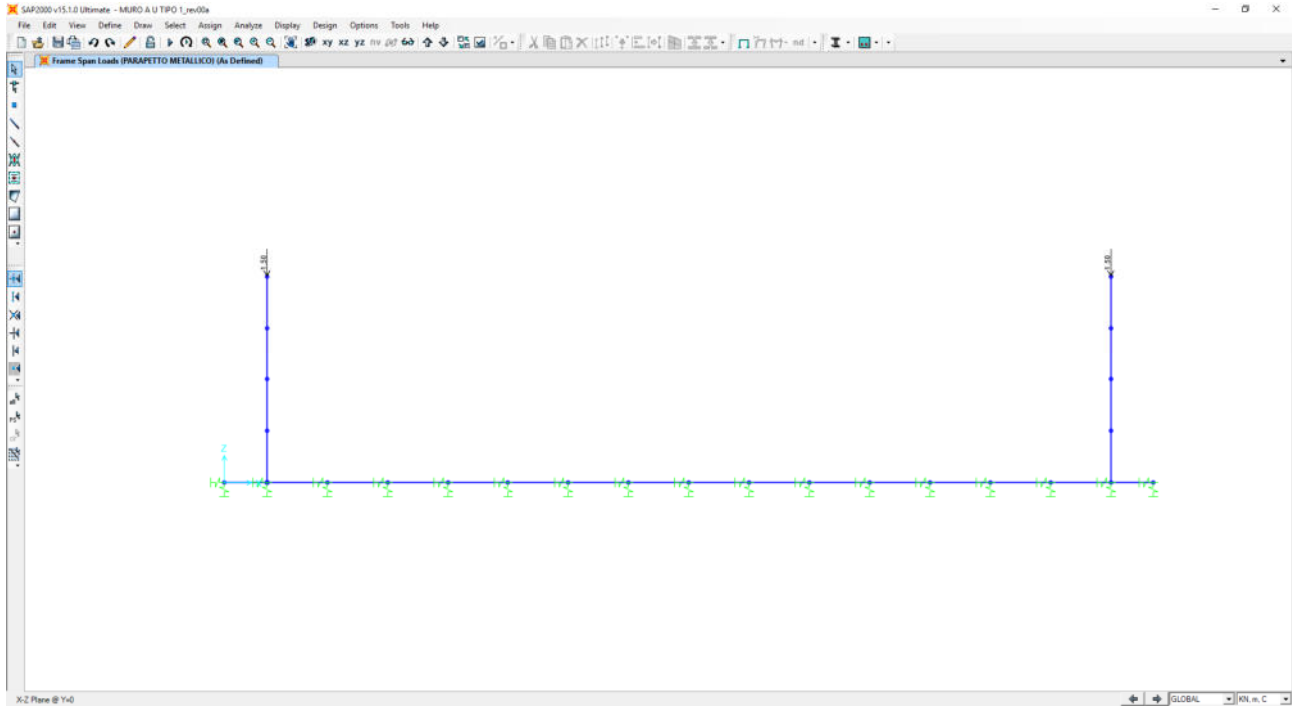
### 10.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



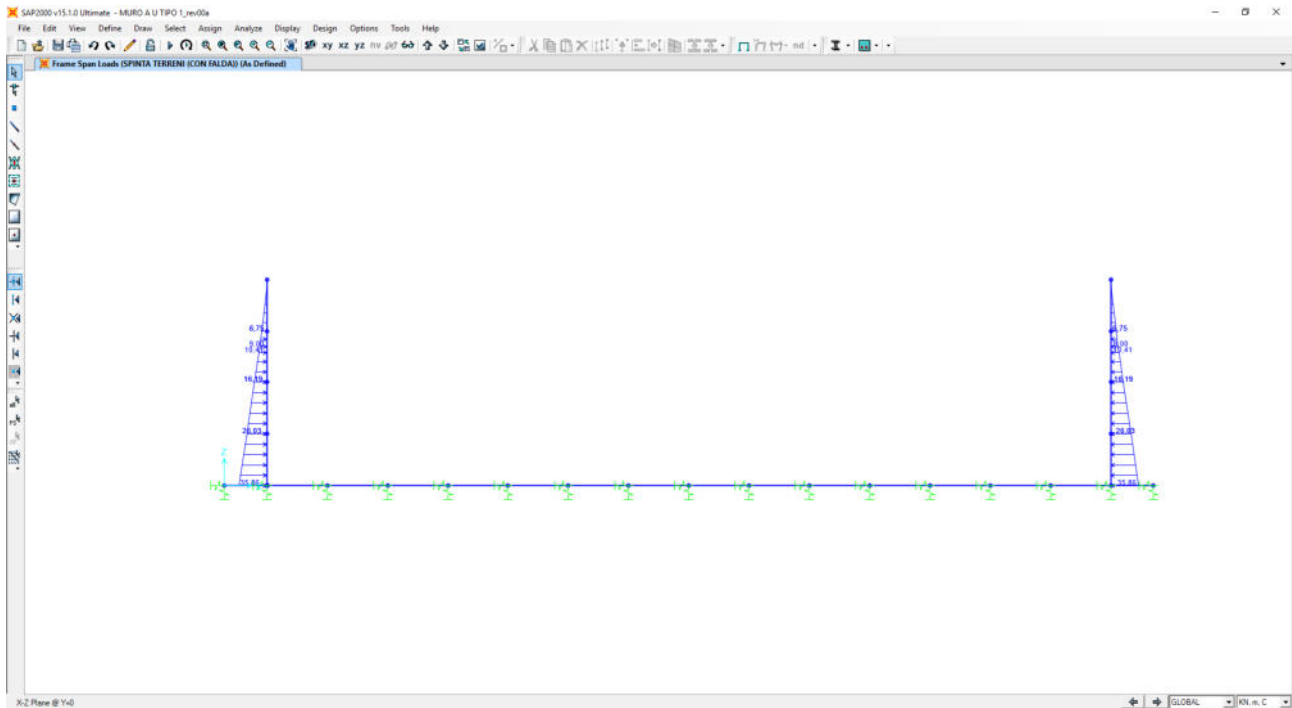
### 10.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



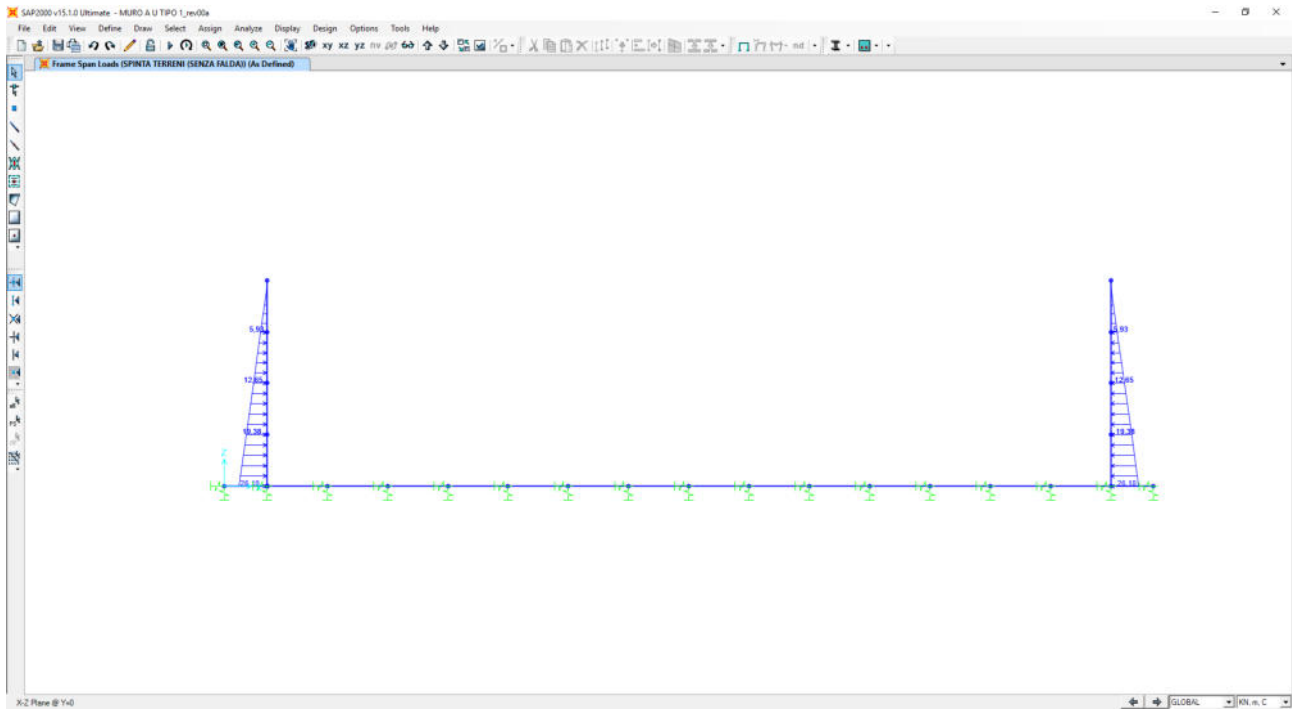
### 10.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



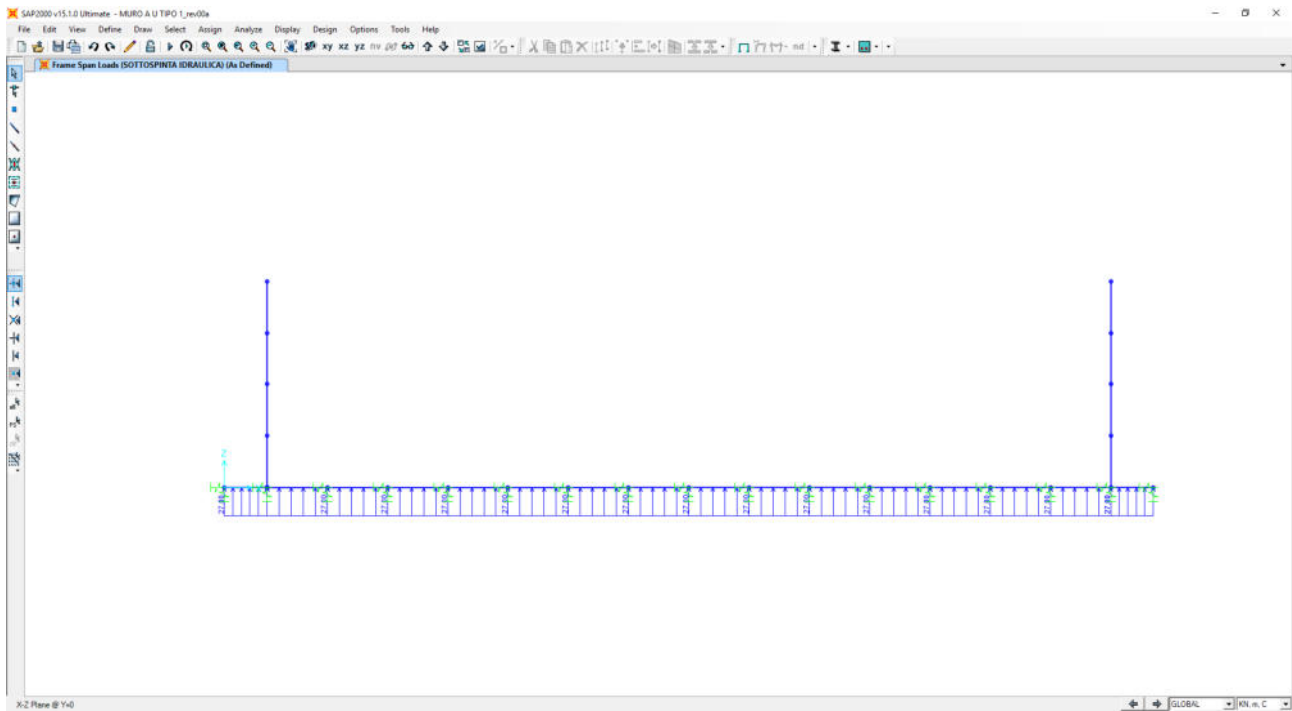
### 10.5.5 ZSPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



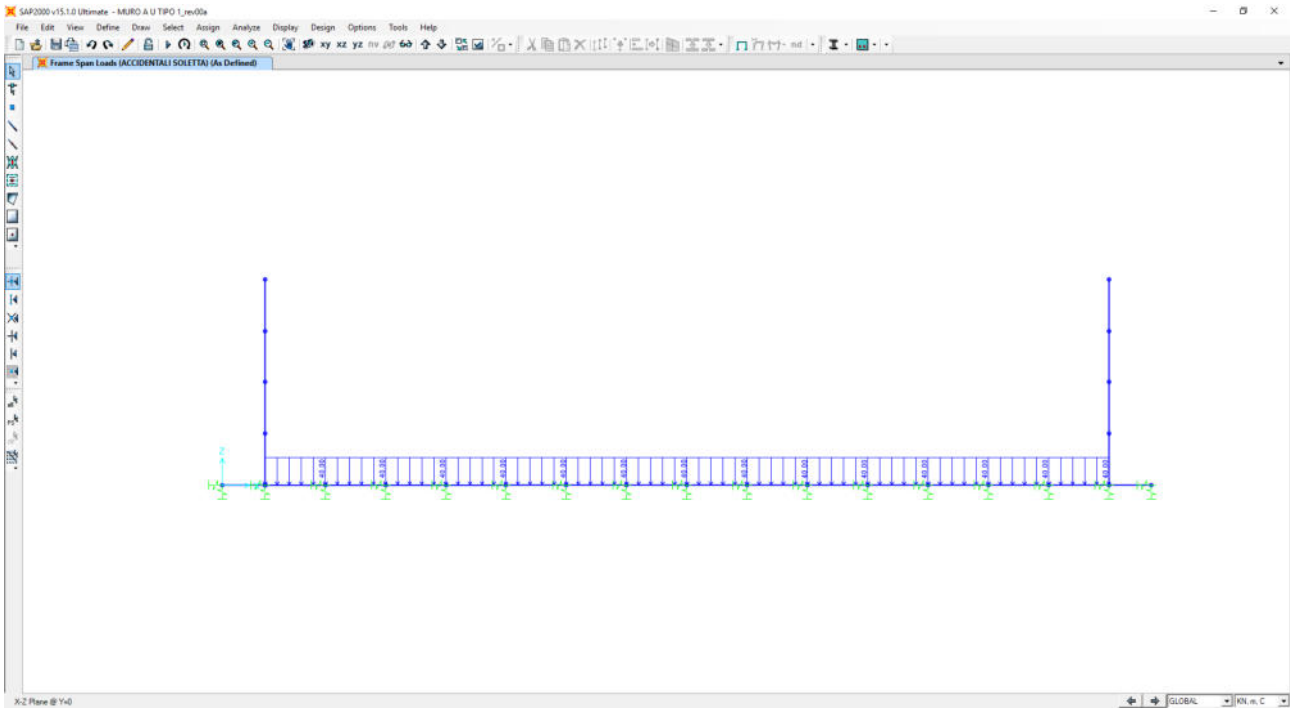
### 10.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



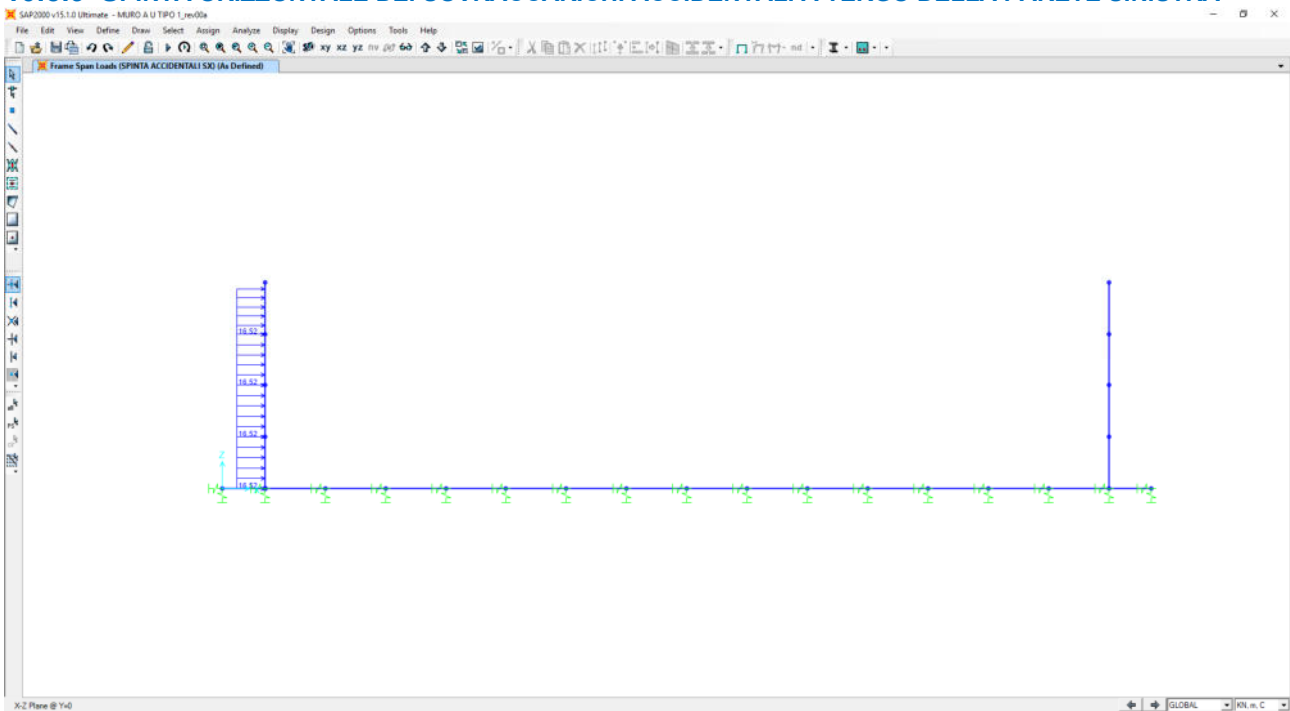
### 10.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



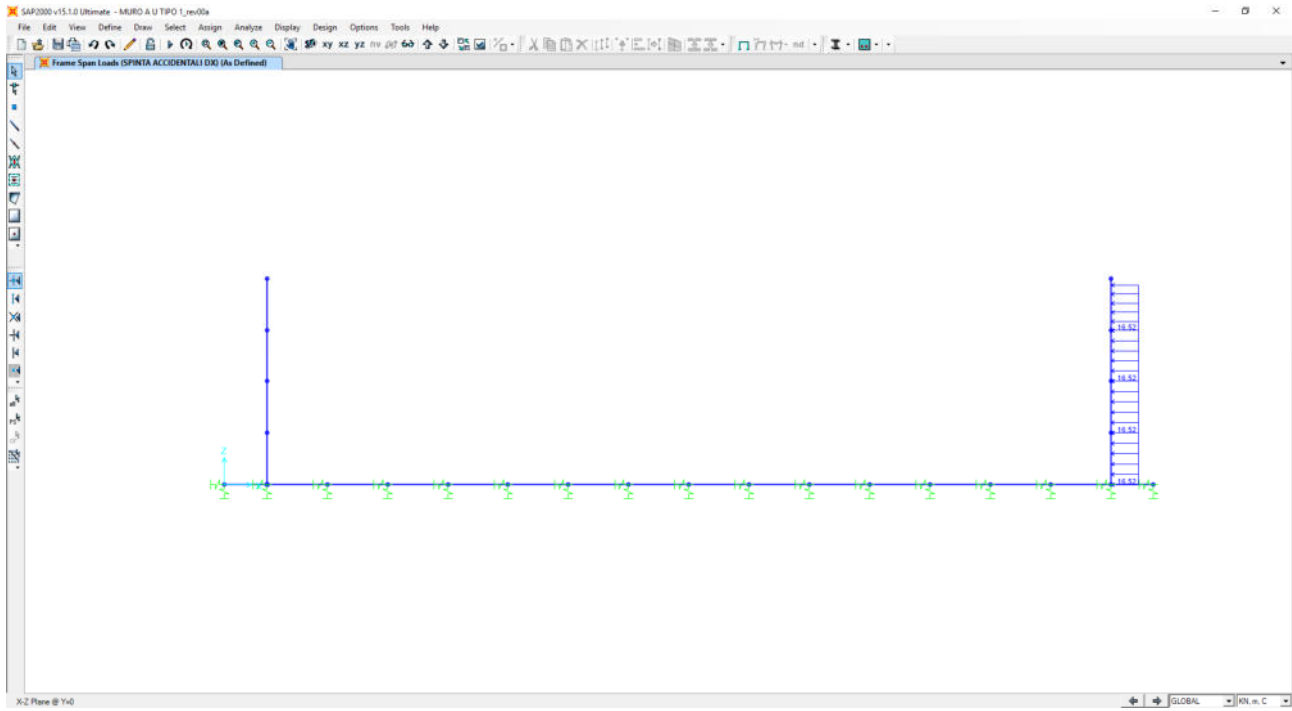
### 10.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



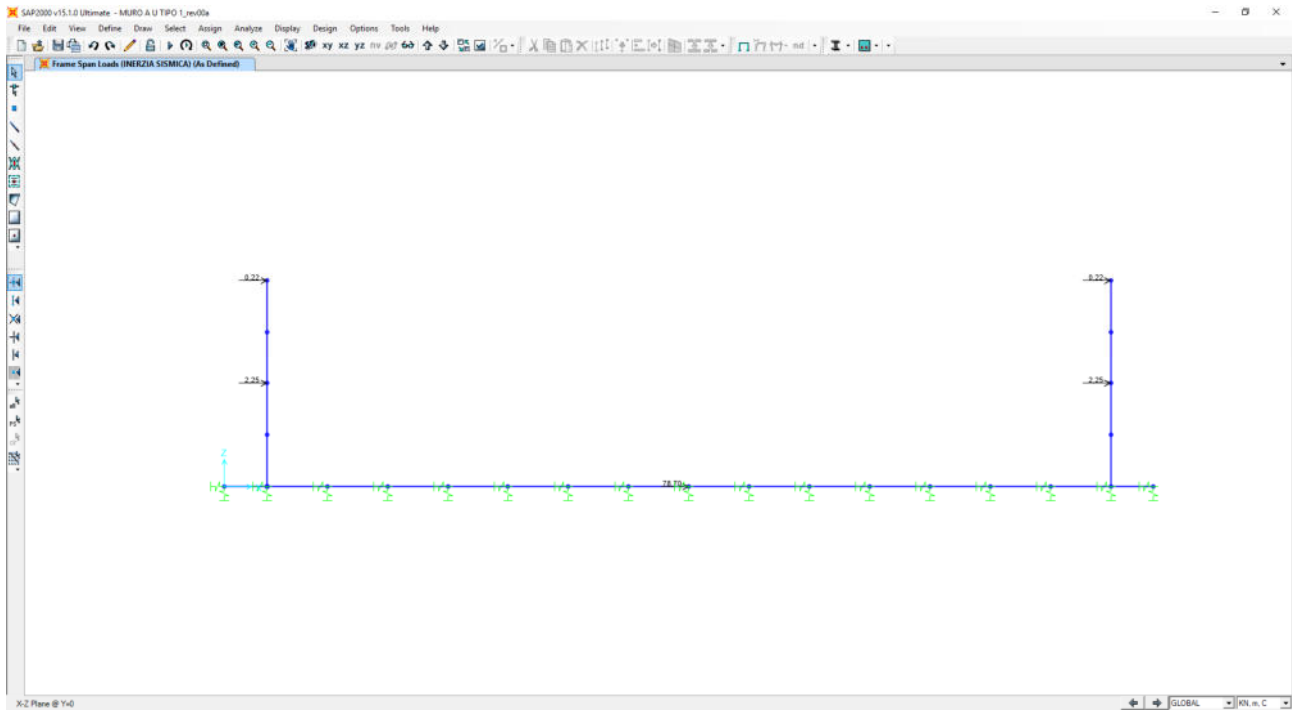
### 10.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



### 10.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA

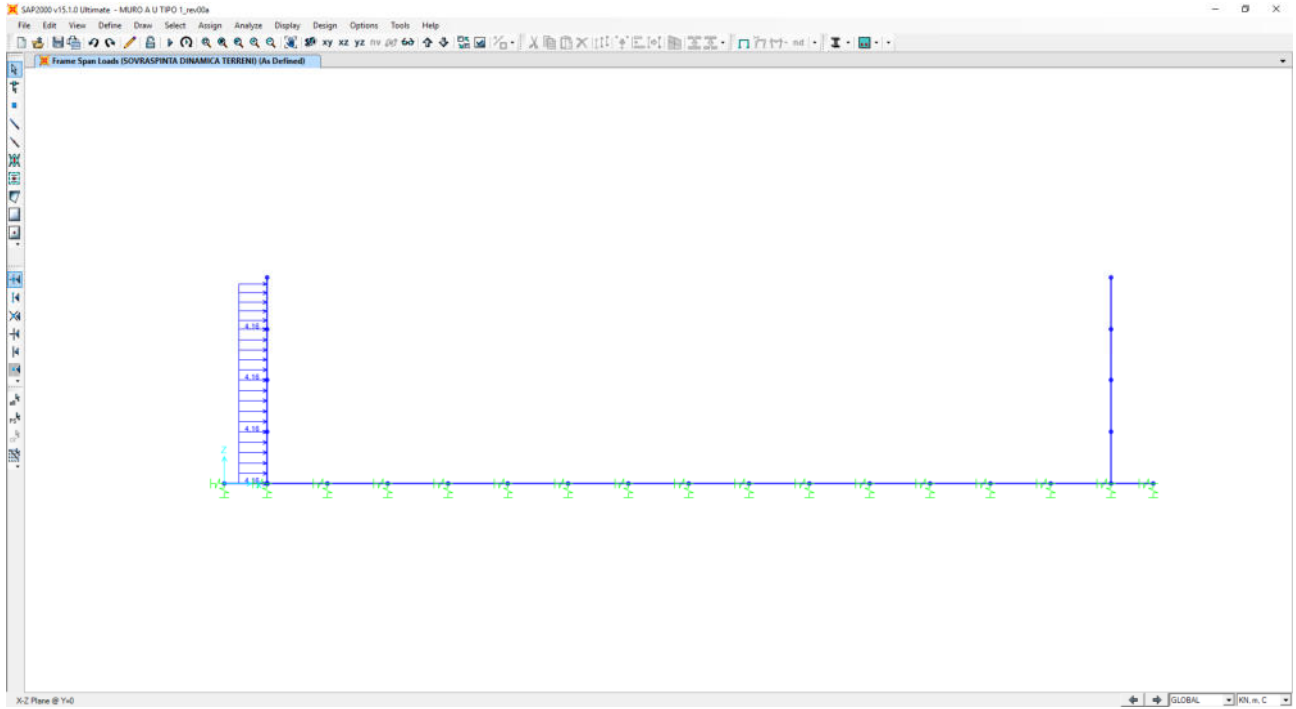


### 10.5.11 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI





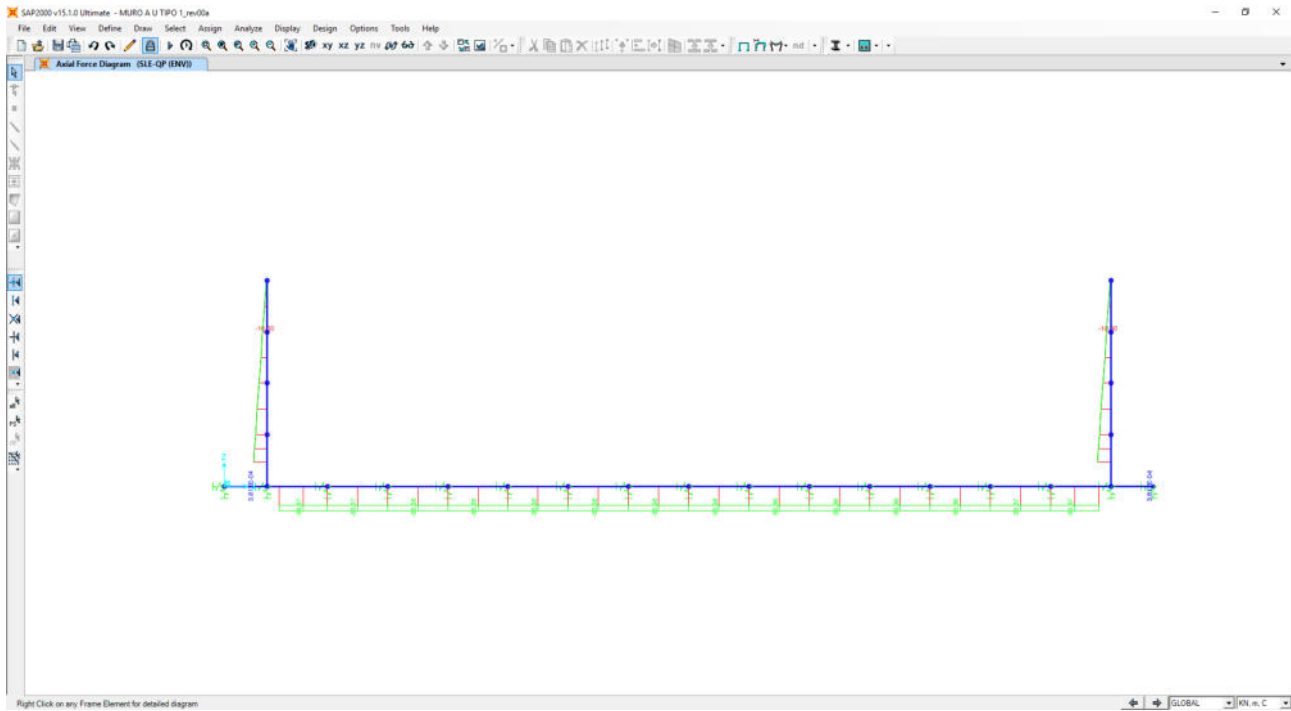
### 10.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



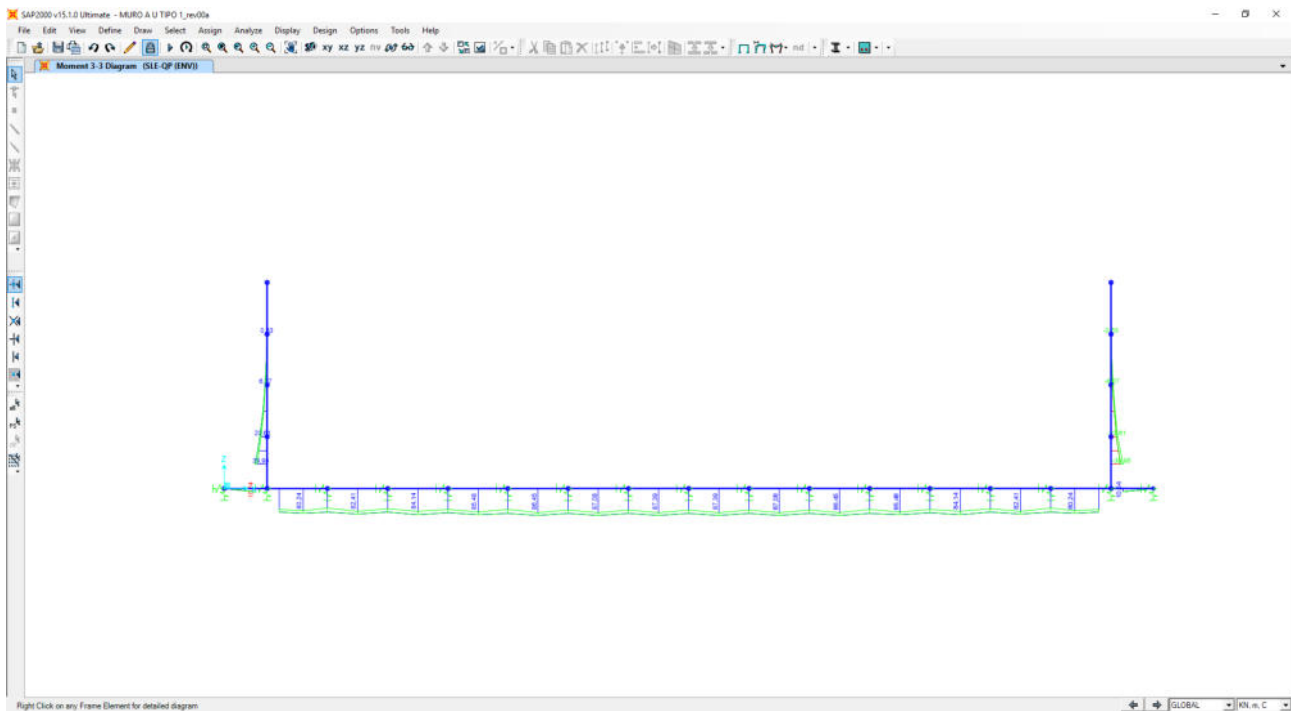
## 11 MURO A "U" TIPO 1- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

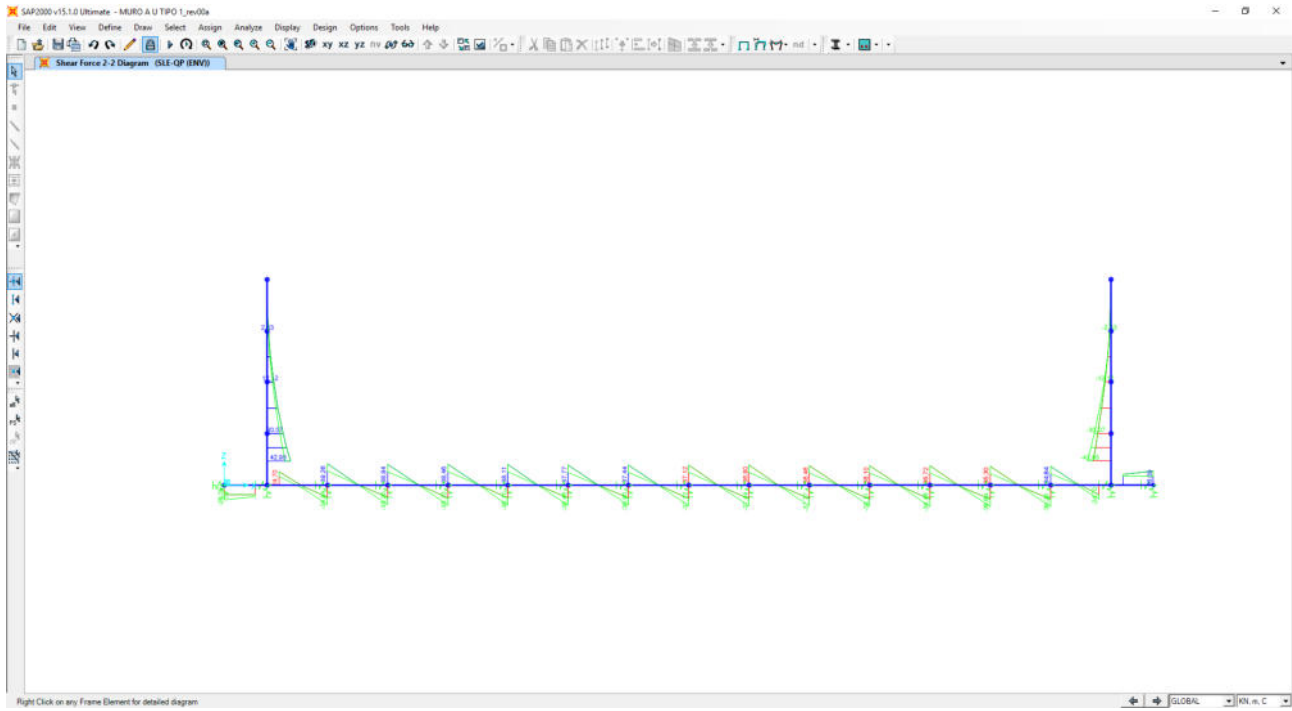
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



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

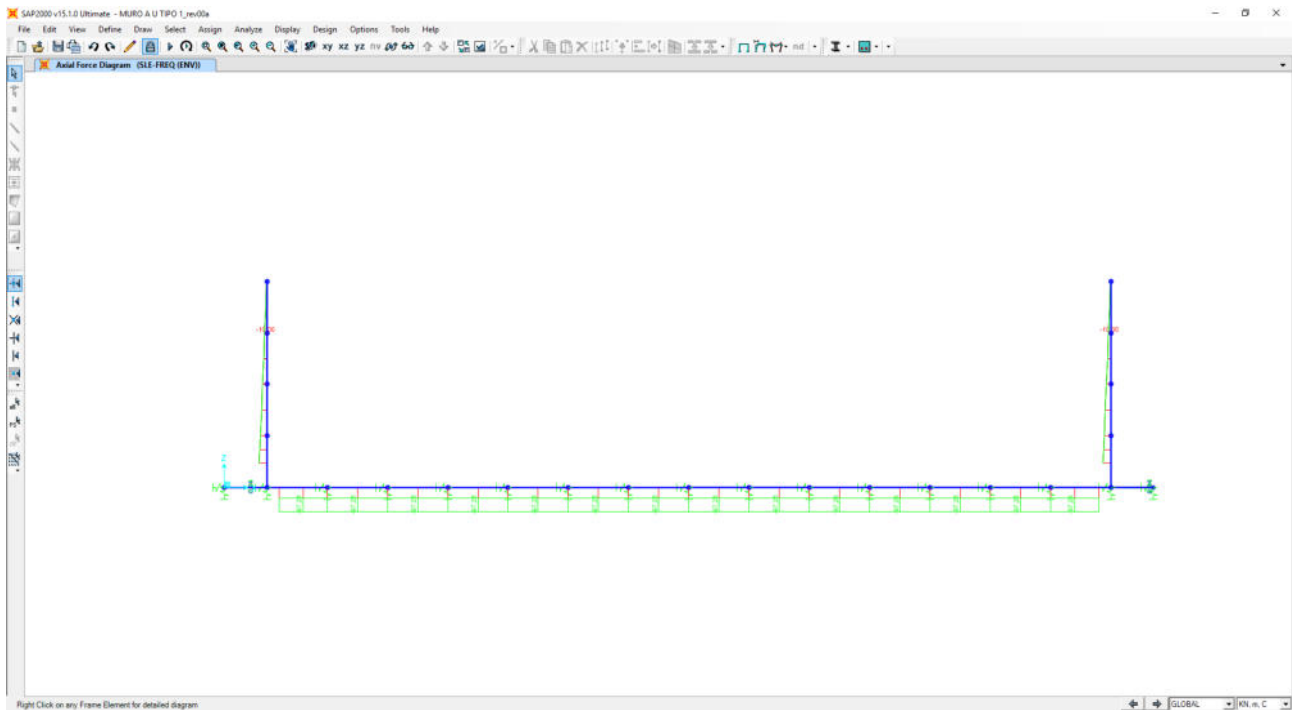


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

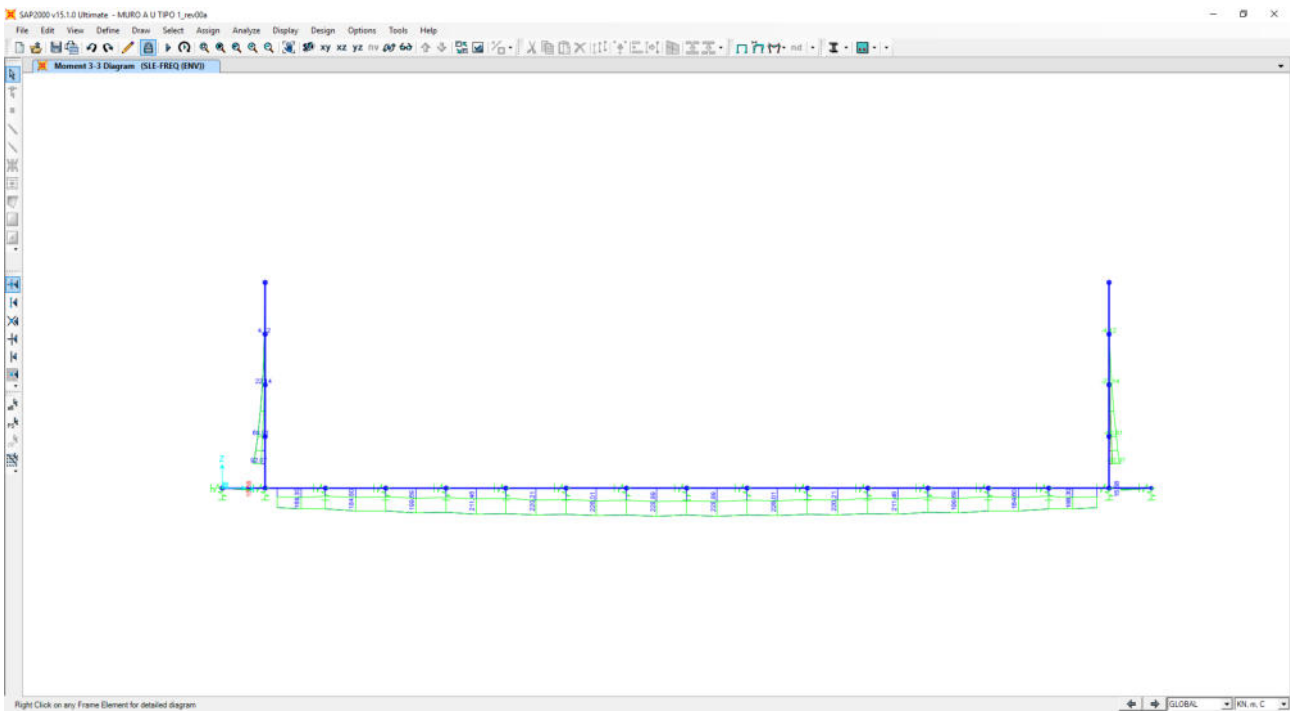


### 11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

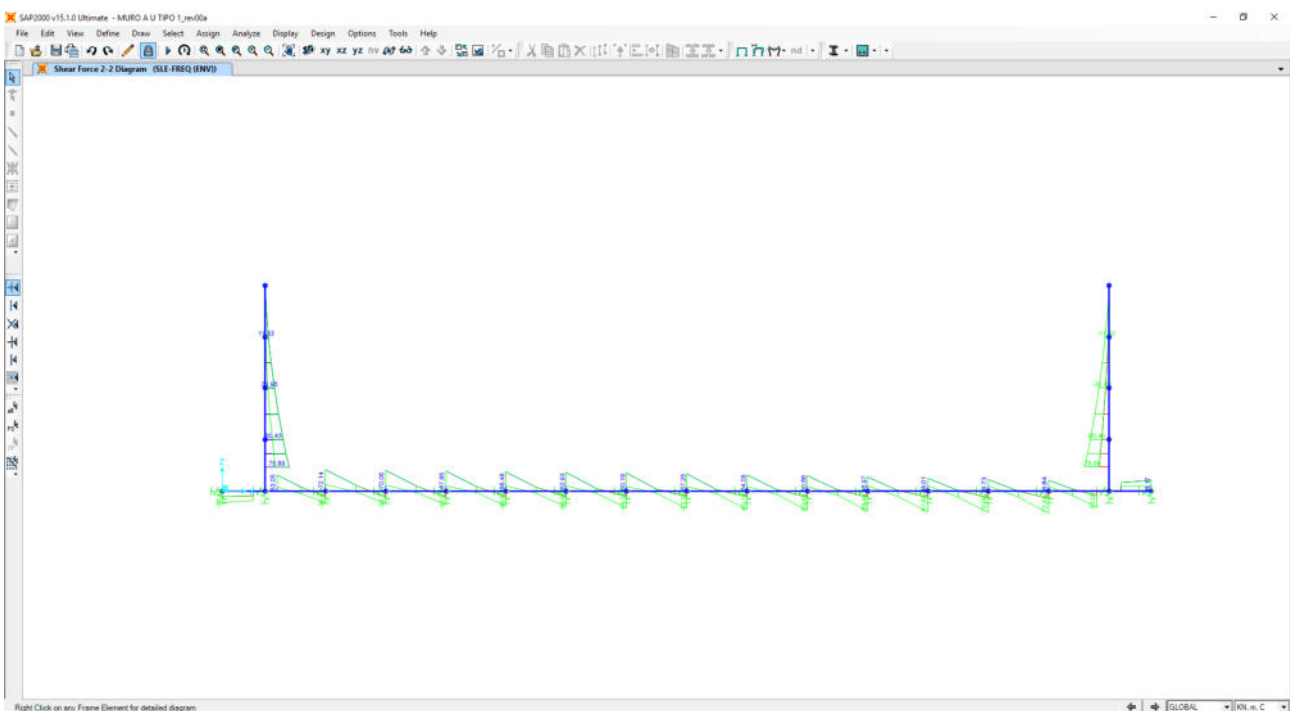
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

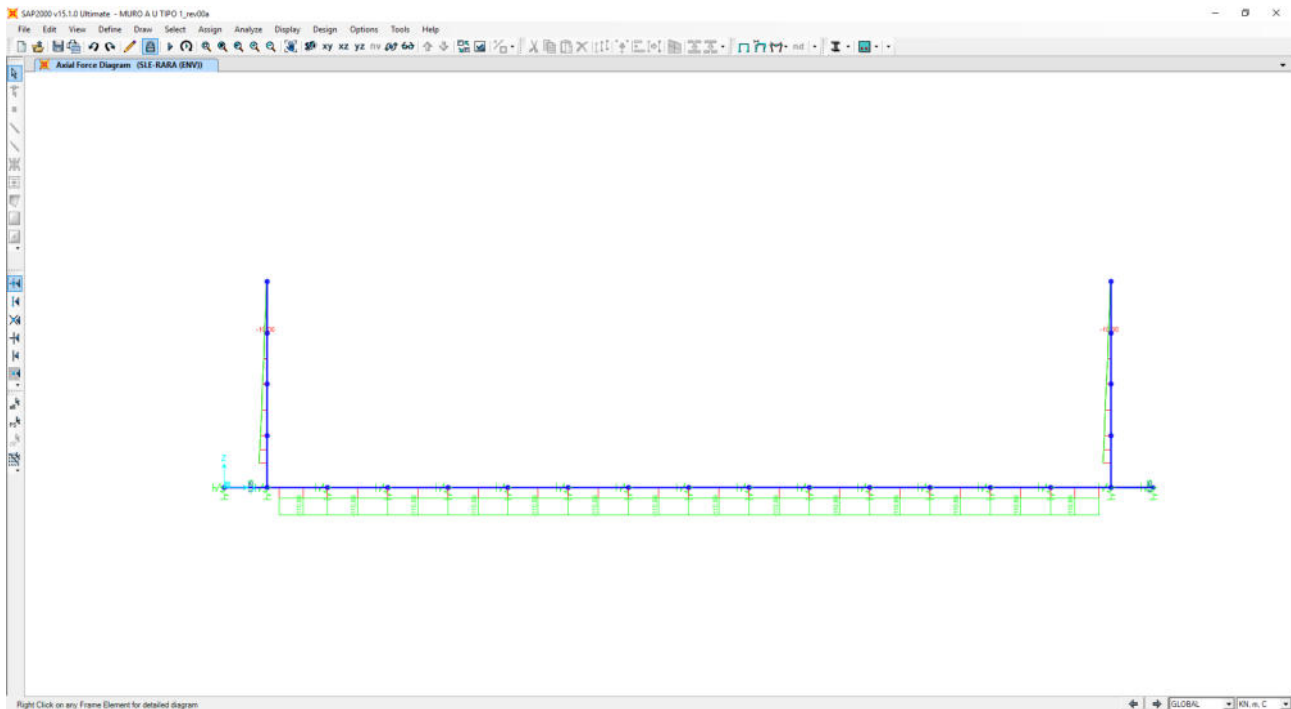


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

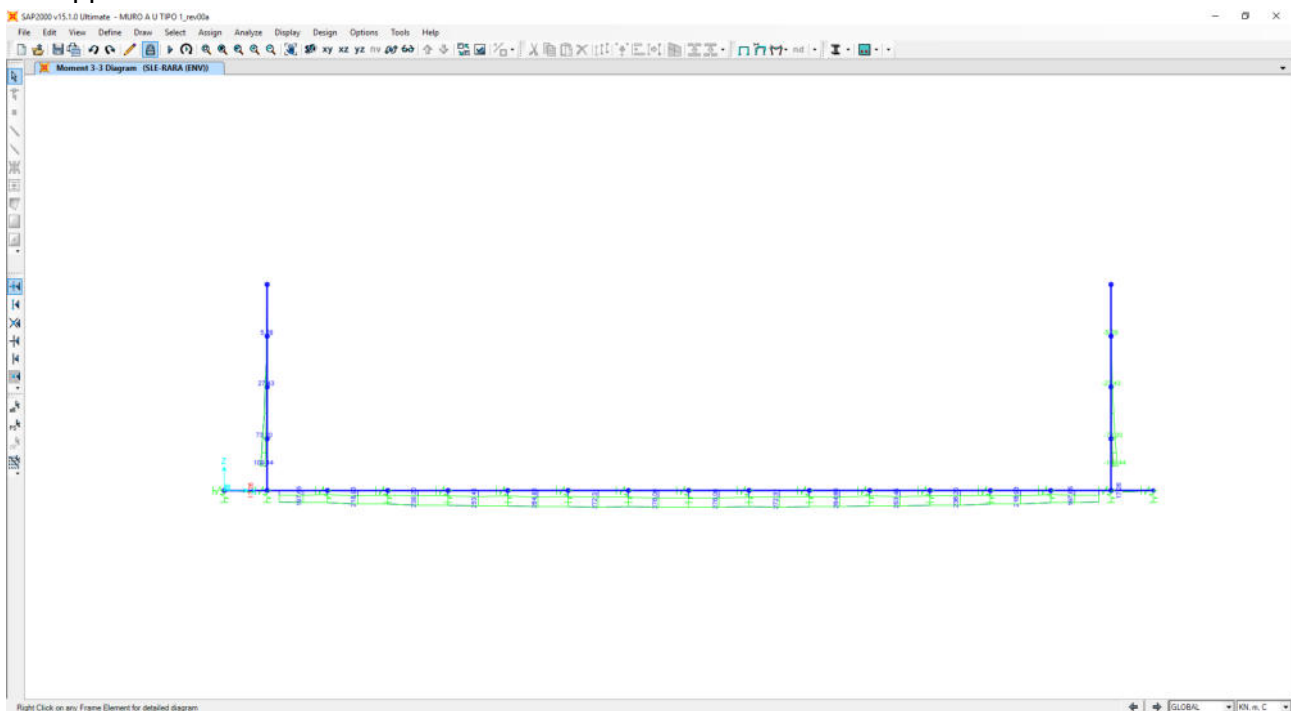


### 11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

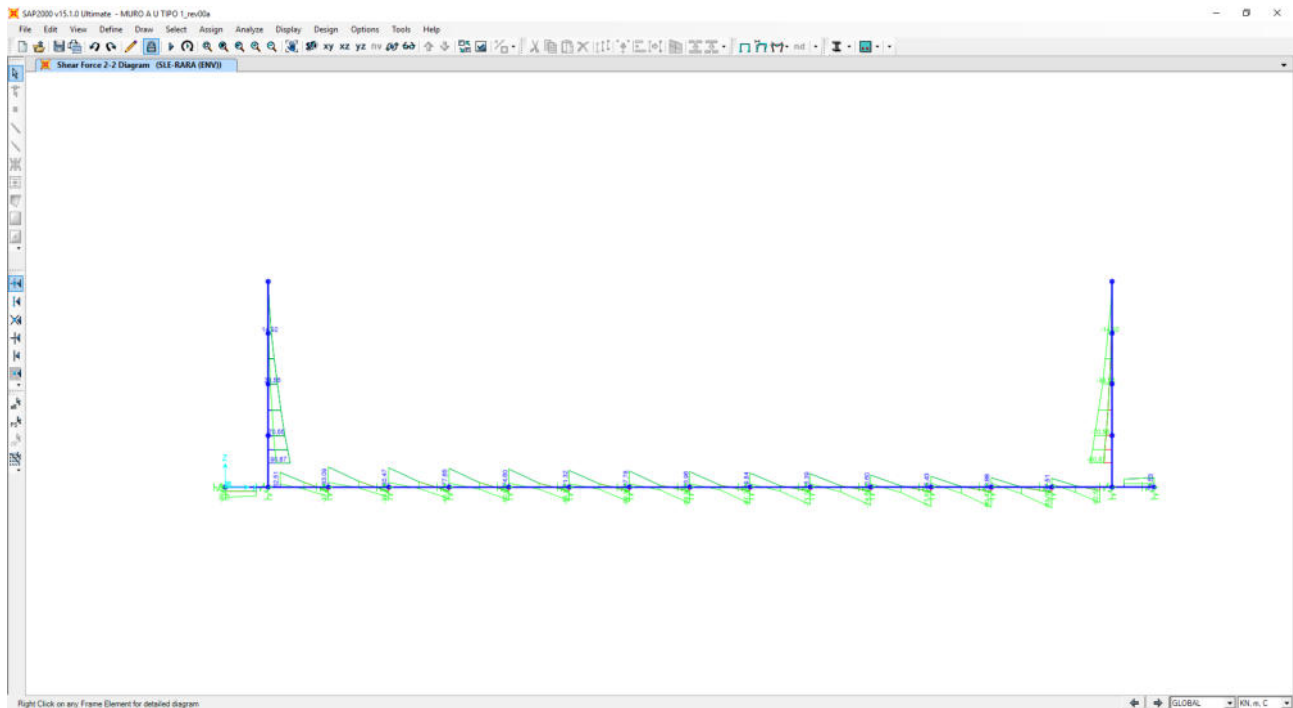
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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

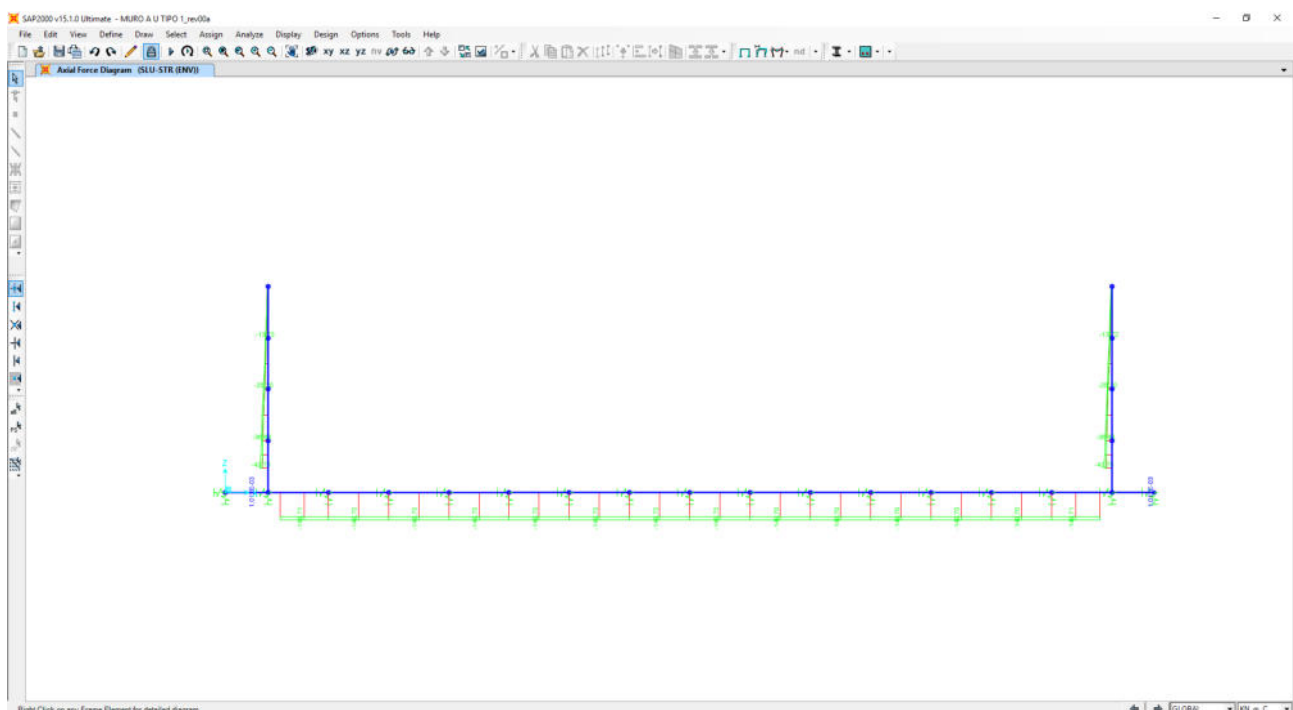


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

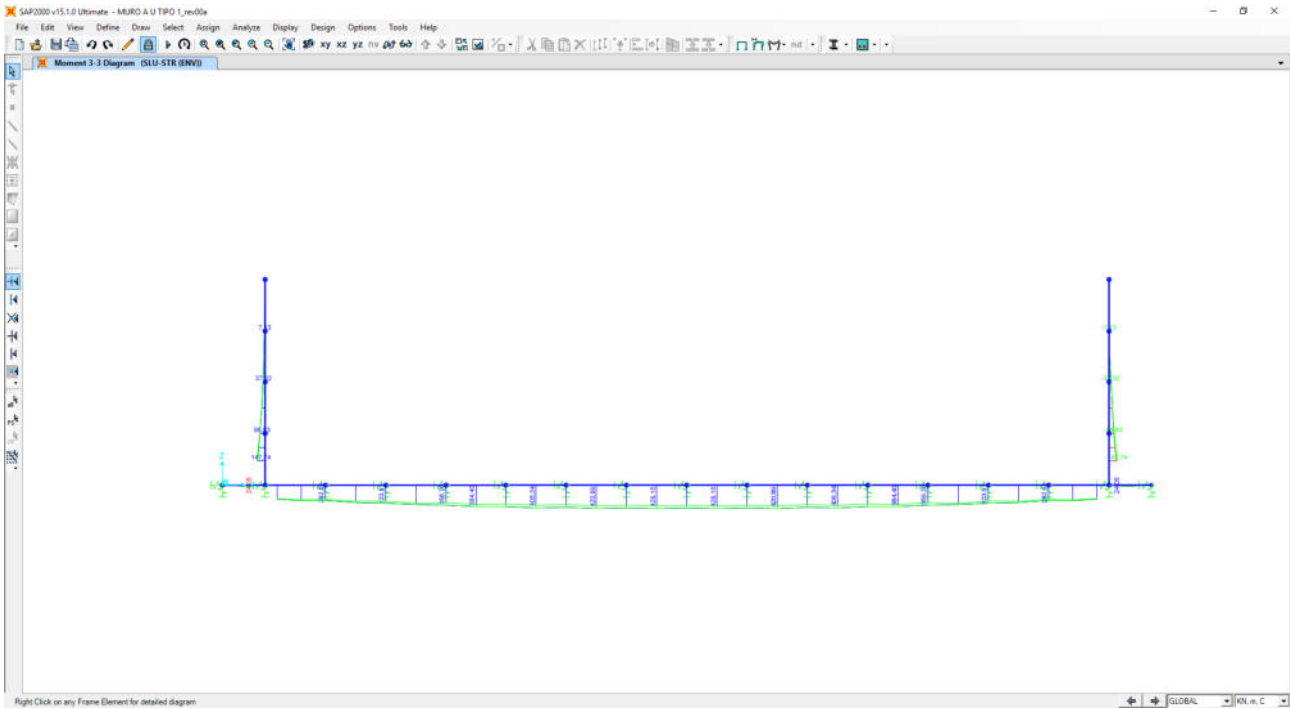


#### 11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

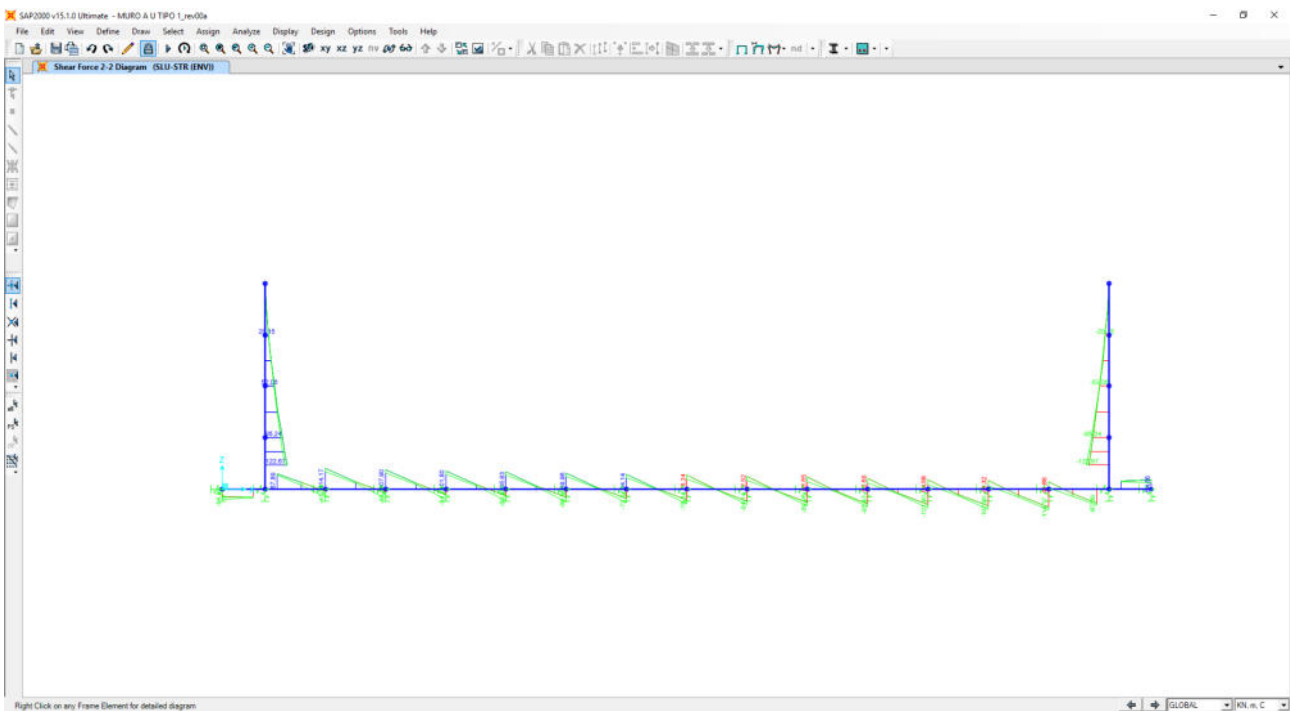
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

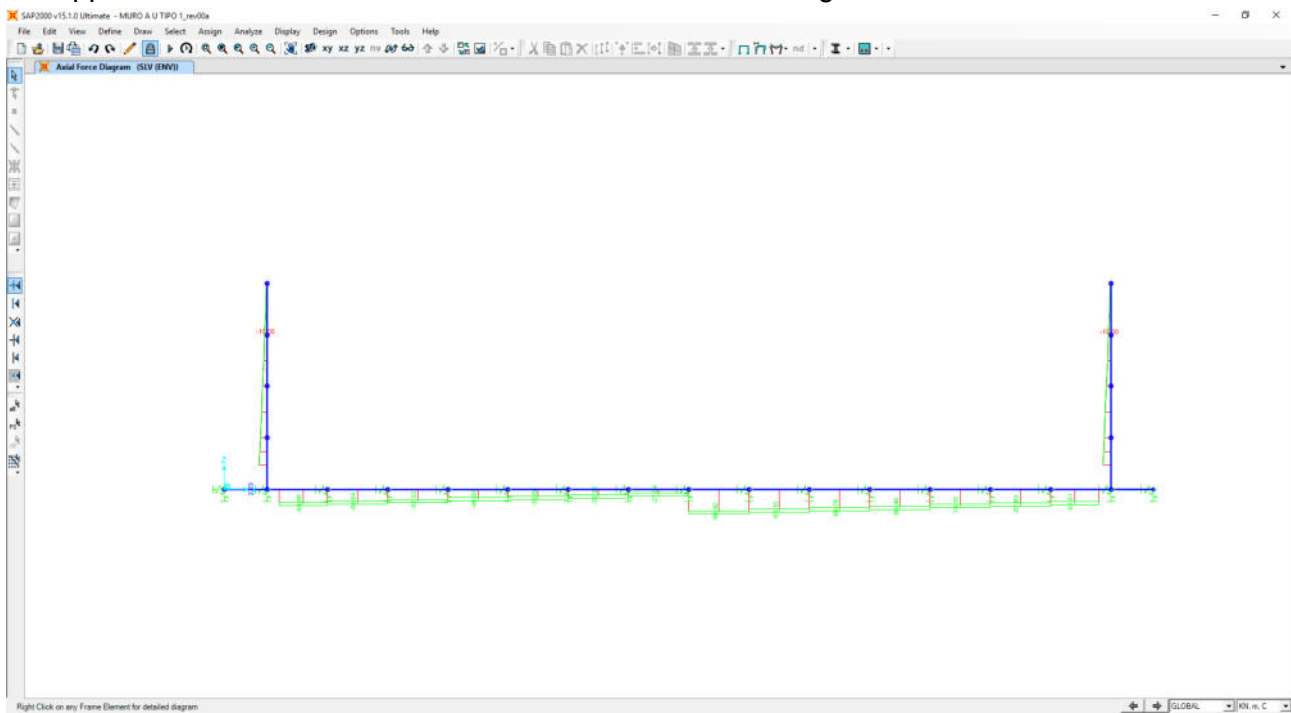


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

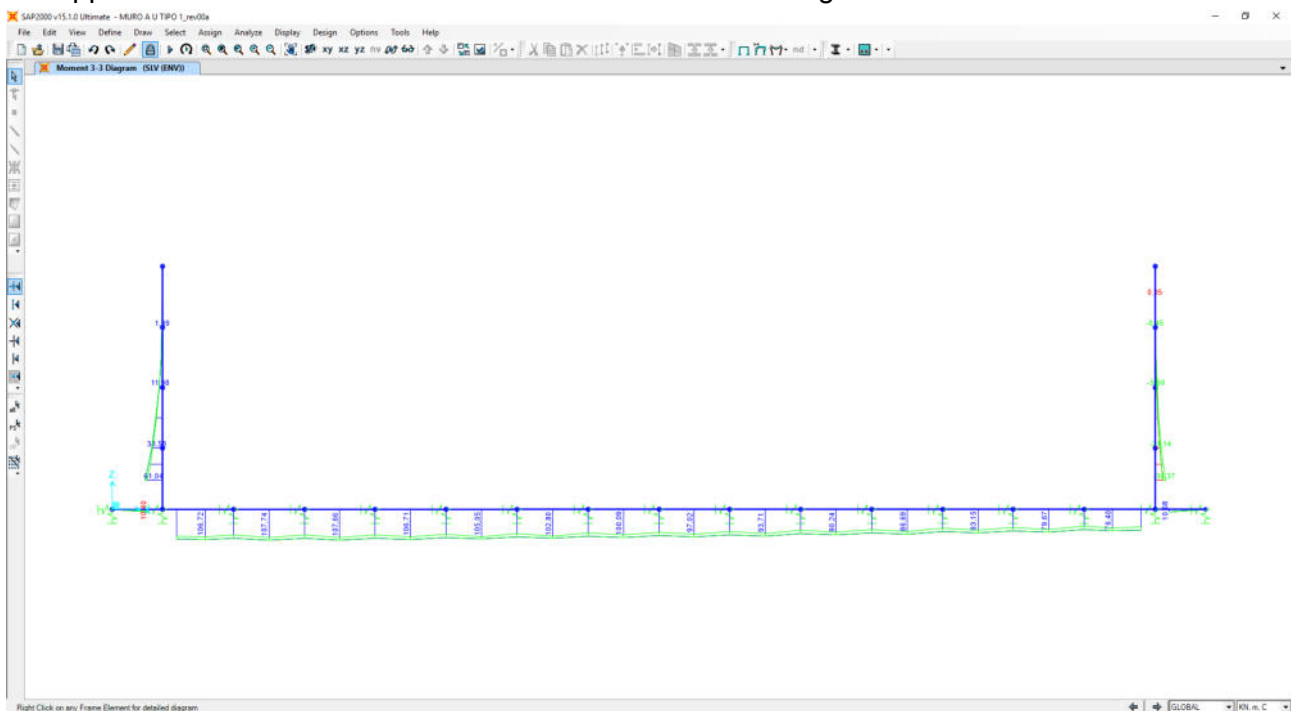


### 11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

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

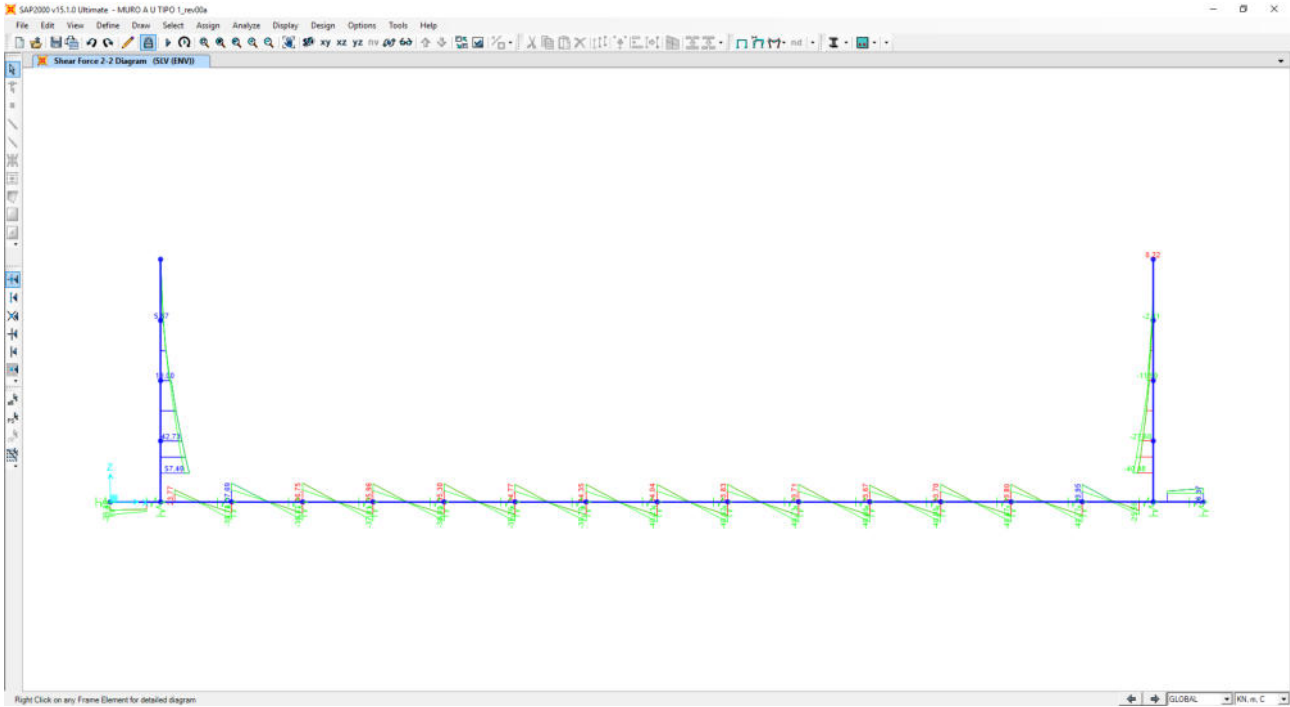


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:





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 MURO A "U" TIPO 1- 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	$N_{max} + M + V$	-31,50	-42,95	-39,95
	$N + M_{max} + V$	-31,50	-42,95	-39,95
	$N + M + V_{max}$	-31,50	-42,95	-39,95
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-31,50	-78,89	-92,07
	$N + M_{max} + V$	-31,50	-78,89	-92,07
	$N + M + V_{max}$	-31,50	-78,89	-92,07
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-31,50	-90,87	-109,44
	$N + M_{max} + V$	-31,50	-90,87	-109,44
	$N + M + V_{max}$	-31,50	-90,87	-109,44
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-42,75	-122,67	-147,74
	$N + M_{max} + V$	-32,25	-122,67	-147,74
	$N + M + V_{max}$	-32,25	-122,67	-147,74
SLV	$N_{max} + M + V$	-31,50	-40,48	-36,37
	$N + M_{max} + V$	-31,50	57,49	61,04
	$N + M + V_{max}$	-31,50	57,49	61,04

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 **0,40 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

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

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Sono state comunque disposte spille di legatura **Ø10/20x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **45 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  $N_{sd} = 31,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -39,95$  kNm.

**Materiali**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,44$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 75,12$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 31,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -92,07$  kNm.

**Materiali**

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

**P.to applicazione N**

$N = 31,50$  kN  
 $M = -92,07$  kNm

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**  Precompresso

N° iterazioni: 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,59$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 186,10$  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  $N_{sd} = 31,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -109,44$  kNm.

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

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

Titolo : [ ]

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6,5
			2	10,05	33,7

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

N<sub>Ed</sub> 0 31,50 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -109,44 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<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  
 ε<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

σ<sub>c</sub> -6,636 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 223,1 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1,116 ‰  
 d 33,5 cm  
 x 10,34 x/d 0,3085  
 δ 0,8256

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,64$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,60 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 223,10$  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

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$  → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$  → combinazione frequente.

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

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

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

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	75,12	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	186,10	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	250,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

## 12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 32,25$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -147,74$  kNm.

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

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

TITOLO: [ ]

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6,5
			2	10,05	33,7

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

N<sub>Ed</sub> 32,25 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -147,74 0 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

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

**Materiali**  
 B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<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  
 ε<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> -197,8 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> 16,13 ‰  
 d 33,5 cm  
 x 5,972 x/d 0,1783  
 δ 0,7

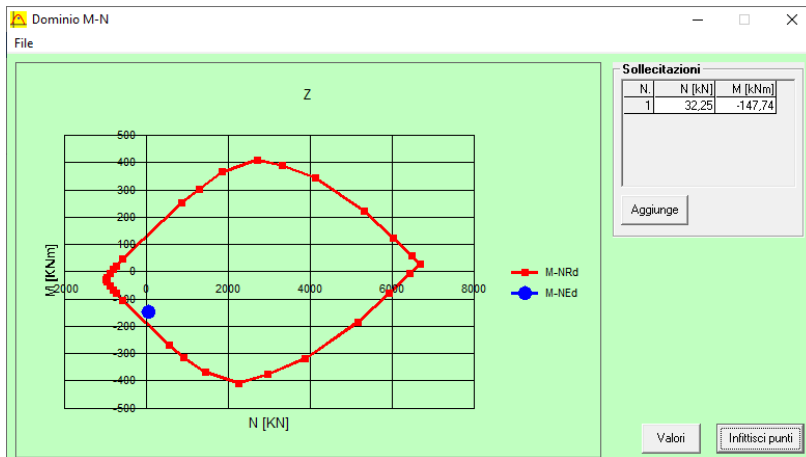
Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -197,80 \text{ kNm} > M_{Sd} = 147,74 \text{ kNm}$$

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  $V_{S,d} = 122,67$  kN.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

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

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	122,67	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

### ARMATURA LONGITUDINALE

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

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente $v_{min}$ :	$v_{min}$	0,405	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	$\rho_1$	0,0044	
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	165,91	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,35	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**



## 13 MURI A "U" TIPO 1- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

### 13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

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

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	$N_{max} + M + V$	-56,37	-21,46	75,52
	$N + M_{max} + V$	-56,36	0,16	87,39
	$N_{max} + M + V_{max}$	-43,06	-39,26	63,16
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-97,26	-18,89	166,95
	$N + M_{max} + V$	-97,26	1,45	228,89
	$N_{max} + M + V_{max}$	-48,91	-72,14	89,53
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-110,89	-18,03	197,43
	$N + M_{max} + V$	-110,89	1,88	276,06
	$N_{max} + M + V_{max}$	-50,87	-83,09	98,33
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-149,71	-10,33	282,51
	$N + M_{max} + V$	-149,70	3,65	428,15
	$N_{max} + M + V_{max}$	-131,75	-114,17	256,30
SLV	$N_{max} + M + V$	-99,42	-27,11	89,49
	$N + M_{max} + V$	-58,64	0,39	107,74
	$N_{max} + M + V_{max}$	-67,16	-40,90	66,68

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 **0,40 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø16/20** 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 **Ø16/40x80**. 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  $N_{sd} = 56,36$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 87,39$  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	80	1	10,05	6,4
			2	15,71	75

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 56,36 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 87,39 kNm  
 M<sub>xEd</sub> 0  
 M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**

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

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  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  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

$\sigma_c$  -1,467 N/mm²  
 $\sigma_s$  63,55 N/mm²

**Verifica**

$\epsilon_s$  0,3178 ‰  
 d 75 cm  
 x 19,29 x/d 0,2571  
 $\delta$  0,7614

N° iterazioni: 5

Precompresso

**Metodo di calcolo**

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

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,48 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 63,55 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 97,26$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 228,89$  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	80	1	10,05	6,4
			2	15,71	75

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 97,26 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 228,89 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> -3,817 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 180,8 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 5

d 75 cm  
 x 18,04 x/d 0,2405  
 δ 0,7406  Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,82$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 180,80$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 110,89$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 276,06$  kNm.

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

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

Titolo: [ ]

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	6,4
			2	15,71	75

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 110,89 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 276,06 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 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

σ<sub>c</sub> -4,599 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 219,9 N/mm²

**Verifica**

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

N° iterazioni: 5

Precompresso

ε<sub>s</sub> 1,1 ‰  
 d 75 cm  
 x 17,91 x/d 0,2388  
 δ 0,7385

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,60$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 219,90$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>63,55</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\emptyset_{max}$	<b>20</b>	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	<b>200,00</b>	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\emptyset_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>180,80</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\emptyset_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\emptyset_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	250,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### 13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 149,70$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 428,15$  kNm.

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6,4
2	15,71	75

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 149,70 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 428,15 kNm  
 M<sub>Ed</sub>: 0

P.to applicazione N: Centro  
 xN: 0  
 yN: 0

Materiali: B450C, C25/30

M<sub>Rd</sub>: 499,6 kNm

σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>c</sub>: 36,72 ‰  
 d: 75 cm  
 x: 6,527 x/d: 0,08703  
 δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n  
 Tipo flessione: Retta

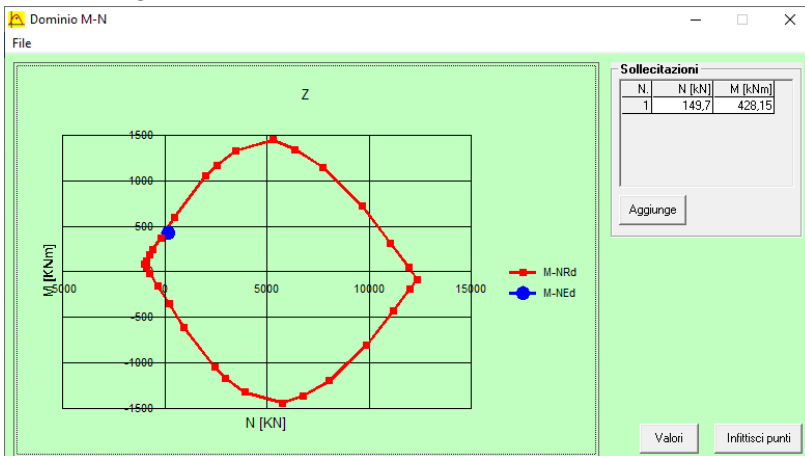
N° rett.: 100  
 L<sub>0</sub>: 0 cm  
 Col. modello

Precompresso:

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 499,60$  kNm >  $M_{Sd} = 428,15$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 13.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{S,d} = 114,17$  kN.

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	80,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	76,00	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C25/30"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	114,17	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA LONGITUDINALE

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

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,51	
Coefficiente $v_{min}$ :	$v_{min}$	0,325	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	$\rho_1$	0,0021	
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	247,02	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	2,16	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

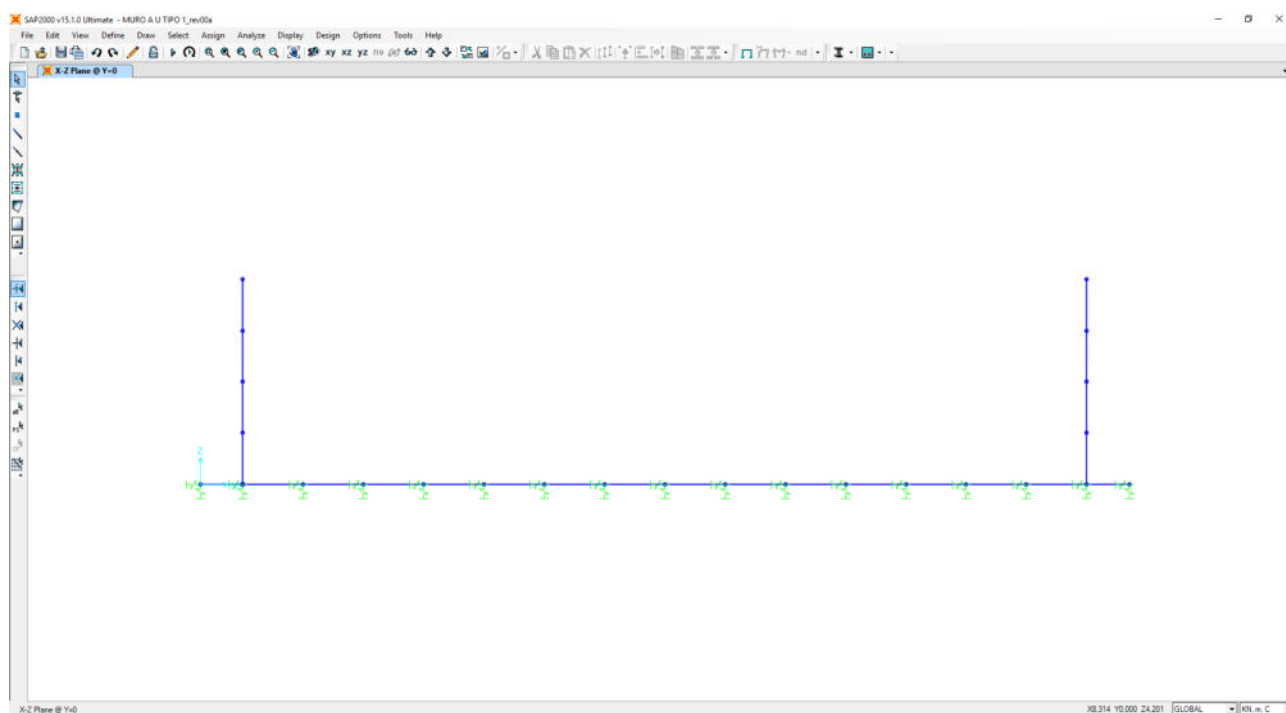
## 14 MURO A "U" TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO

### 14.1 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.

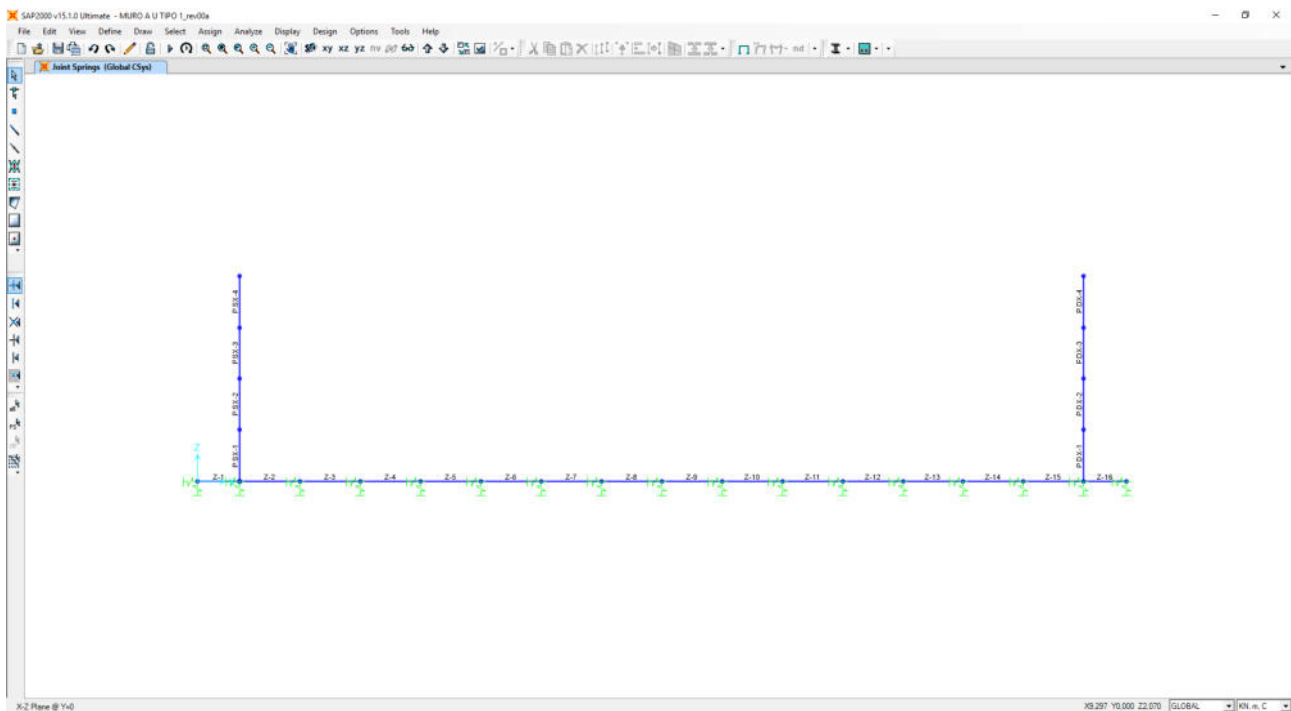
Il terreno è stato modellato mediante un letto di molle elastiche secondo una schematizzazione alla Winkler.





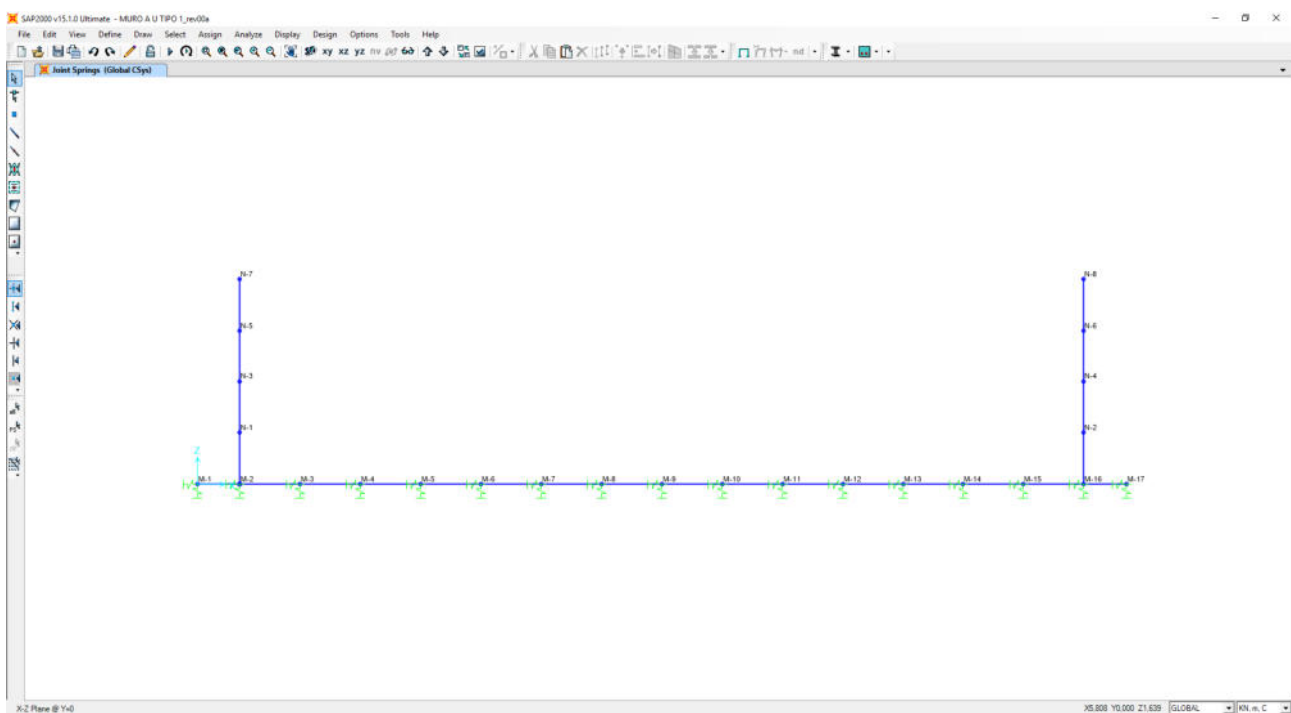
## 14.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



## 14.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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



#### 14.4 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	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

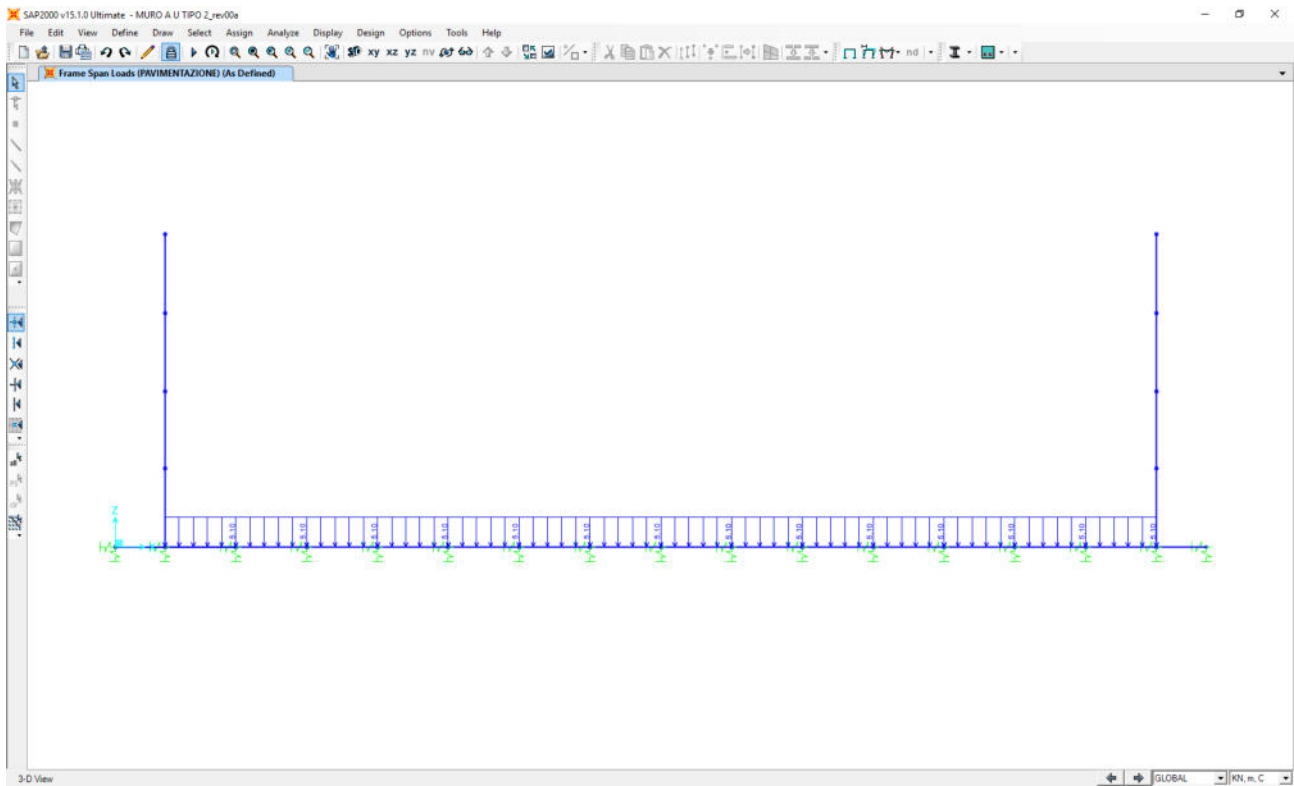
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

## 14.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

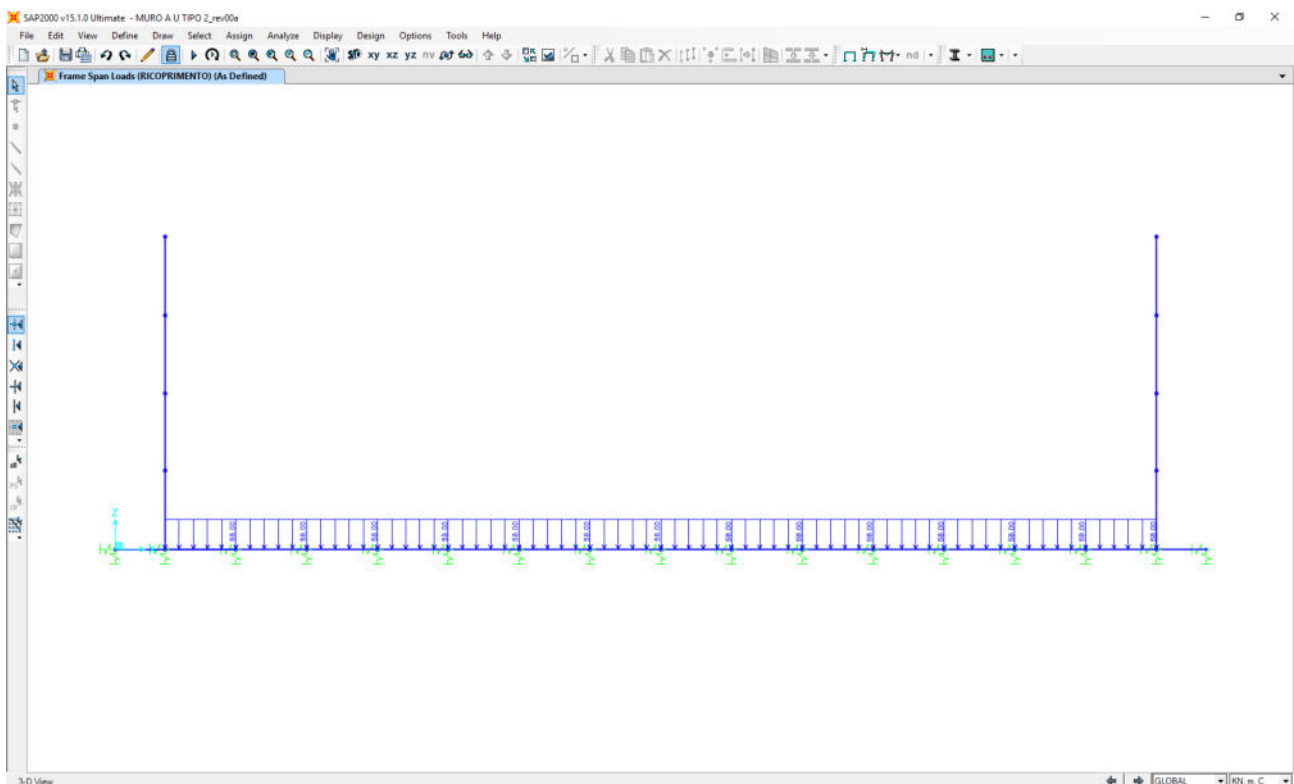
### 14.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

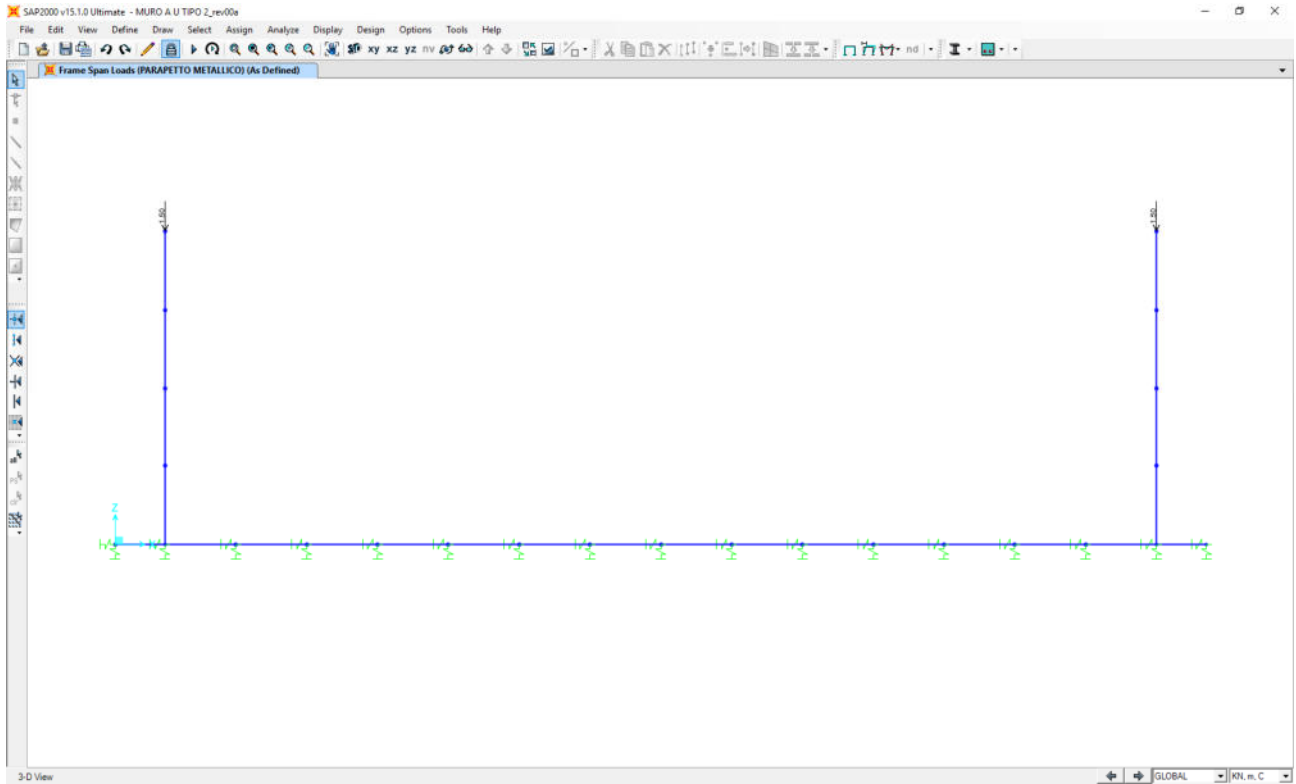
### 14.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



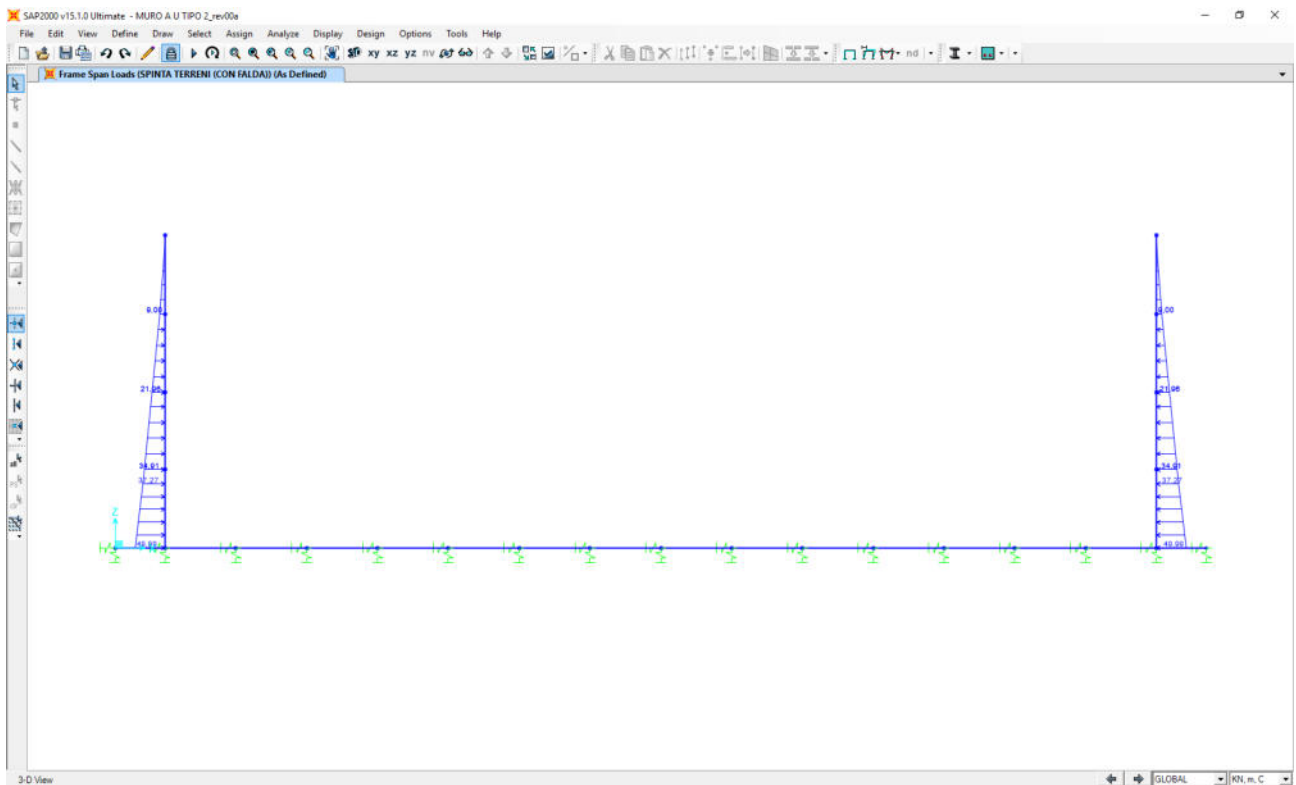
### 14.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



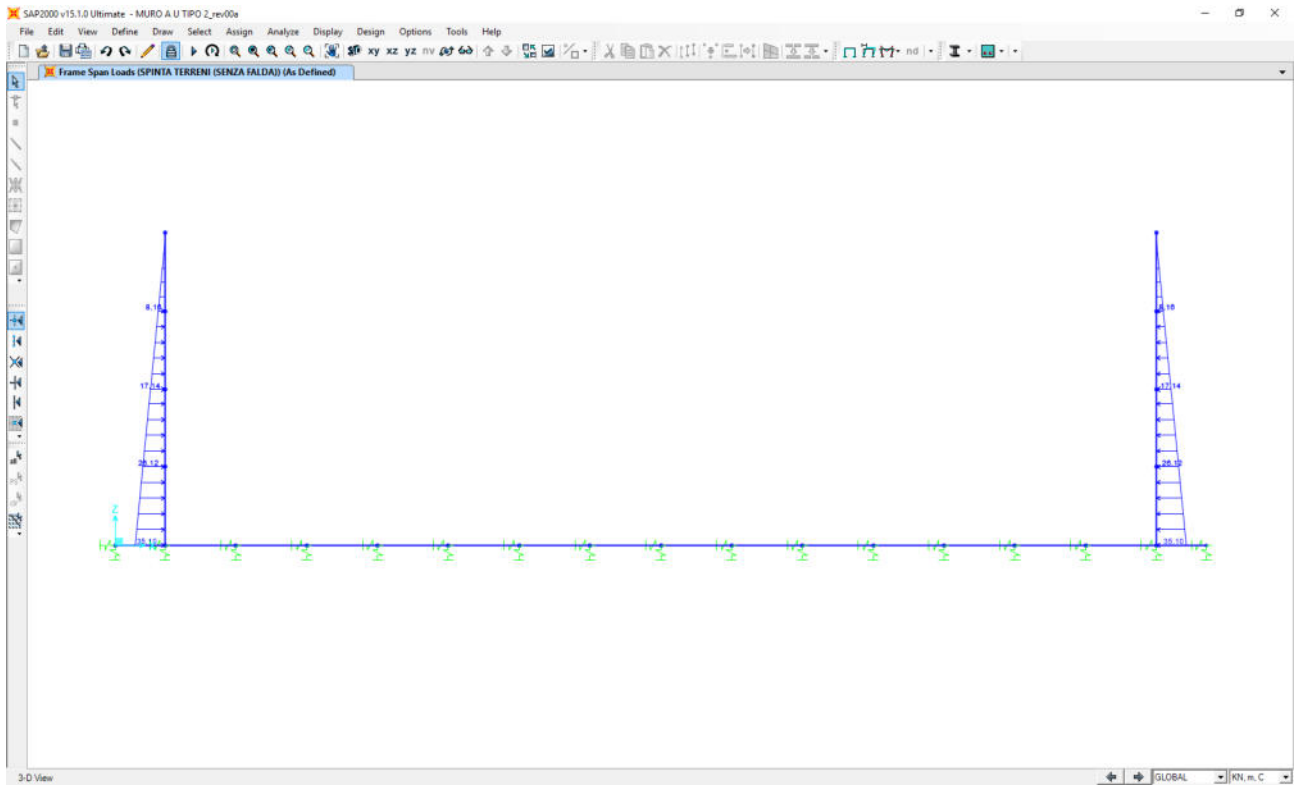
### 14.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



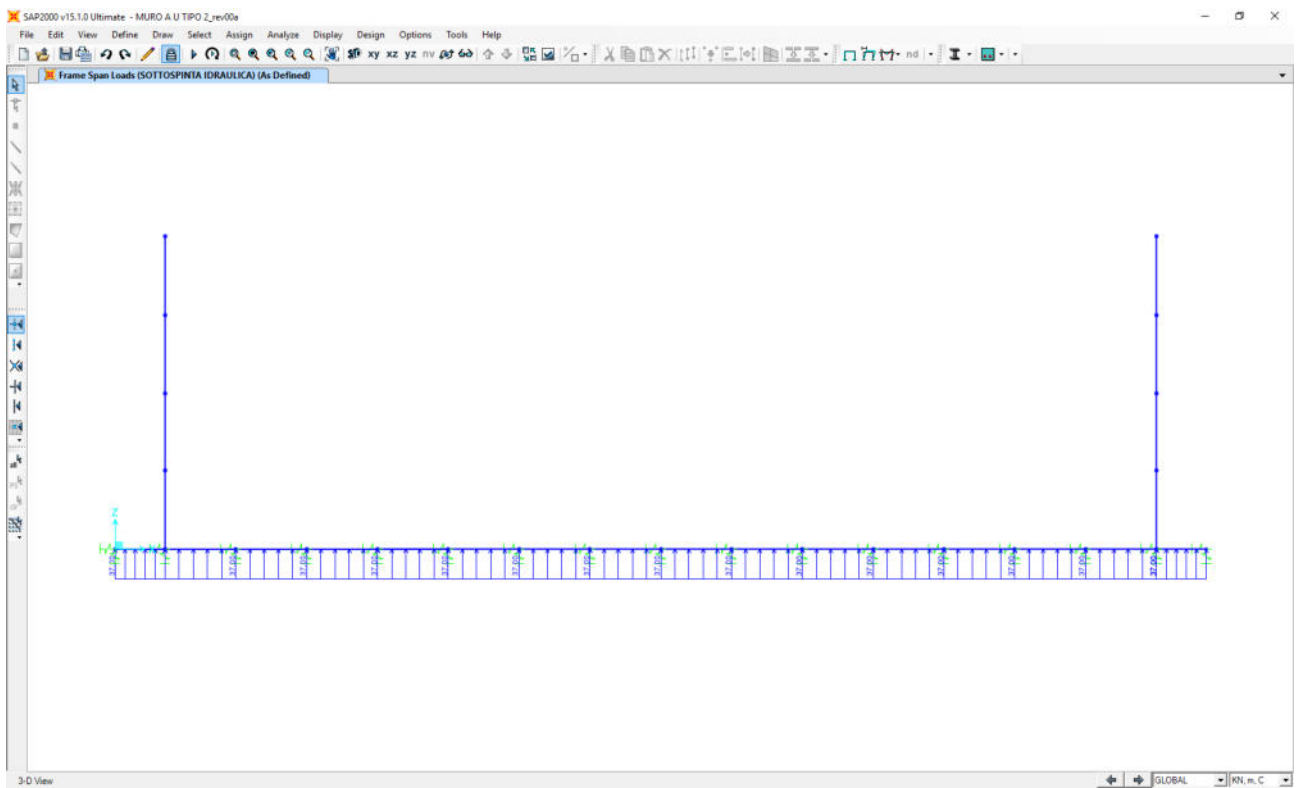
### 14.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



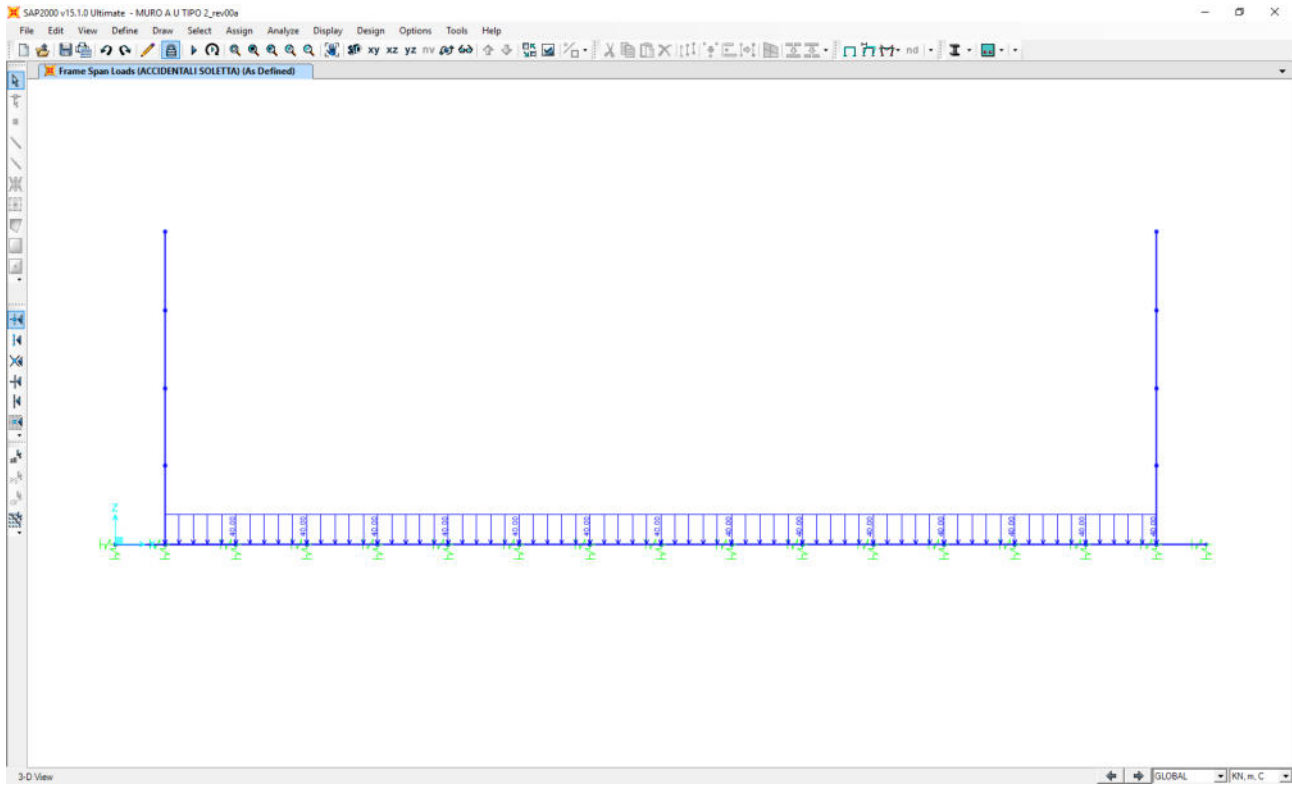
### 14.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



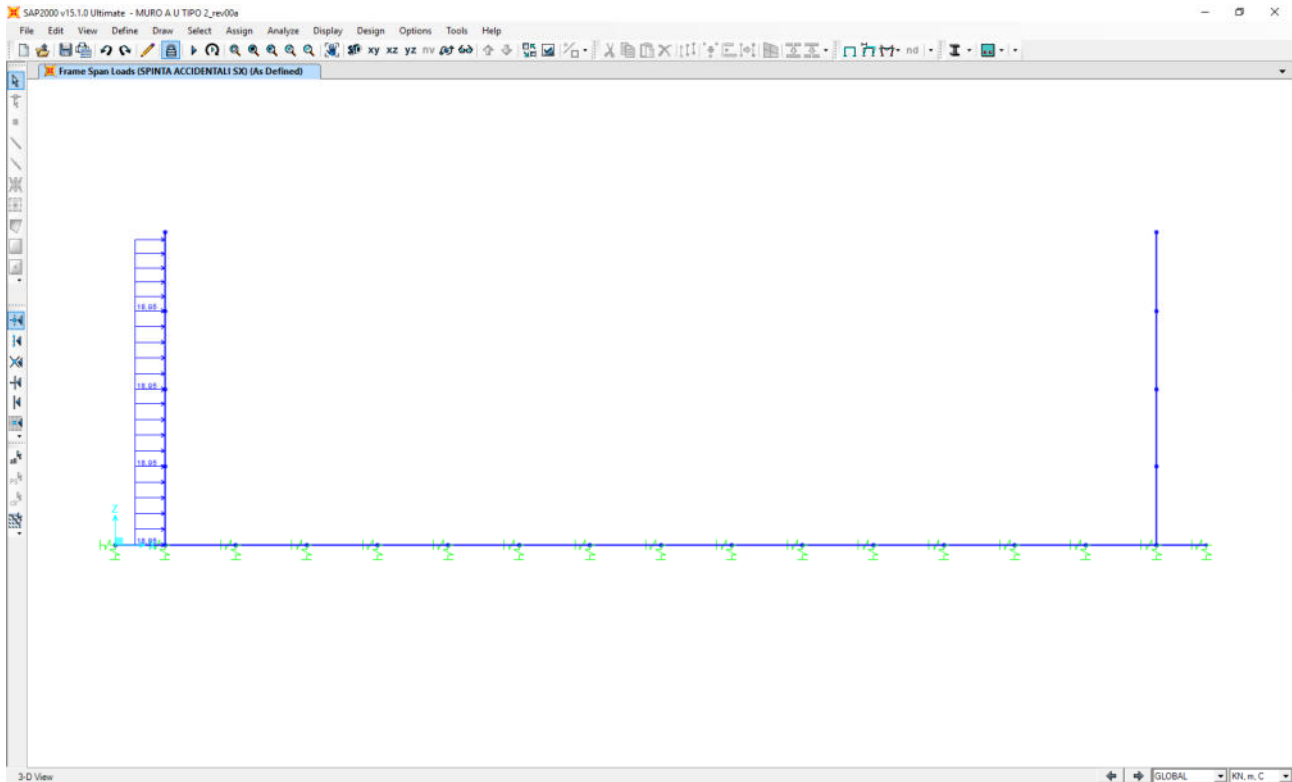
### 14.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



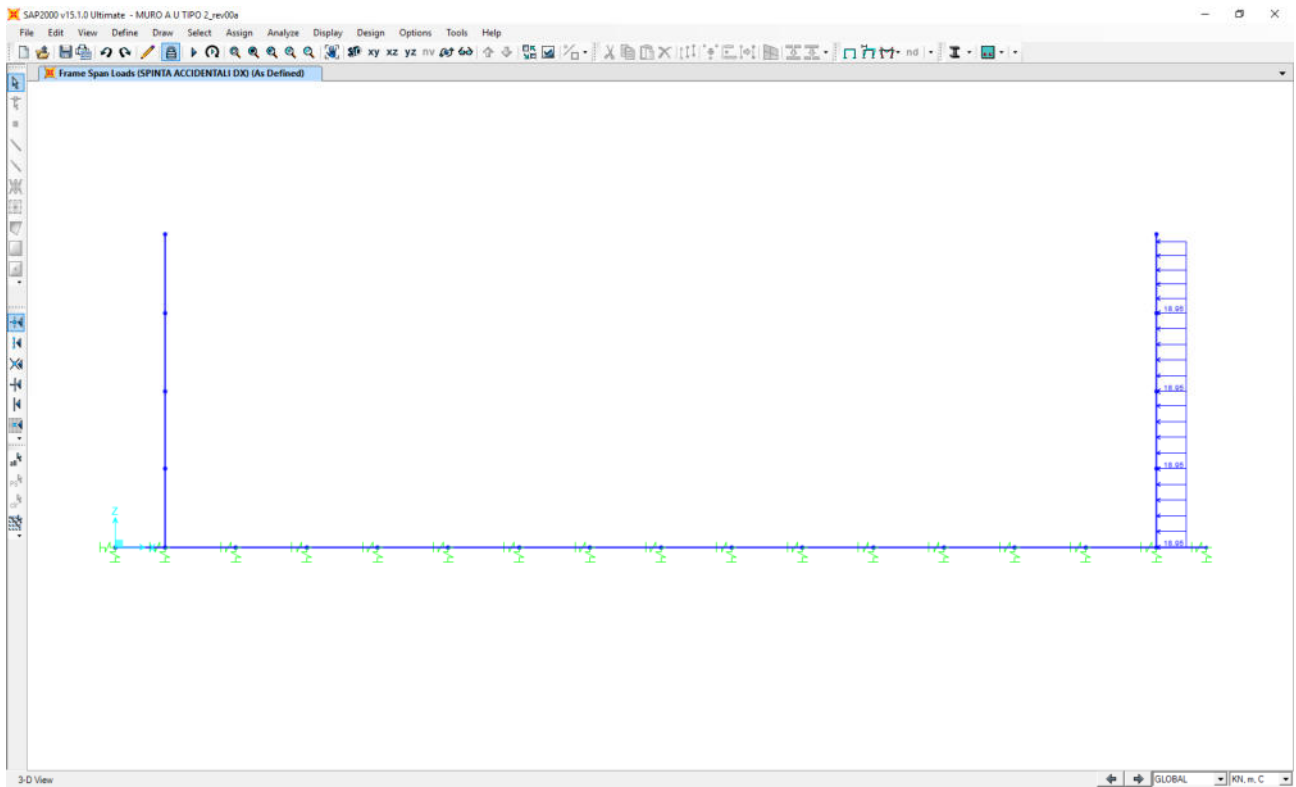
### 14.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



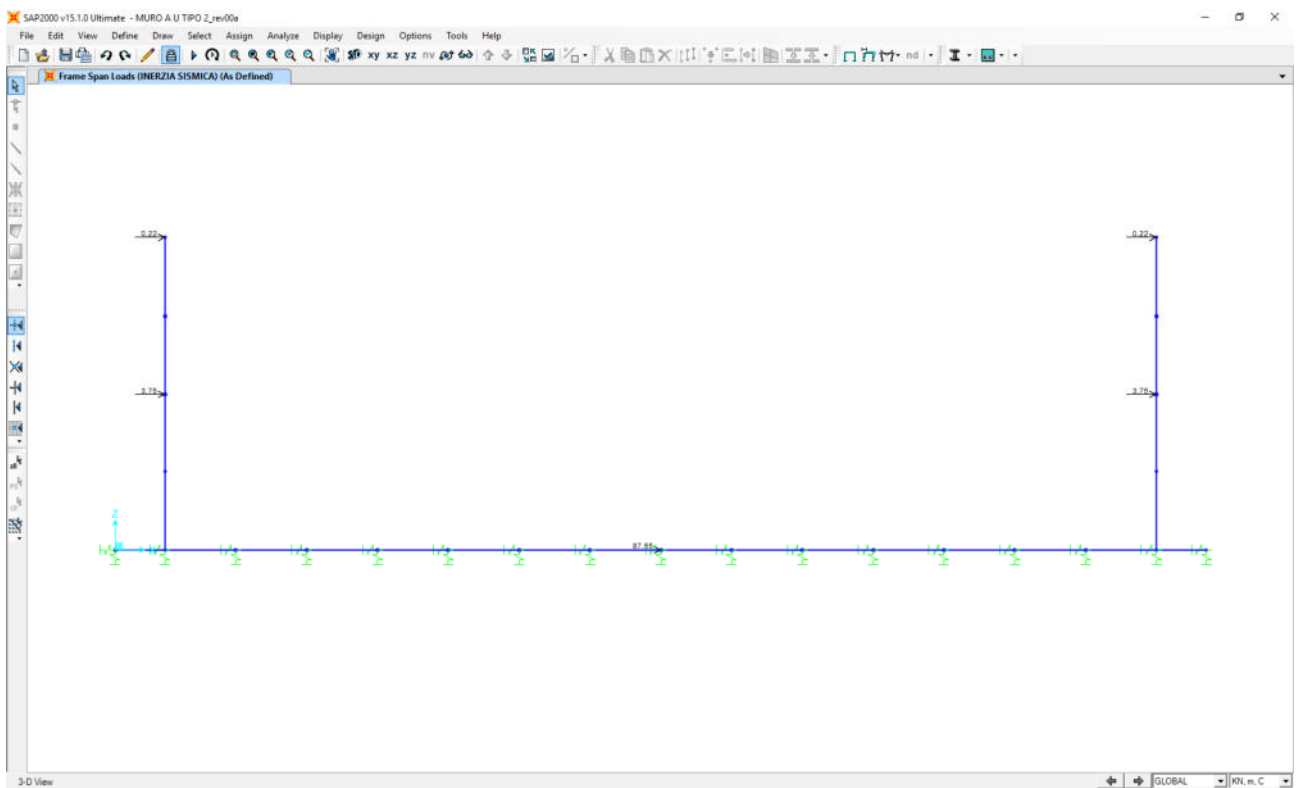
### 14.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



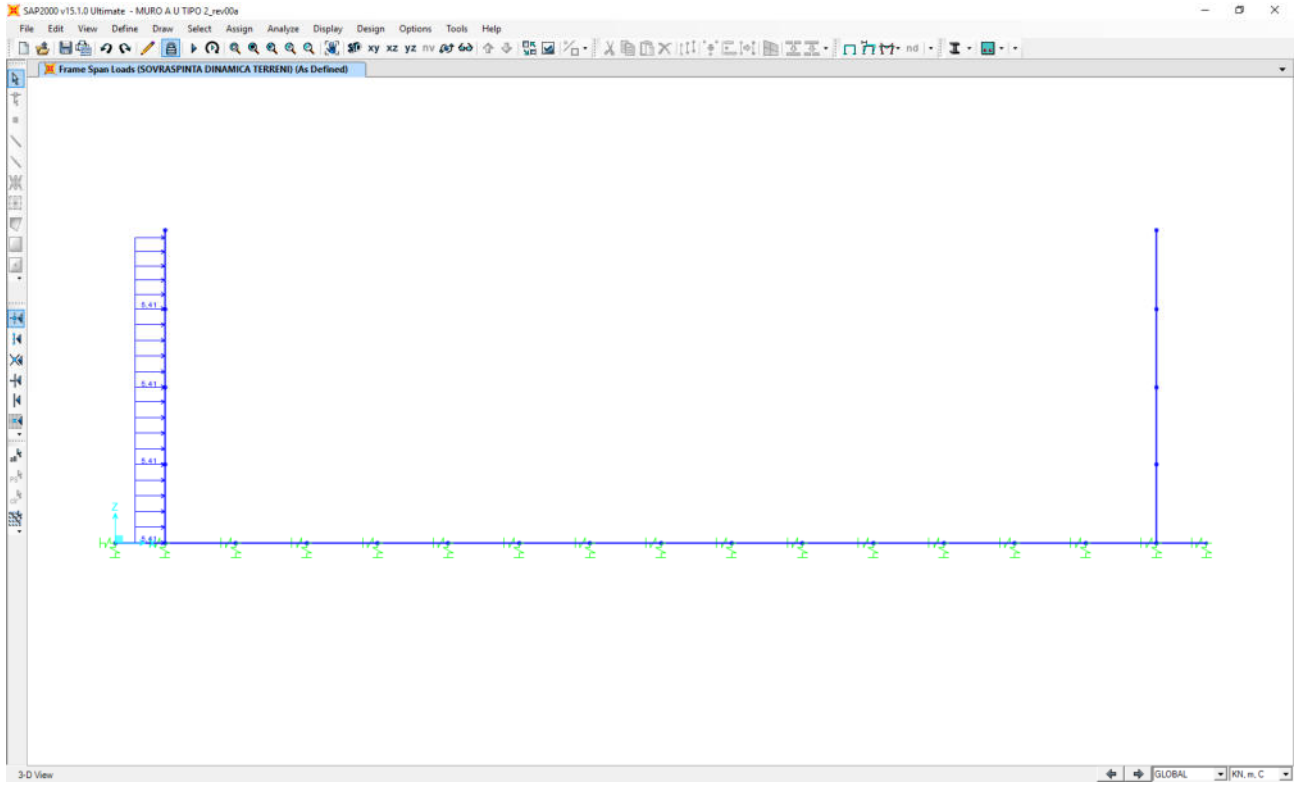
### 14.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



### 14.5.11 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



### 14.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI

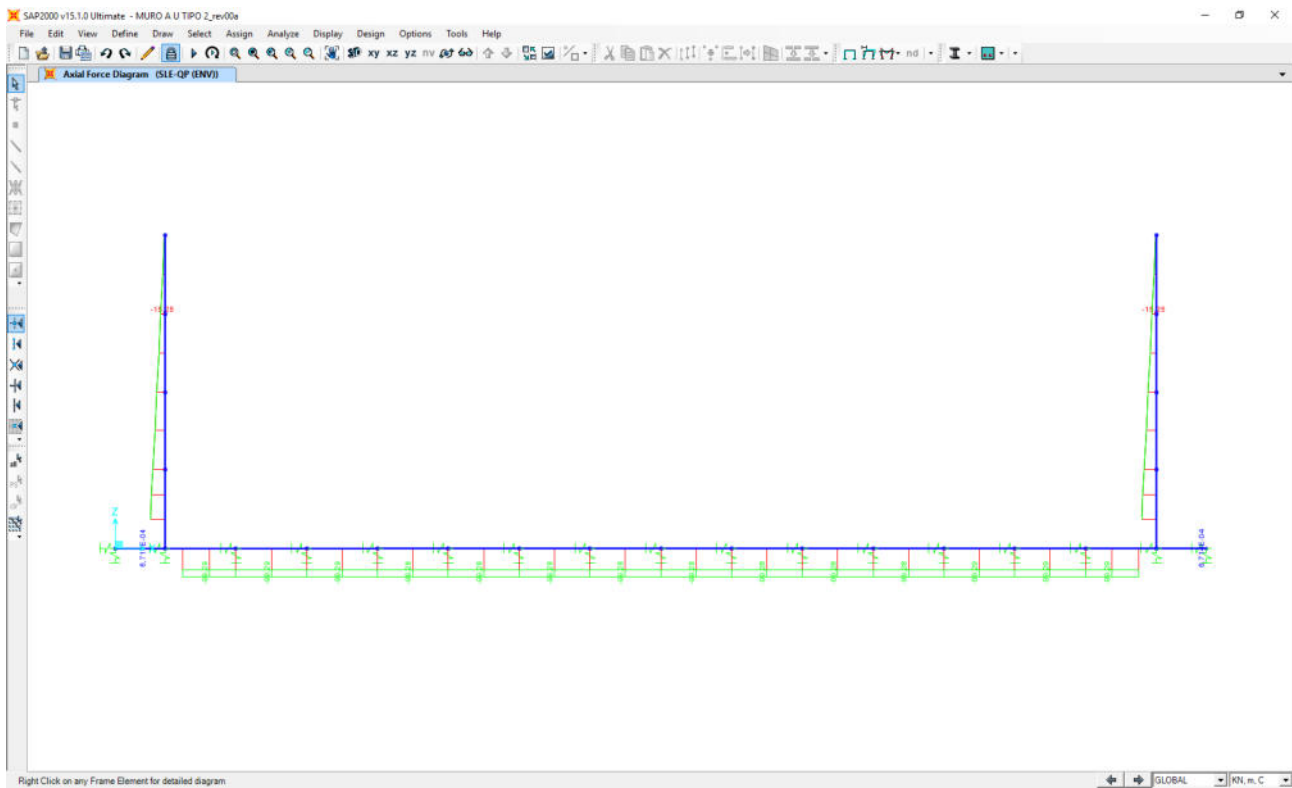




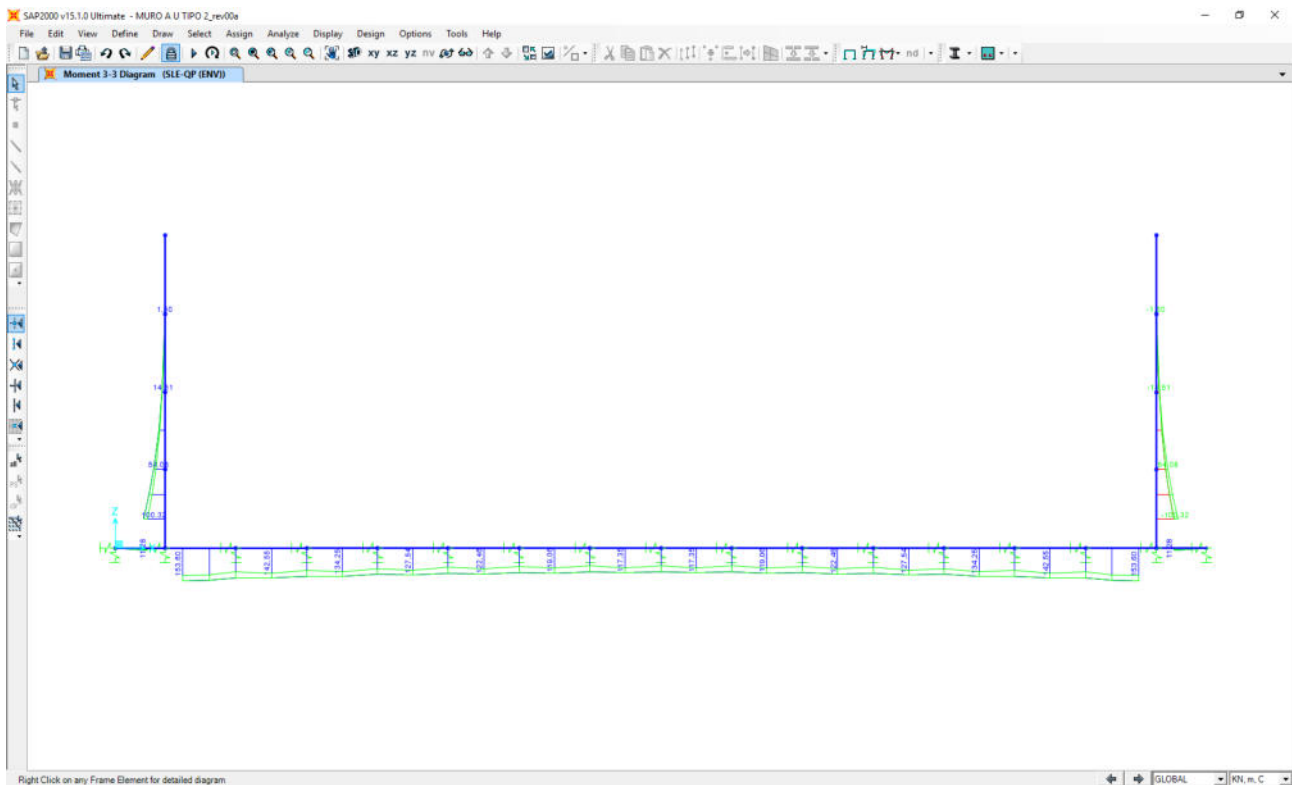
## 15 MURO A "U" TIPO 2- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

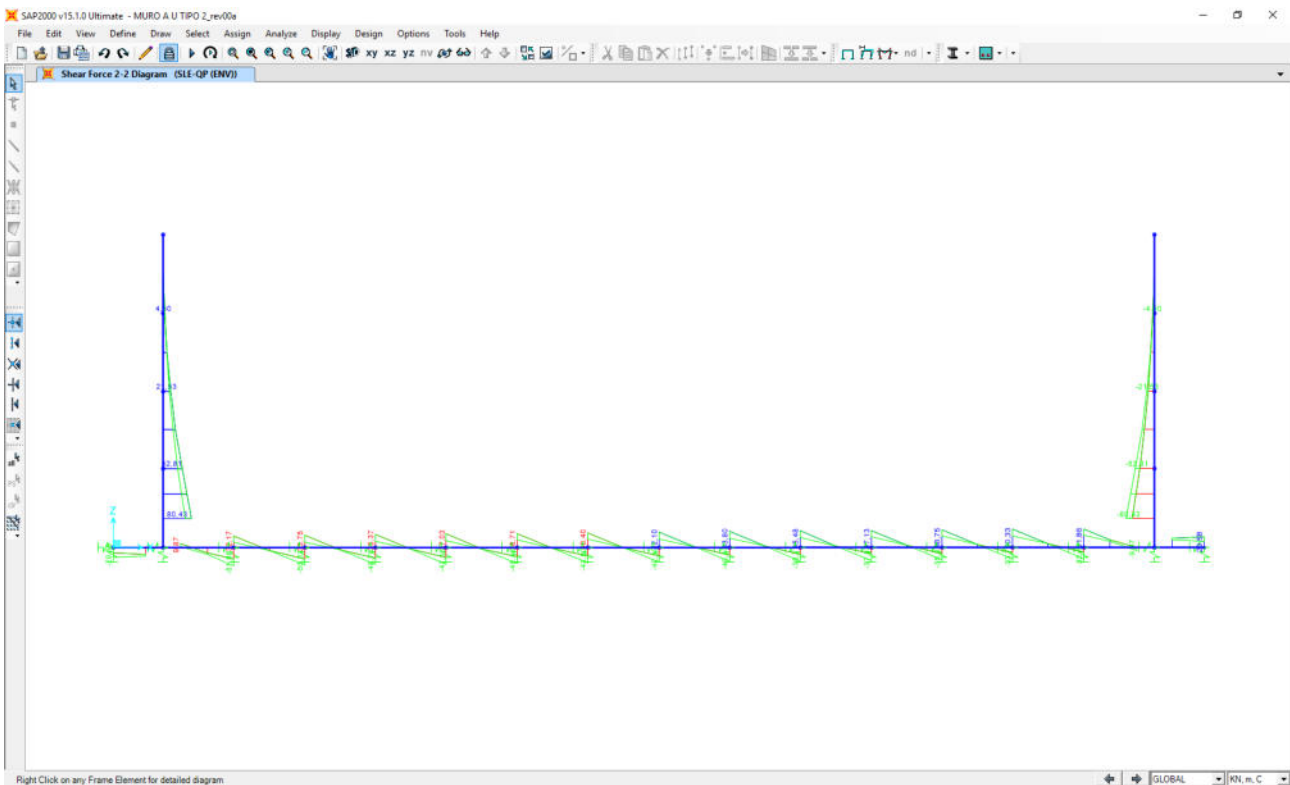
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



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:

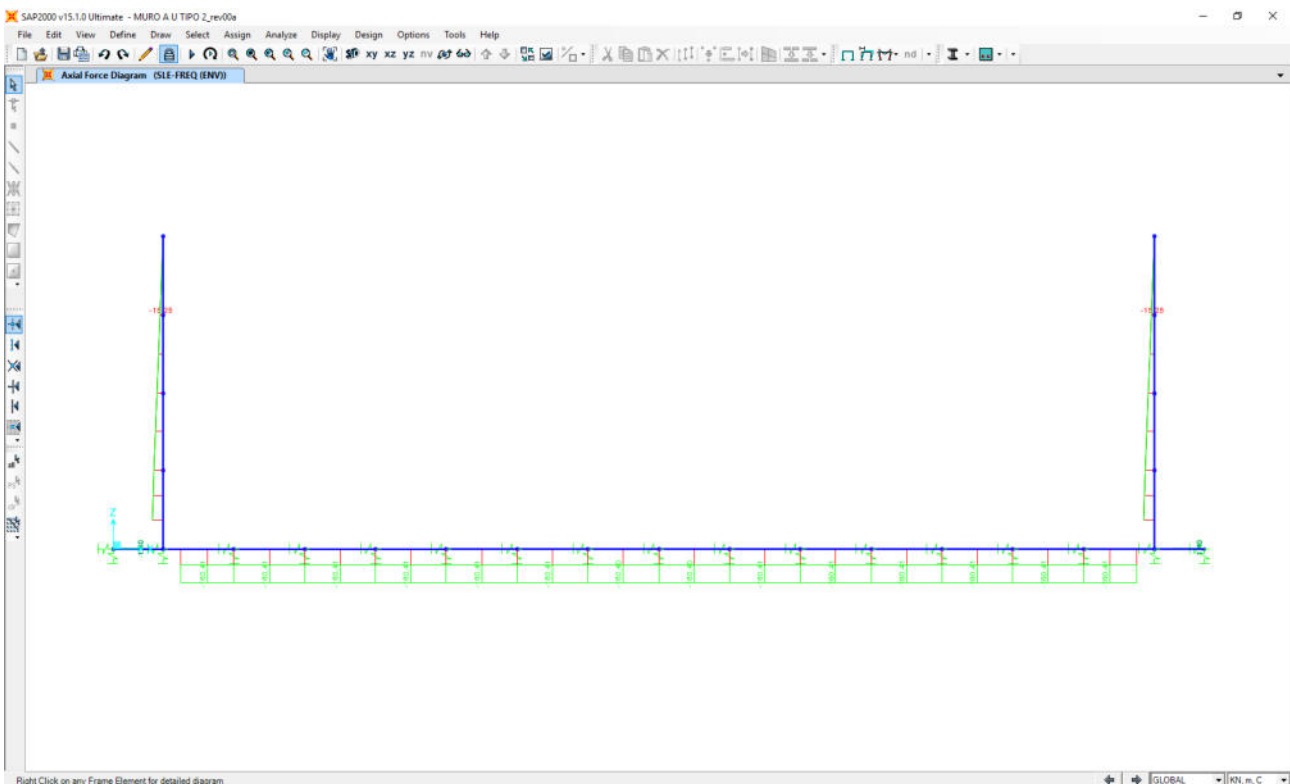


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

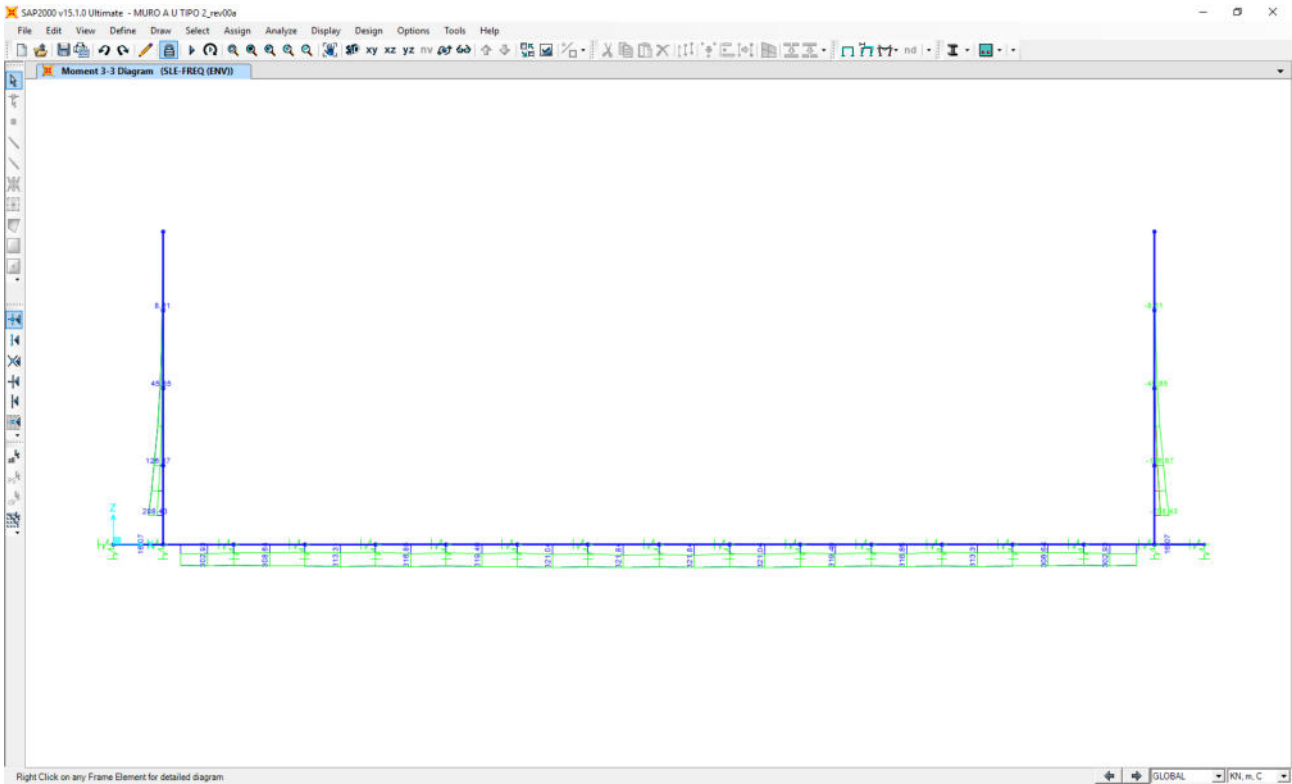


## 15.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

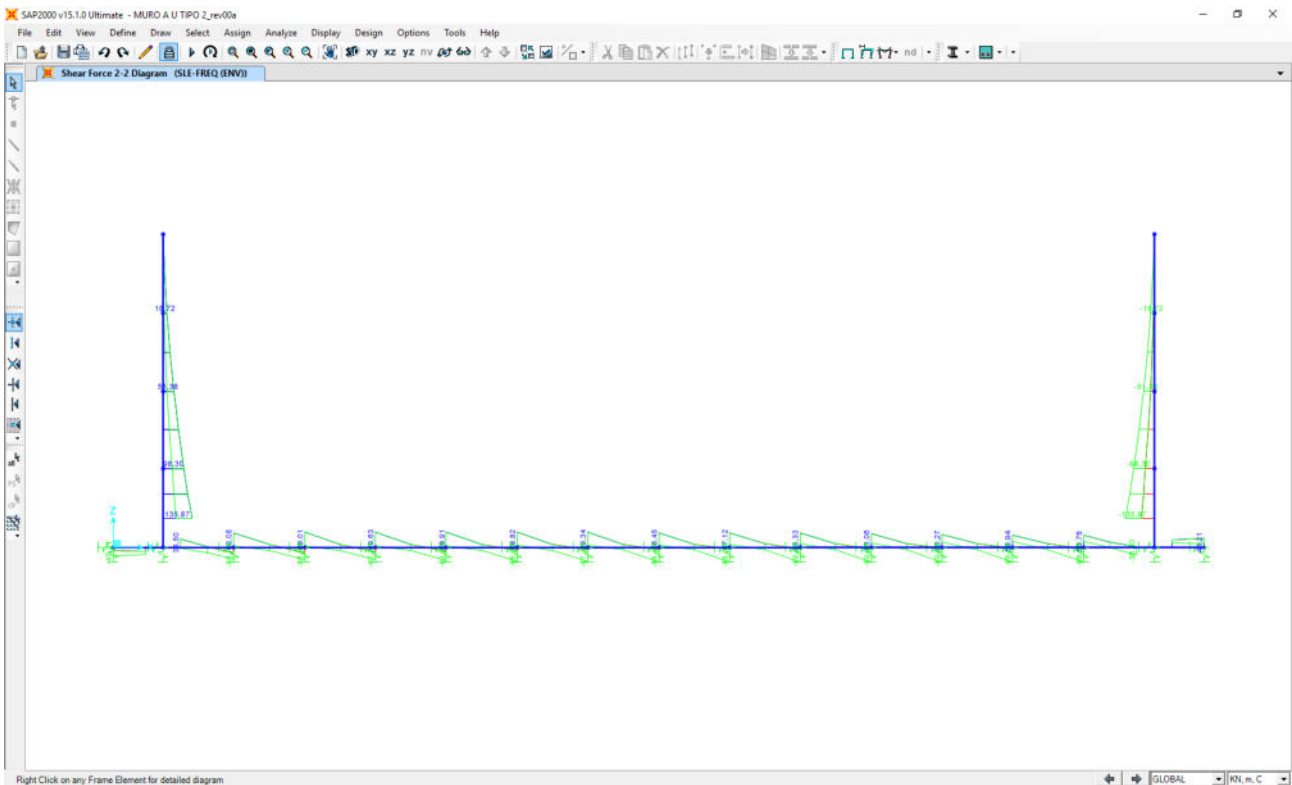
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

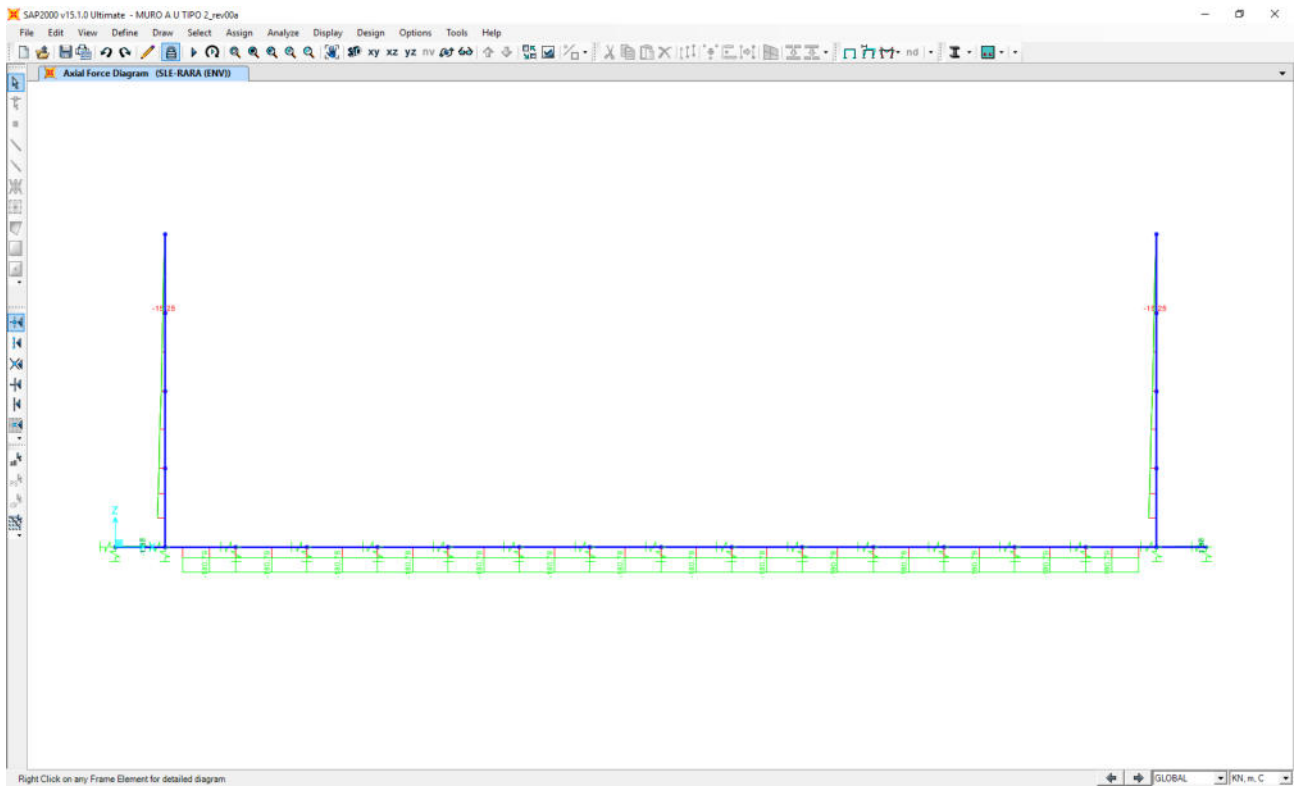


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

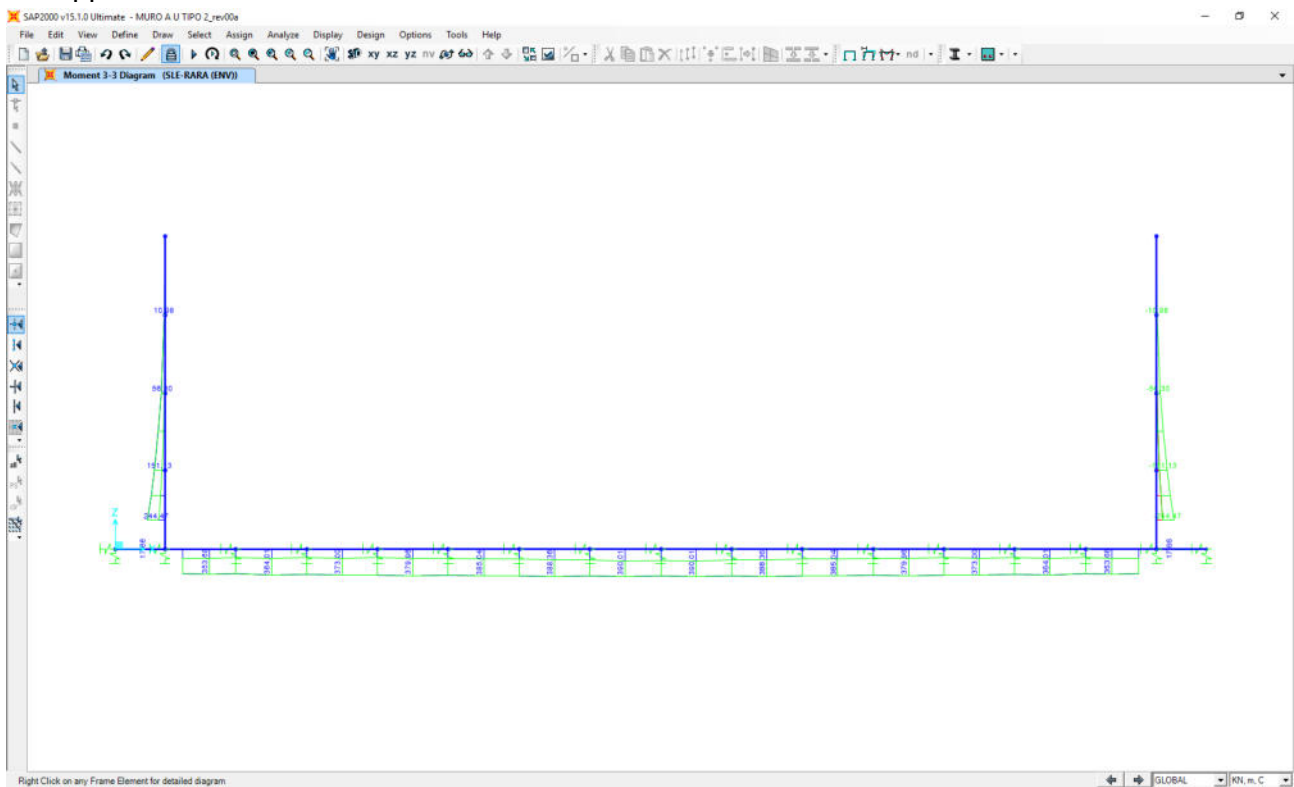


### 15.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

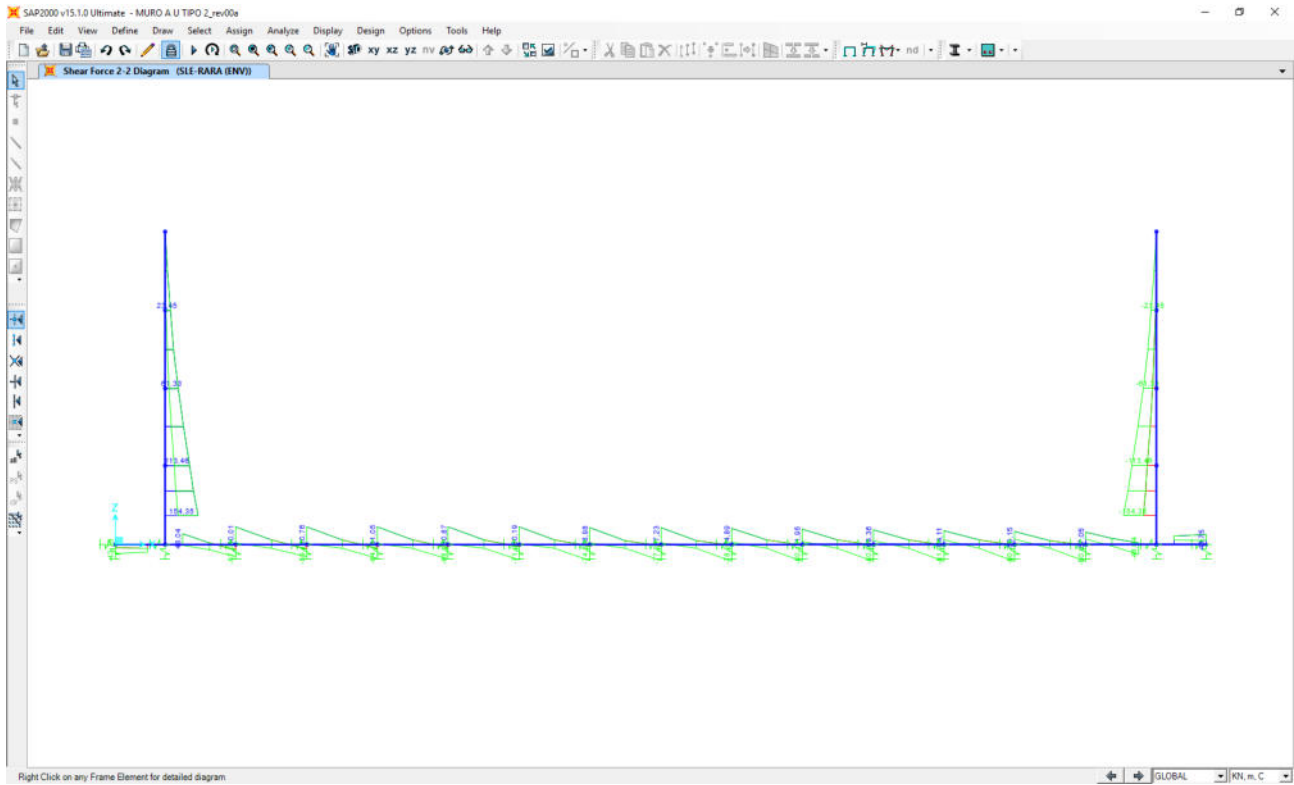
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Rare:



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

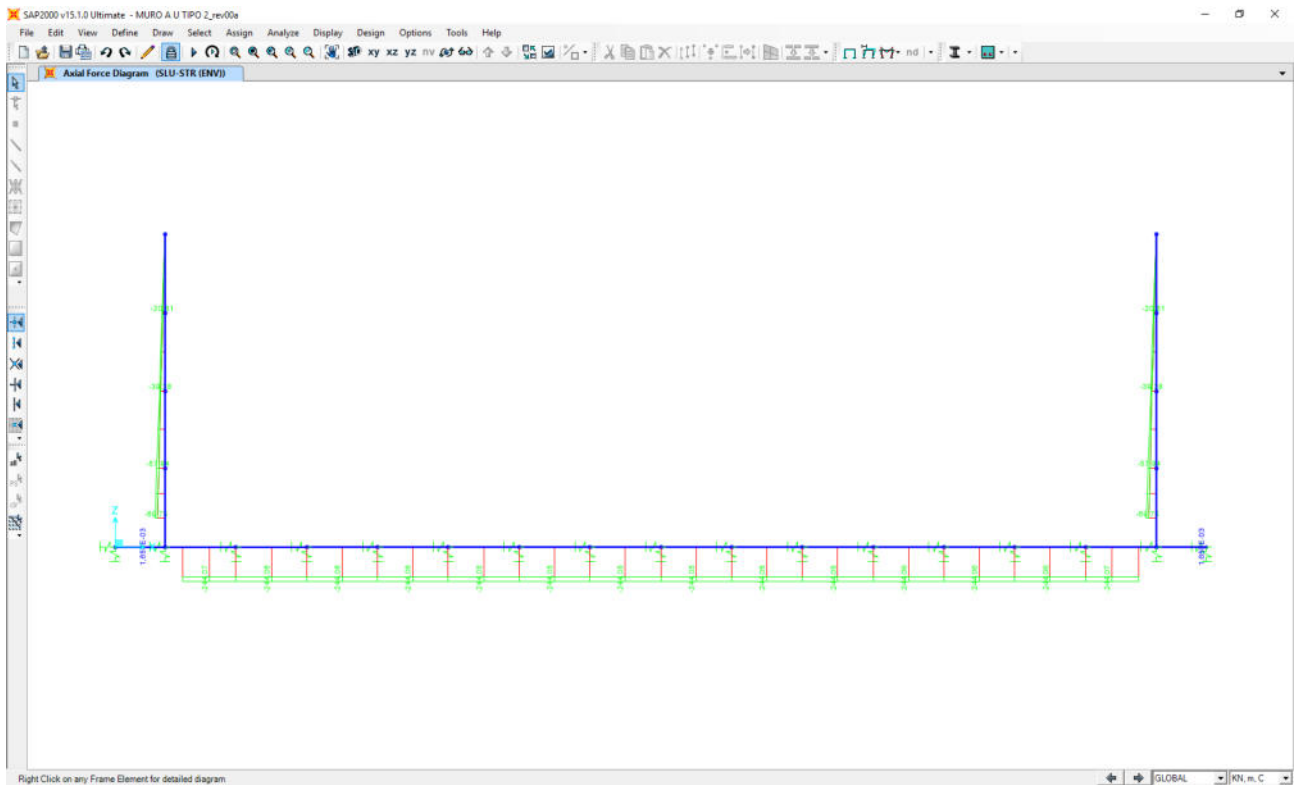


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

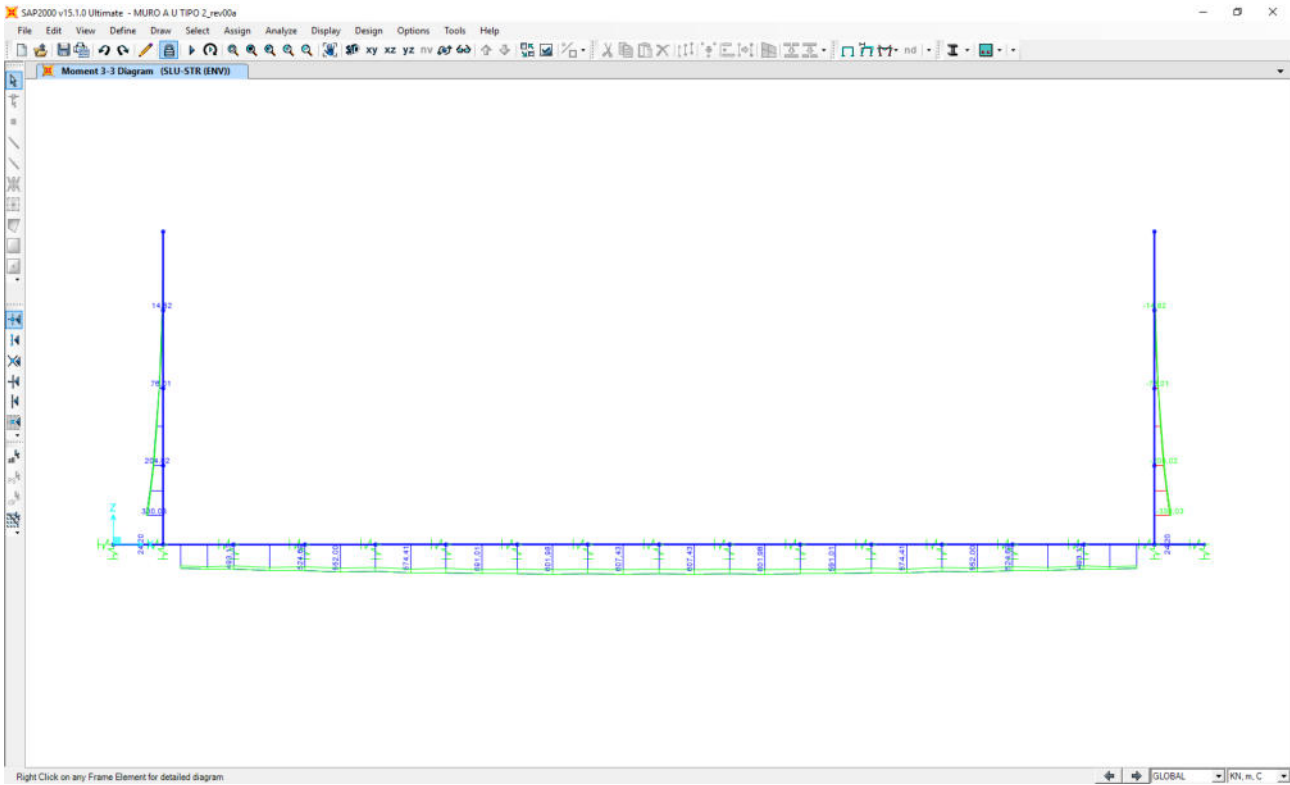


#### 15.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

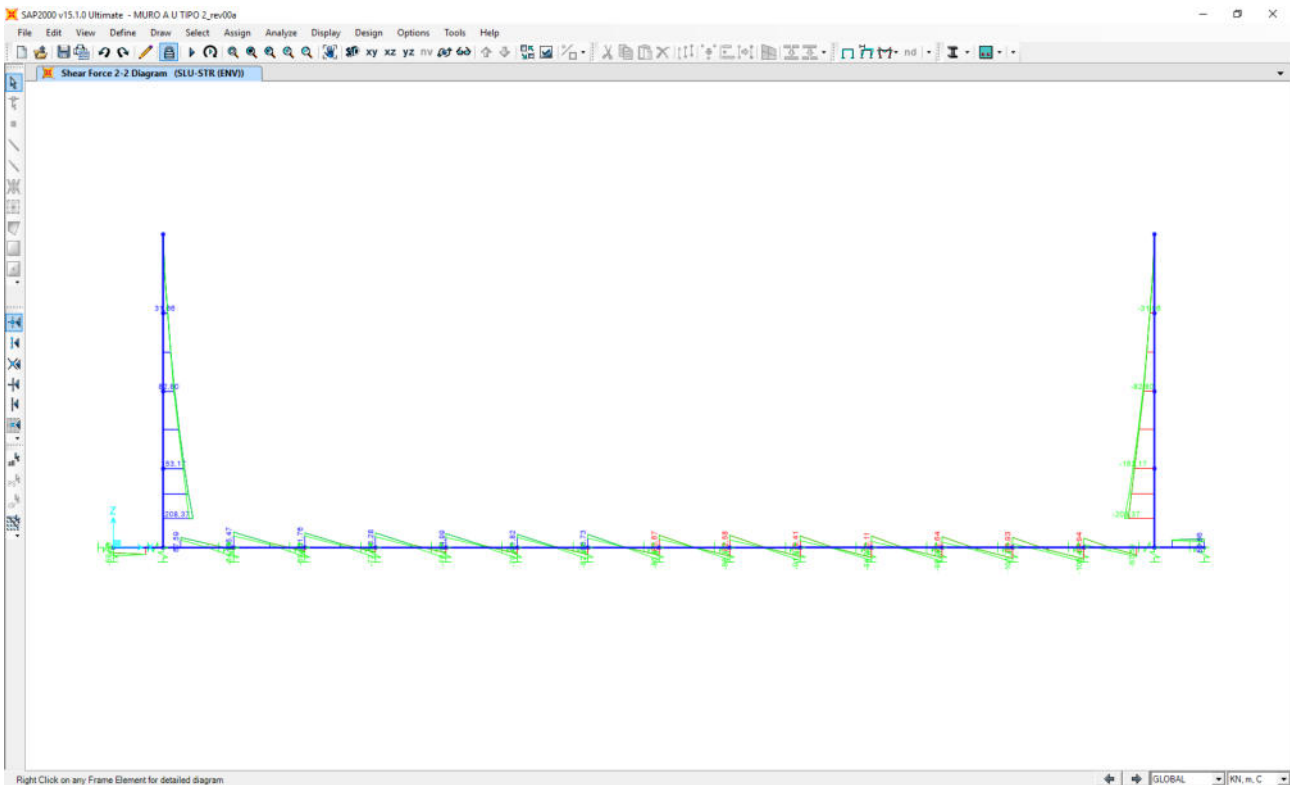
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

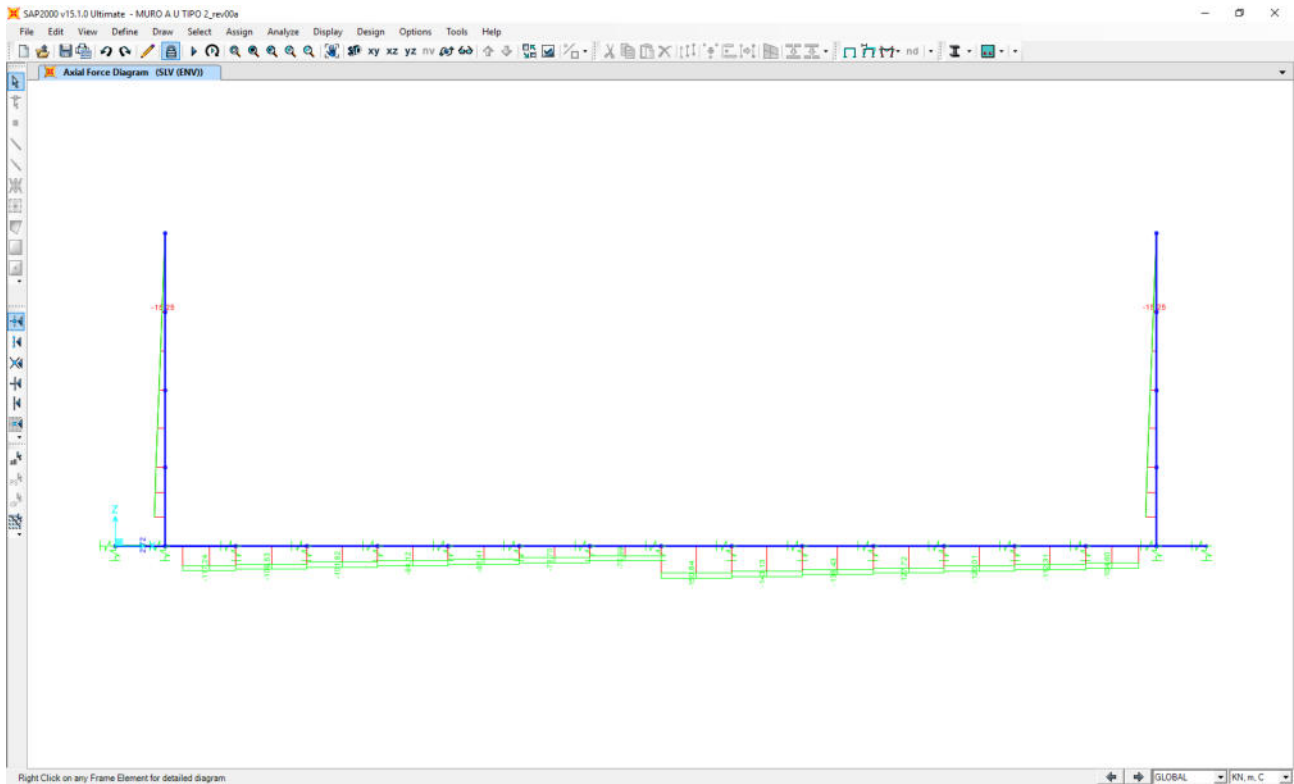


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

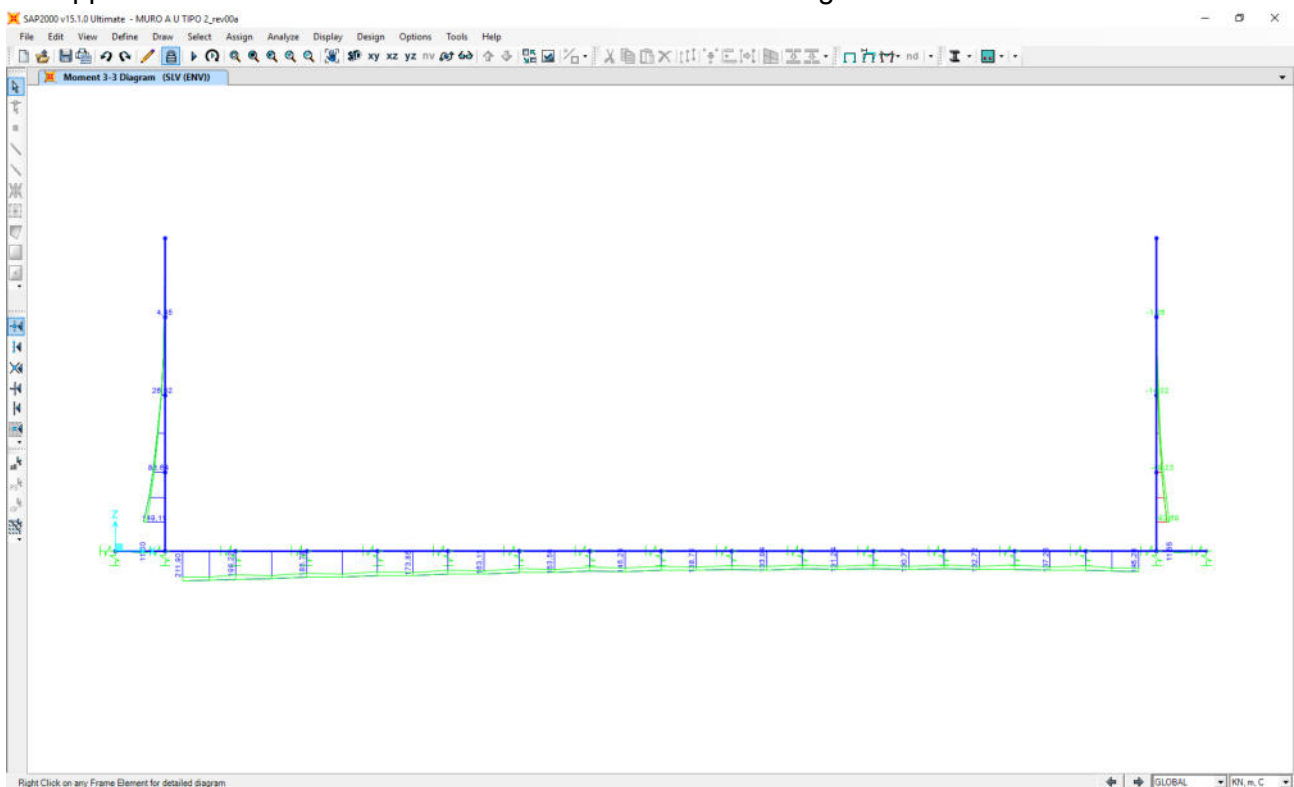


### 15.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

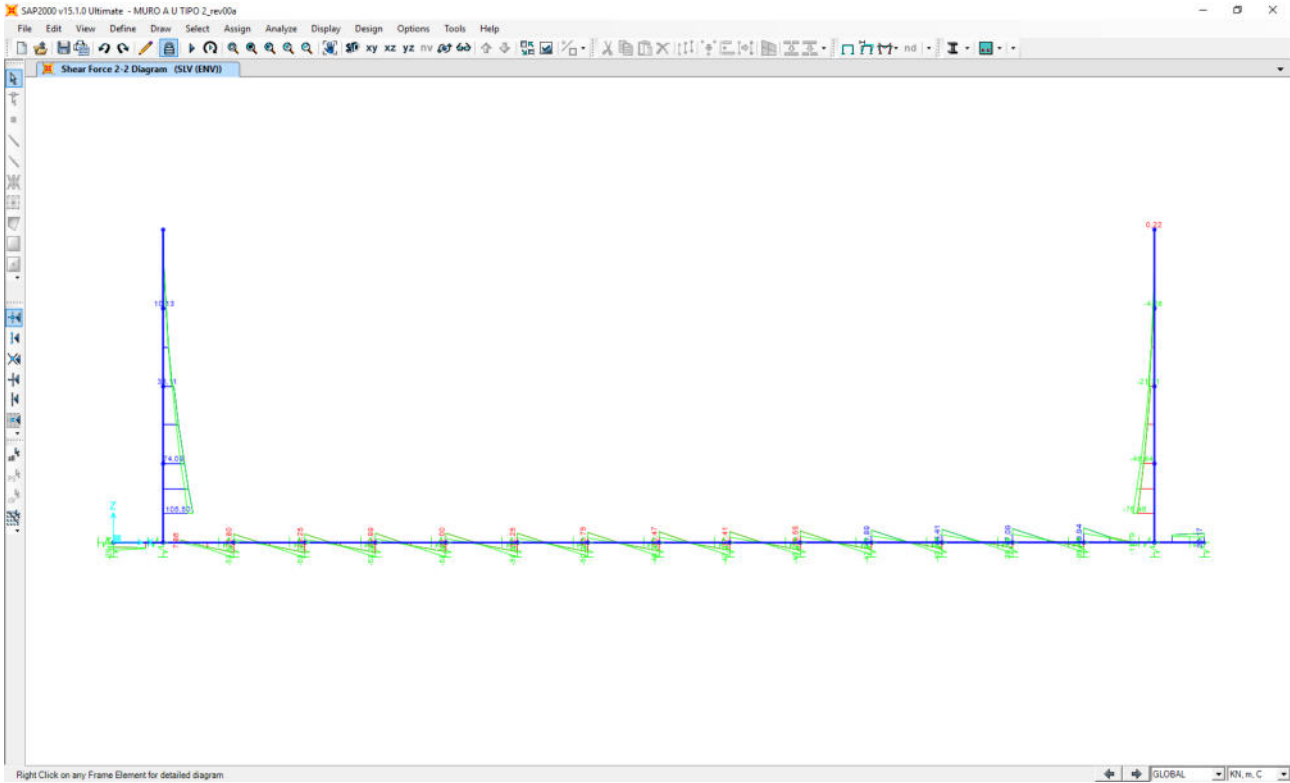
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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:





## 16 MURO A "U" TIPO 2- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

### 16.1 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	$N_{max} + M + V$	-51,50	80,43	100,32
	$N + M_{max} + V$	-51,50	-80,43	-100,32
	$N + M + V_{max}$	-51,50	-80,43	-100,32
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-51,50	135,87	183,12
	$N + M_{max} + V$	-51,50	-135,87	-183,12
	$N + M + V_{max}$	-51,50	-135,87	-183,12
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-51,50	154,35	244,47
	$N + M_{max} + V$	-51,50	-154,35	-244,47
	$N + M + V_{max}$	-51,50	-154,35	-244,47
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-69,75	208,37	330,03
	$N + M_{max} + V$	-52,25	-208,37	-330,03
	$N + M + V_{max}$	-52,25	-208,37	-330,03
SLV	$N_{max} + M + V$	-51,50	105,50	149,11
	$N + M_{max} + V$	-51,50	105,50	149,11
	$N + M + V_{max}$	-51,50	105,50	149,11

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

### 16.2 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** interni
- **Ø24/20** esterni

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

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

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Sono state comunque disposte spille di legatura **Ø10/20x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **45 mm**.

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

#### 16.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 51,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -100,32$  kNm.

**Titolo:** [ ]

**N° strati barre:** 2 **Zoom:** [ ]

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

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

**N** Ed: 0 **51,50** kN  
**M** xEd: 0 **-100,32** kNm  
**M** yEd: 0 **0**

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

**Materiali:** B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  $\sigma_c$  -3,518 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  $\sigma_s$  103,9 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14,17 ‰  $\epsilon_s$  0,5197 ‰  
 $E_s/E_c$  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  $d$  43,3 cm  
 $\tau_{c1}$  1,829  $x$  14,58  $x/d$  0,3367  $\delta$  0,8609

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

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

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,52$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 103,90$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 16.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 51,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -183,12$  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	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

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

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

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

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

**Materiali**  
 B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  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  
 $\tau_{c1}$  1,829

$\sigma_c$  -6,37 N/mm²  
 $\sigma_s$  198,7 N/mm²

$\epsilon_s$  0,9933 ‰  
 d 43,3 cm  
 x 14,06 x/d 0,3248  
 $\delta$  0,846

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,37$  N/mm² <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm²
- $\sigma_s = 198,70$  N/mm² <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 16.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 51,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -244,47$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results. The 'Titolo' field is set to 'Z'. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'N° strati barre' is 2. The 'Sollecitazioni' section shows  $N_{Ed} = 51,50$  kN and  $M_{Ed} = -244,47$  kNm. The 'Materiali' section shows  $\sigma_c = -8,481$  N/mm<sup>2</sup> and  $\sigma_s = 268,9$  N/mm<sup>2</sup>. The 'Verifica' button is visible, and the 'N° iterazioni' is 4.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

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 results:  
 $\sigma_c = -8,481$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 268,9$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s = 1,344$  ‰  
 $d = 43,3$  cm  
 $x = 13,91$      $x/d = 0,3212$   
 $\delta = 0,8415$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,48$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,60 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 268,90$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 16.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$  → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$  → combinazione frequente.

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

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

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

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	103,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	198,70	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	250,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### 16.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 52,25$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -330,03$  kNm.

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

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	6,7
			2	10,05	43,7

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 52,25 kN  
 M<sub>xEd</sub>: -330,03 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<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  
 ε<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>: -364,6 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>: 17,22 ‰  
 d: 43,3 cm  
 x: 7,315 x/d: 0,1689  
 δ: 0,7

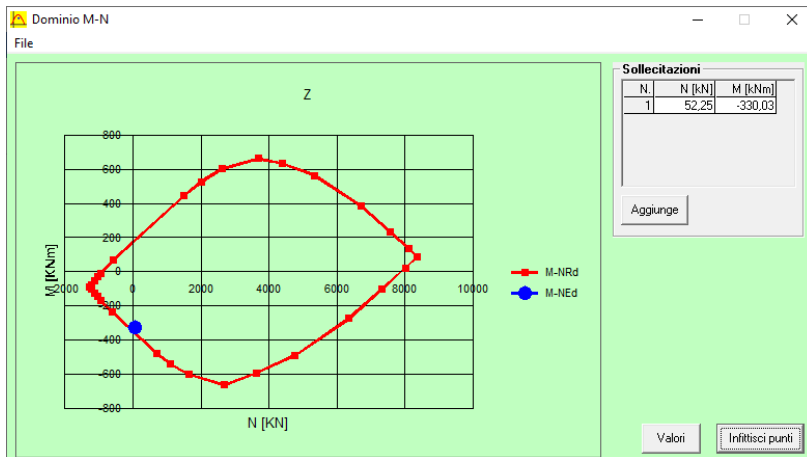
Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -364,60$  kNm >  $M_{Sd} = -330,03$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 16.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{sd} = 208,37$  kN.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,50	[cm]

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	208,37	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

### ARMATURA LONGITUDINALE

	$n_{barre}$	$\varnothing_{barre}$ [mm]	$A_{barra}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,tot}$ [cm <sup>2</sup> ]
Primo strato di armatura tesa:	5	24	4,52	22,60
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				22,60

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,66	
Coefficiente $v_{min}$ :	$v_{min}$	0,375	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	$\rho_1$	0,0050	
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	209,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,01	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

## 17 MURI A "U" TIPO 2- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

### 17.1 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	$N_{max} + M + V$	-99,29	-33,53	141,41
	$N + M_{max} + V$	-99,29	0,71	153,60
	$N + M + V_{max}$	-75,46	-51,86	113,44
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-160,41	-31,09	296,63
	$N + M_{max} + V$	-160,41	0,40	321,84
	$N + M + V_{max}$	-96,10	-69,91	179,94
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-180,79	-30,27	348,37
	$N + M_{max} + V$	-180,78	0,82	390,01
	$N + M + V_{max}$	-97,70	-81,06	189,74
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-244,07	-20,58	493,13
	$N + M_{max} + V$	-244,05	2,74	607,43
	$N + M + V_{max}$	-211,90	-105,47	439,97
SLV	$N_{max} + M + V$	-150,84	-28,65	130,15
	$N + M_{max} + V$	-117,24	-1,30	211,90
	$N + M + V_{max}$	-93,42	-53,87	170,25

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

### 17.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,40 m**.

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø24/20** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø16/40x80**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.



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

#### 17.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 99,29$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 153,60$  kNm.

**Materiali**

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

**Sezione**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 99,29 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 153,60 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,27$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 79,49$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 17.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 160,41$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 321,84$  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	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

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

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

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

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

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

$\sigma_c$  -4,724 N/mm²  
 $\sigma_s$  175,7 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,8785 ‰  
 d 74,8 cm  
 x 21,5 x/d 0,2874  
 $\delta$  0,7993

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,72$  N/mm² <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm²
- $\sigma_s = 175,70$  N/mm² <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 17.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 180,78$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 390,01$  kNm.

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

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

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

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

**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

$\epsilon_{su}$  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  
 $\tau_{c1}$  1,829

$\sigma_c$  -5,714 N/mm²  
 $\sigma_s$  215,5 N/mm²

$\epsilon_s$  1,078 ‰  
 d 74,8 cm  
 x 21,28 x/d 0,2845  
 $\delta$  0,7957

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,71$  N/mm² <  $0,45 f_{ck} = 14,94$  N/mm²
- $\sigma_s = 215,50$  N/mm² <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 17.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:  Armatura:

### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>79,49</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	<b>24</b> [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	<b>200,00</b> [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00 [mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>175,70</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	250,00 [mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### 17.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 244,05$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 607,43$  kNm.

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	6,4
			2	22,62	74,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 244,05 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 607,43 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

P.to applicazione N: Centro

Materiali: B450C, C25/30

M<sub>xRd</sub>: 715,4 kNm

σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>c</sub>: 27,74 ‰  
 d: 74,8 cm  
 x: 8,381 x/d: 0,112  
 δ: 0,7

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

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

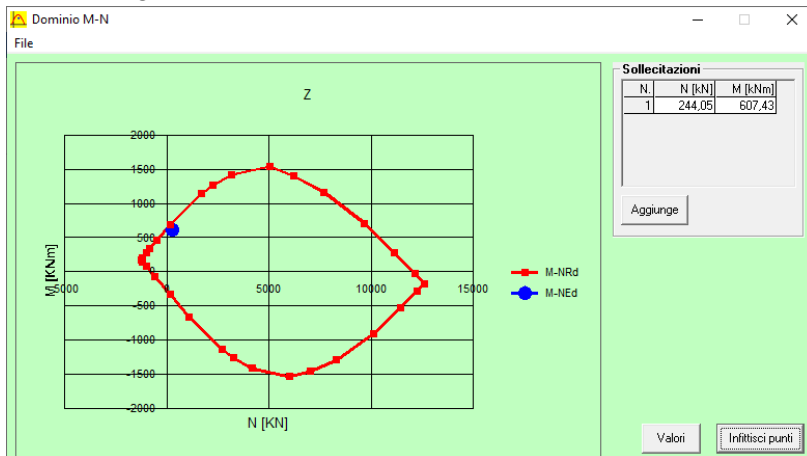
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 715,40$  kNm >  $M_{Sd} = 607,43$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 17.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{S,d} = 105,47$  kN.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	80,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	76,00	[cm]

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C25/30"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	105,47	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

### ARMATURA LONGITUDINALE

	$n_{barre}$	$\varnothing_{barre}$ [mm]	$A_{barra}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,tot}$ [cm <sup>2</sup> ]
Primo strato di armatura tesa:	5	24	4,52	22,60
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				22,60

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,51	
Coefficiente $v_{min}$ :	$v_{min}$	0,325	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	$\rho_1$	0,0030	
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	268,94	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	2,55	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

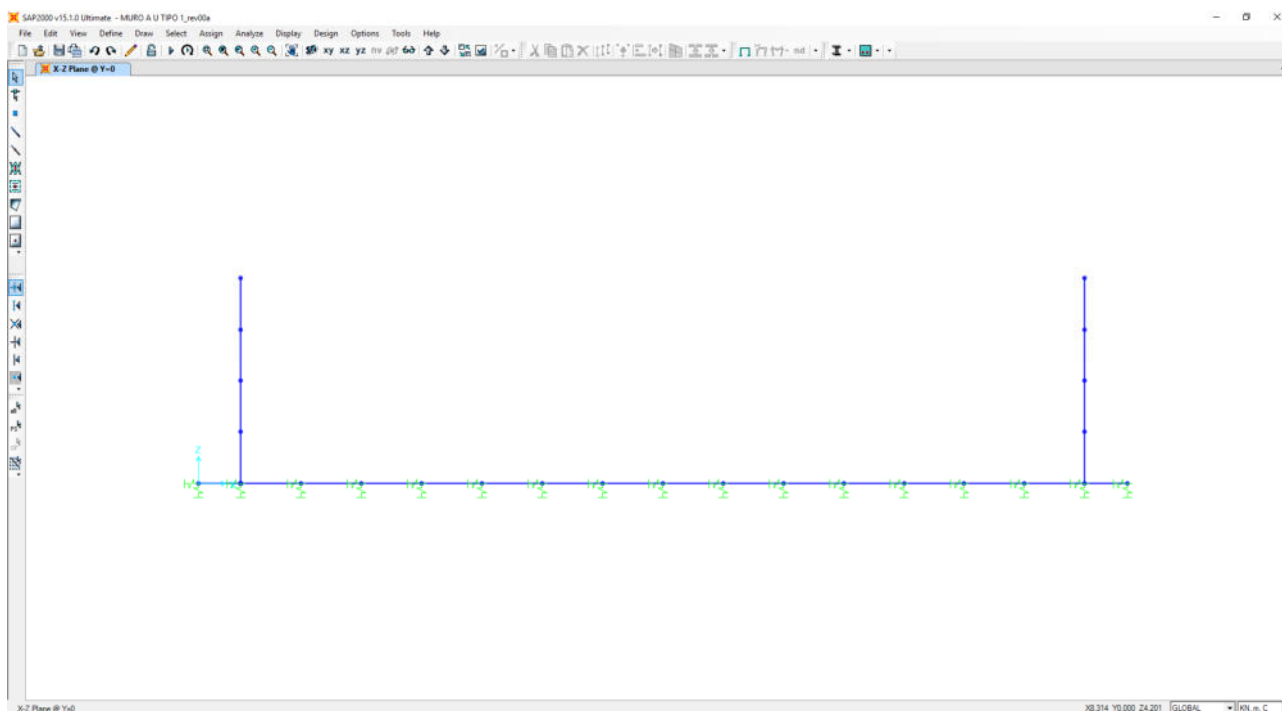
## 18 MURO A "U" TIPO 3/4 – MODELLO DI CALCOLO

### 18.1 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.

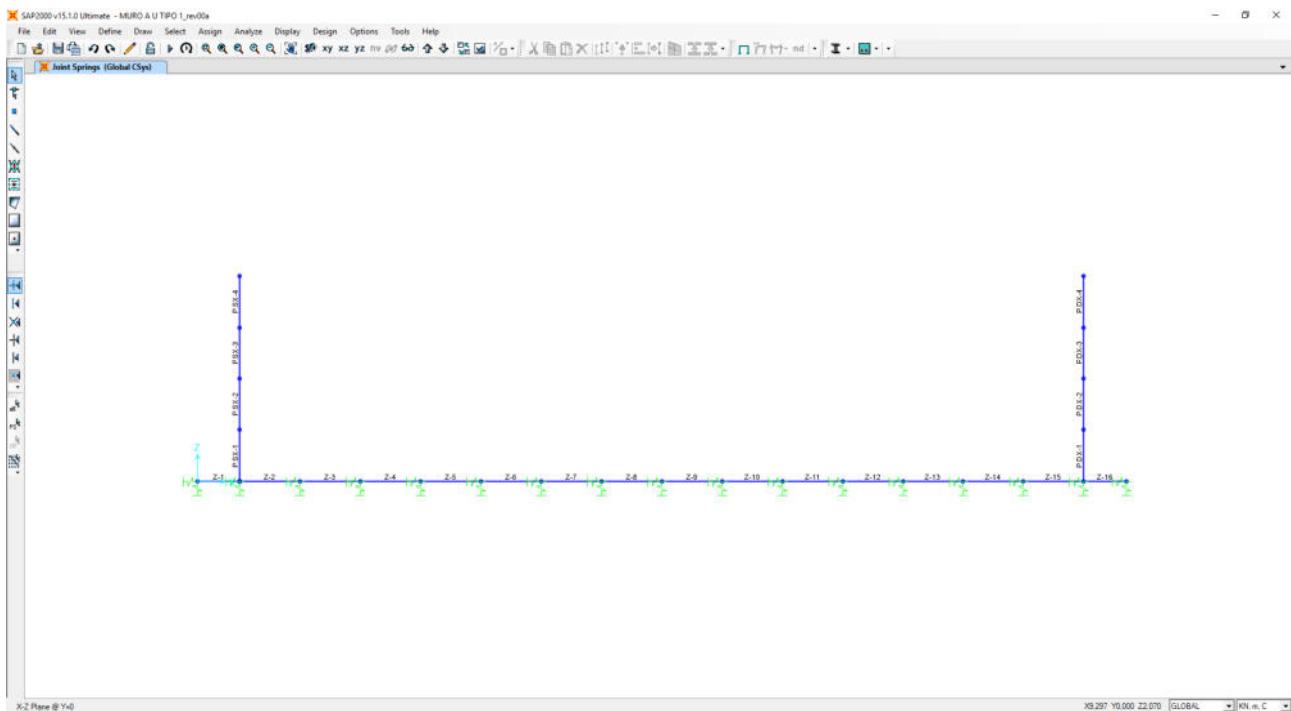
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



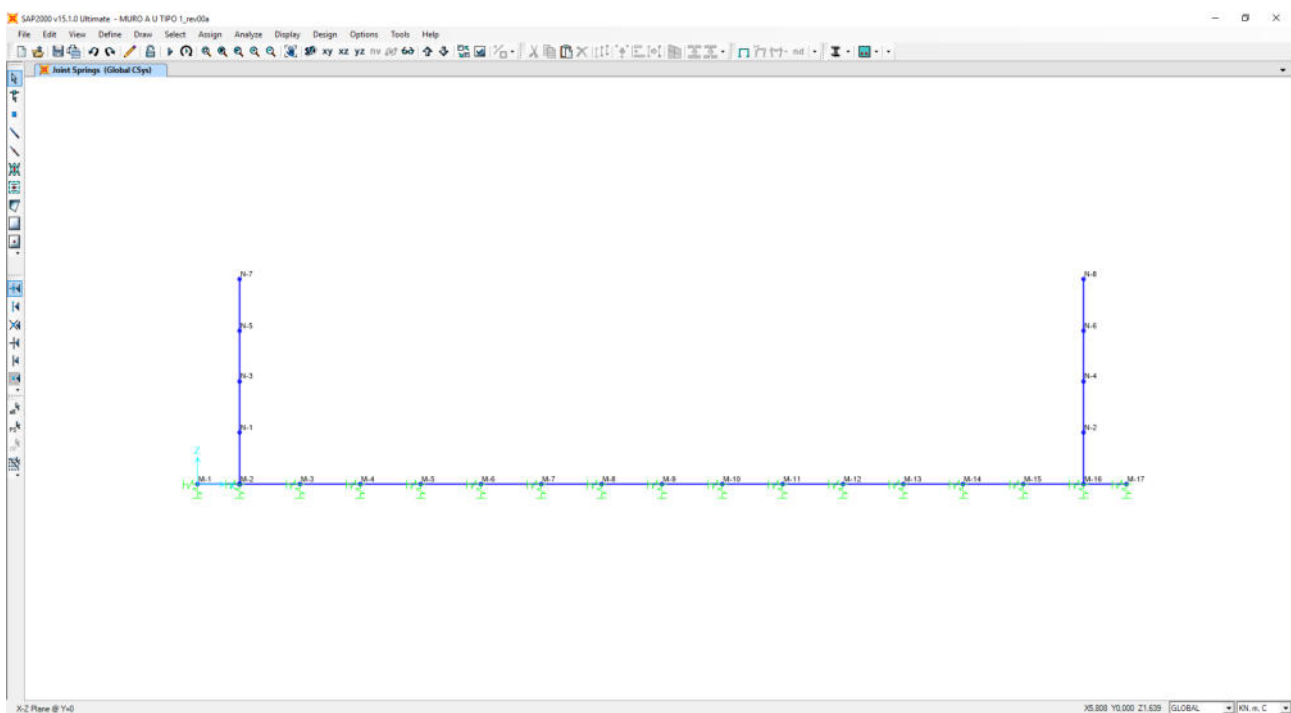
## 18.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



## 18.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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





### 18.4 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)  $K_s$ :

<b>15.000,00</b>	$\text{kN/m}^3$
<b>1,00</b>	m

Larghezza della striscia di calcolo  $L_c$ :

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

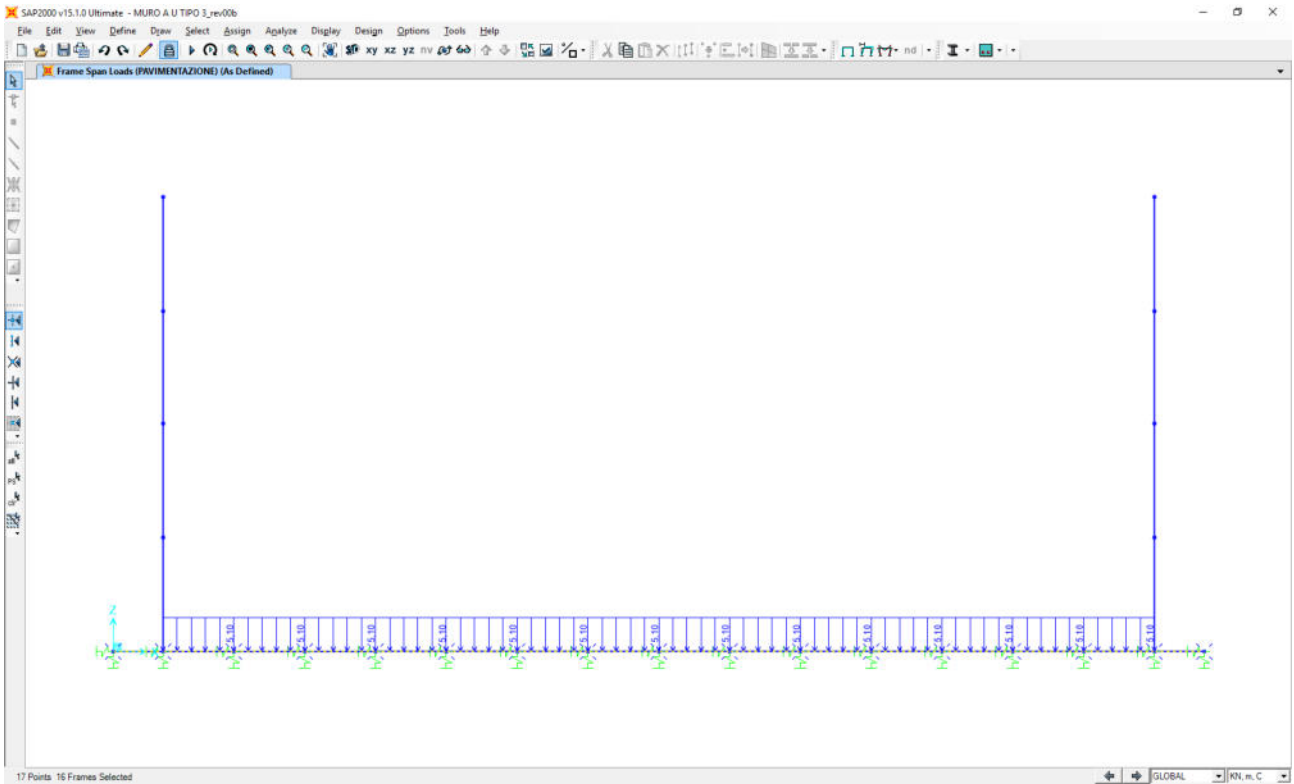
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

## 18.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

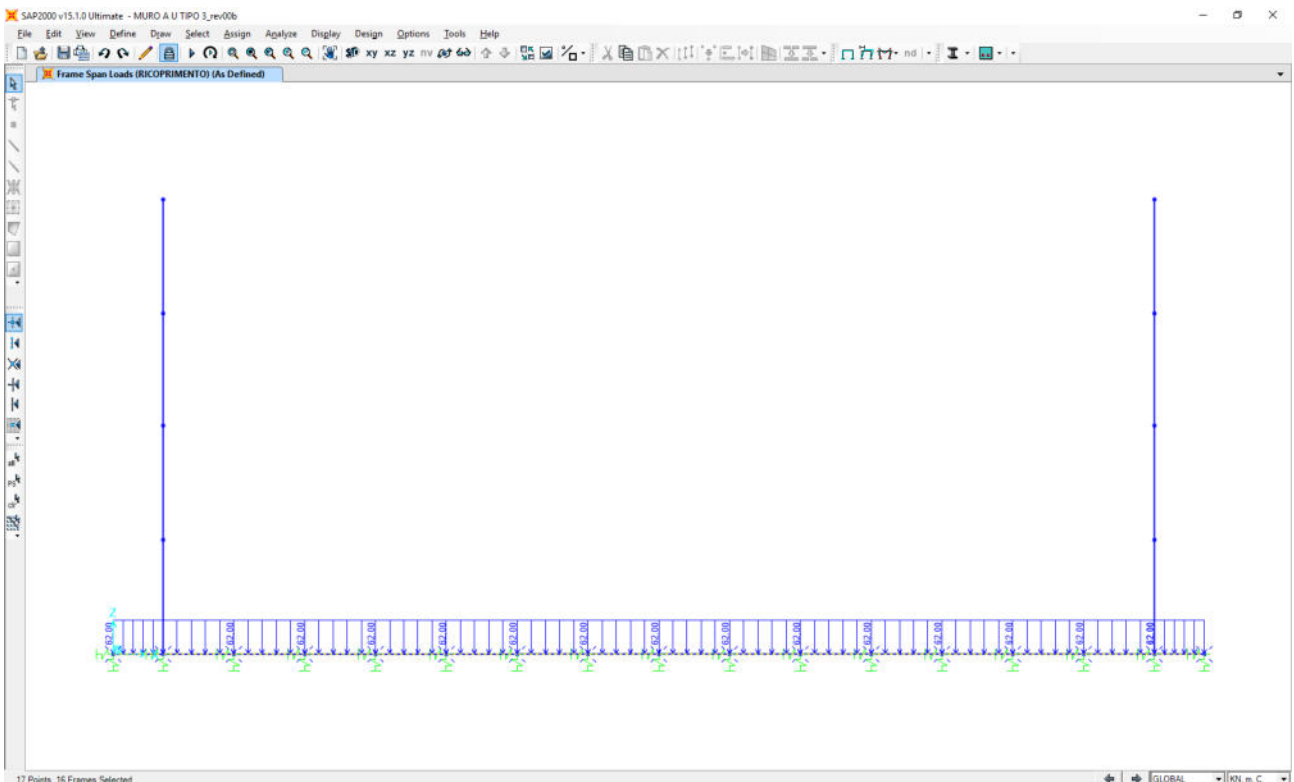
### 18.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

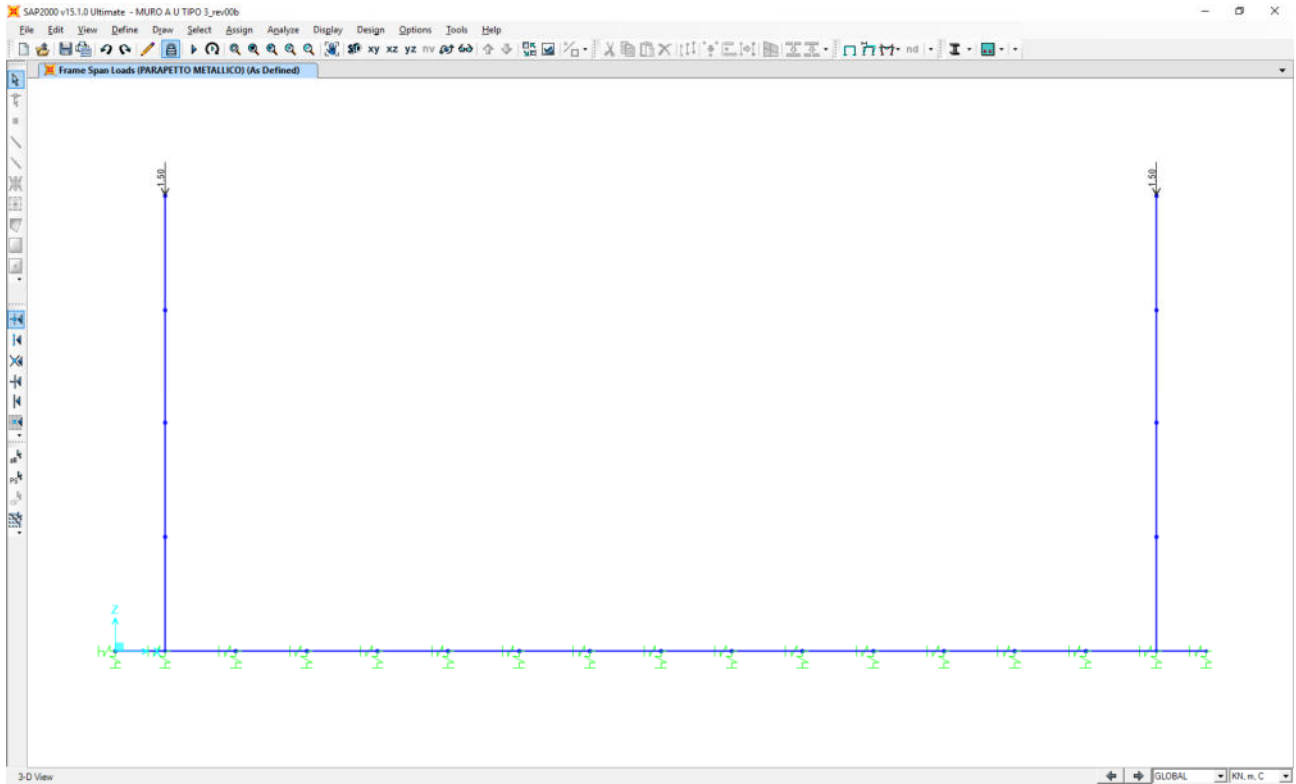
### 18.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



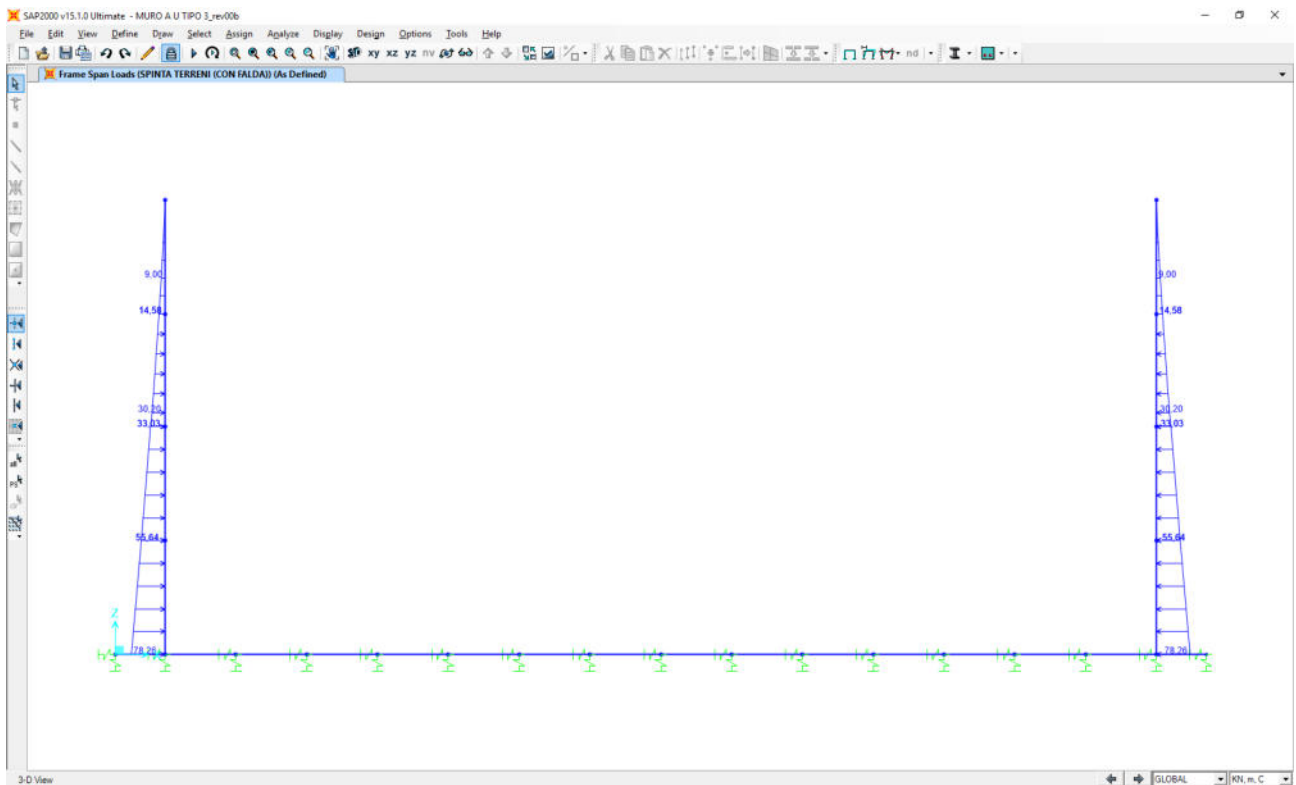
### 18.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



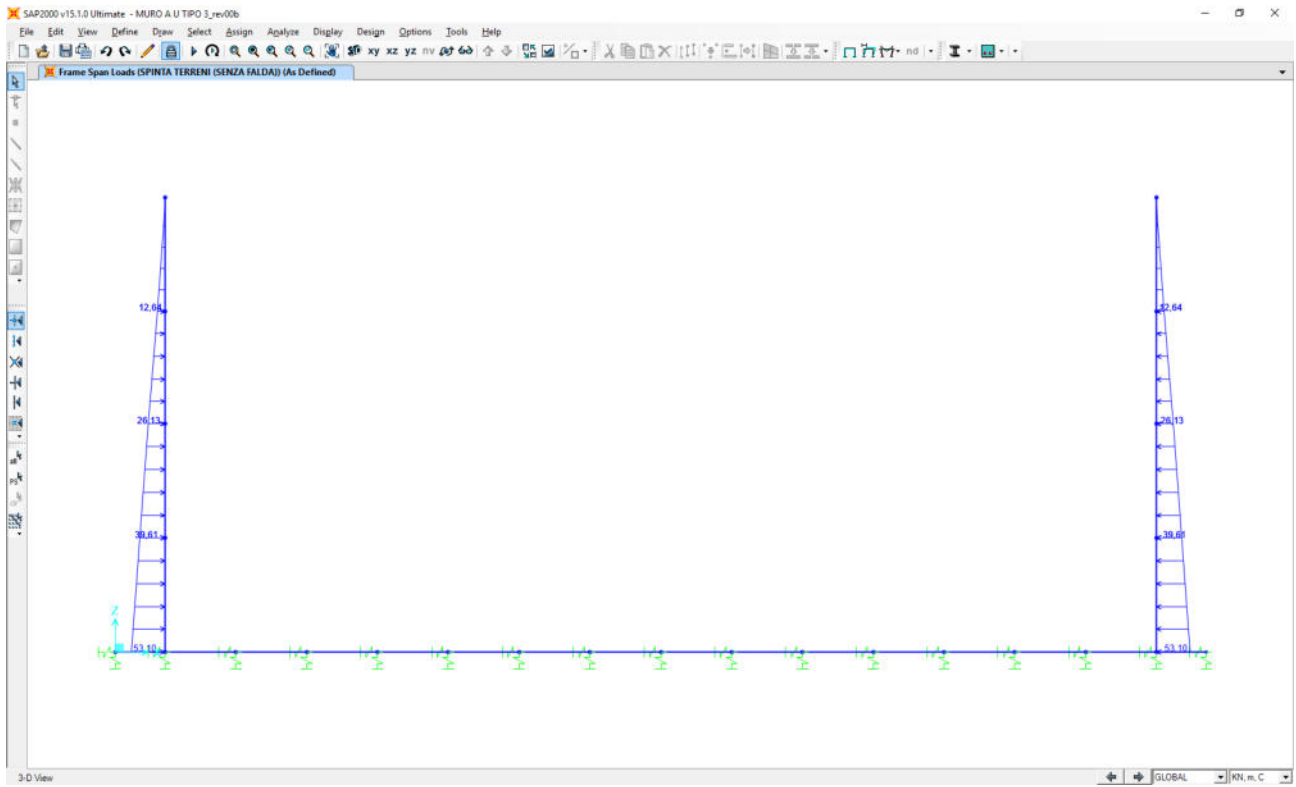
### 18.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



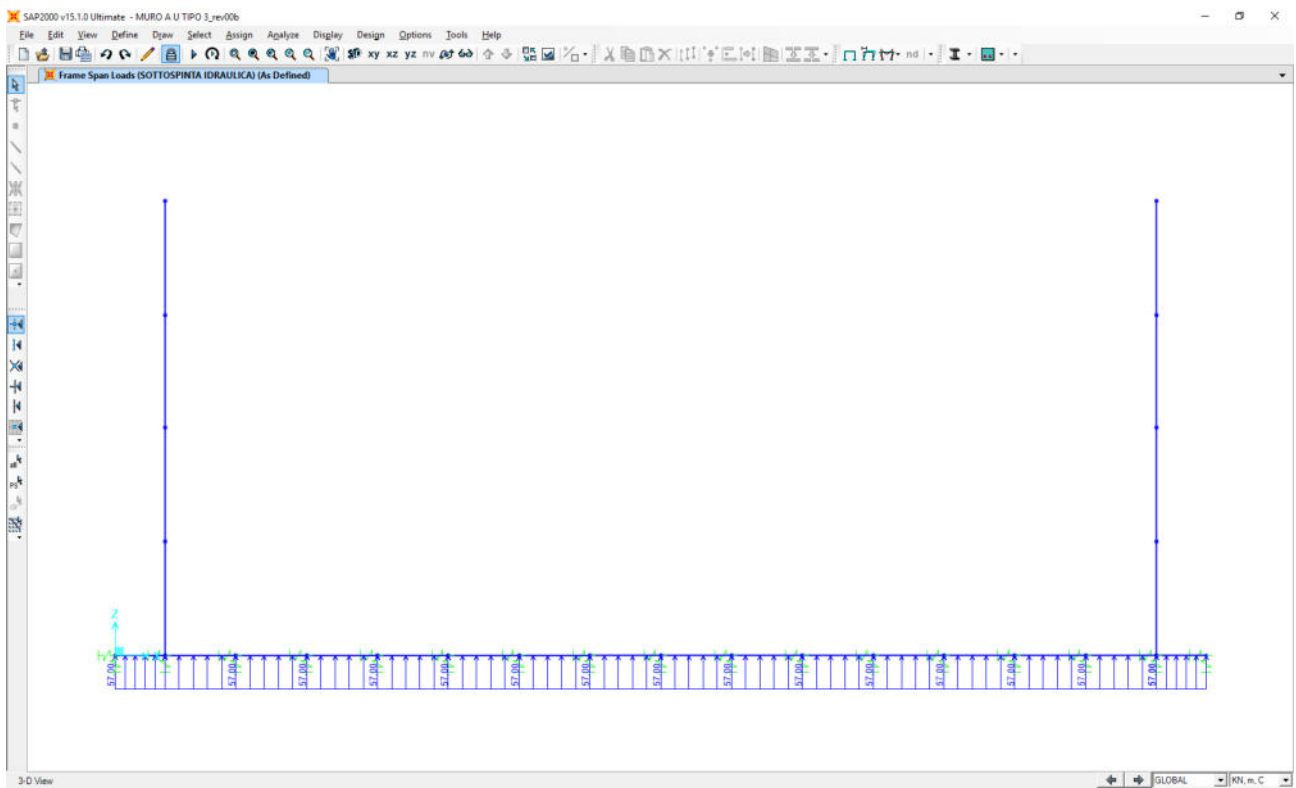
### 18.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



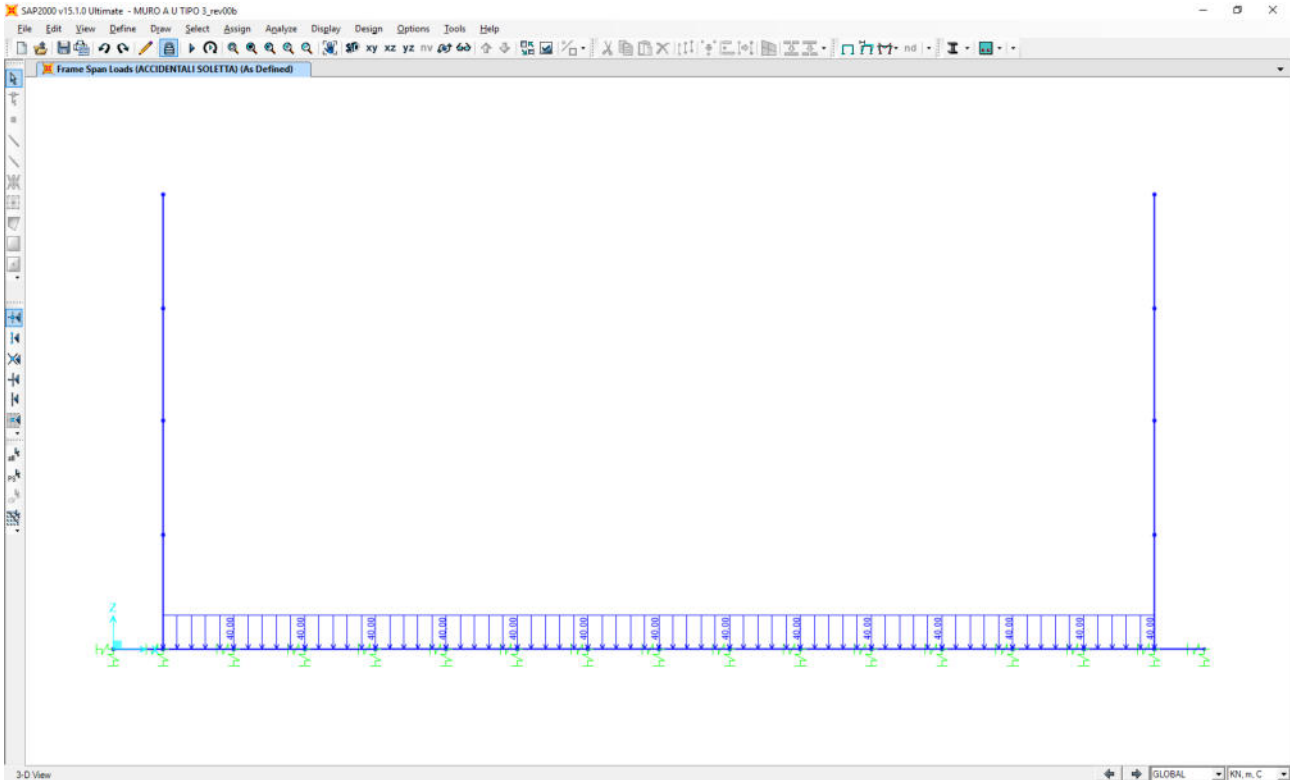
### 18.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



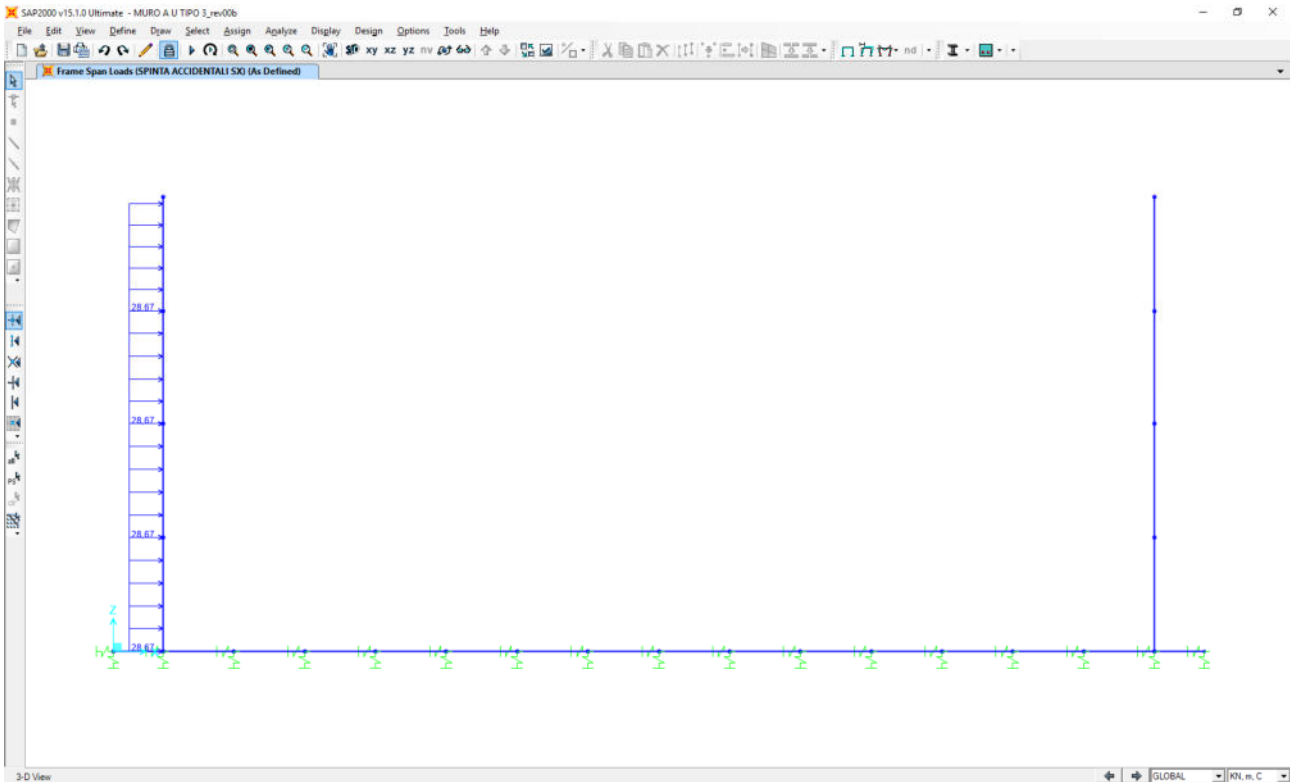
### 18.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



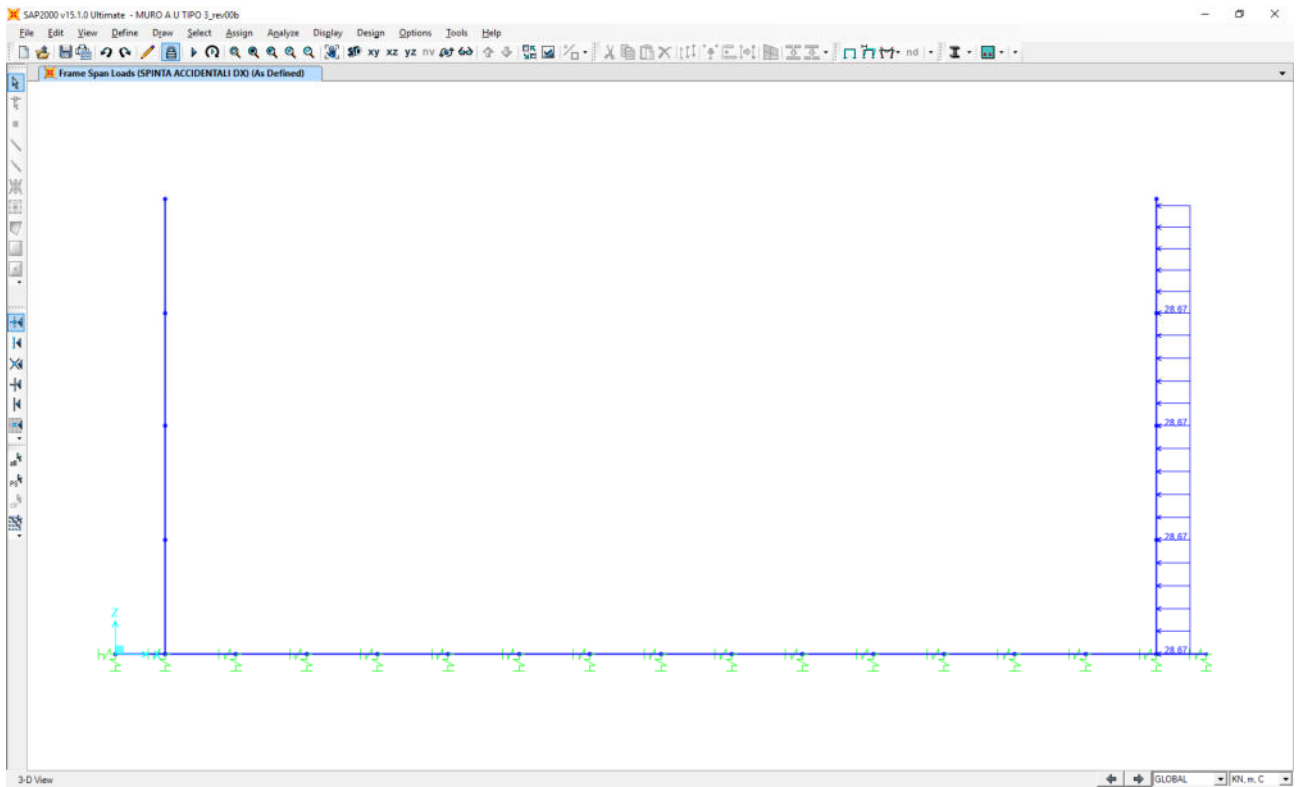
### 18.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



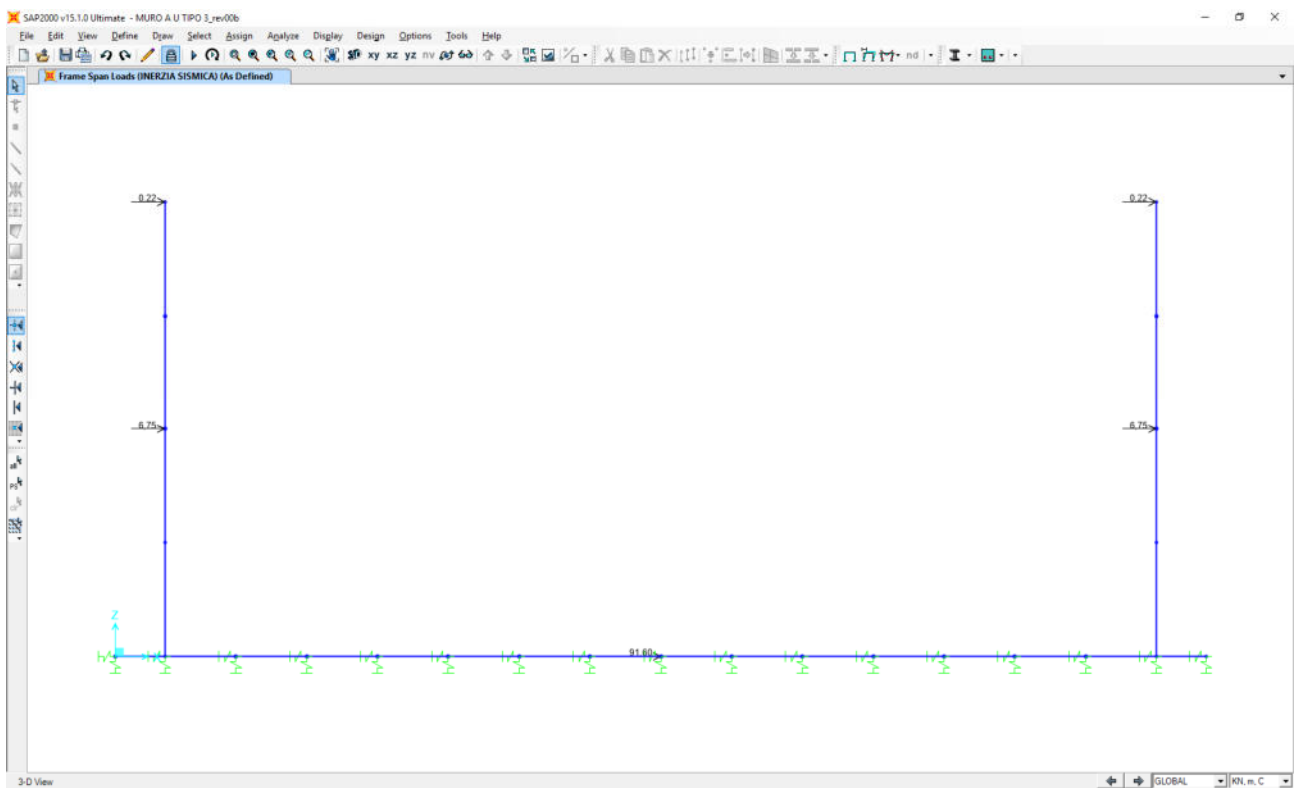
### 18.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



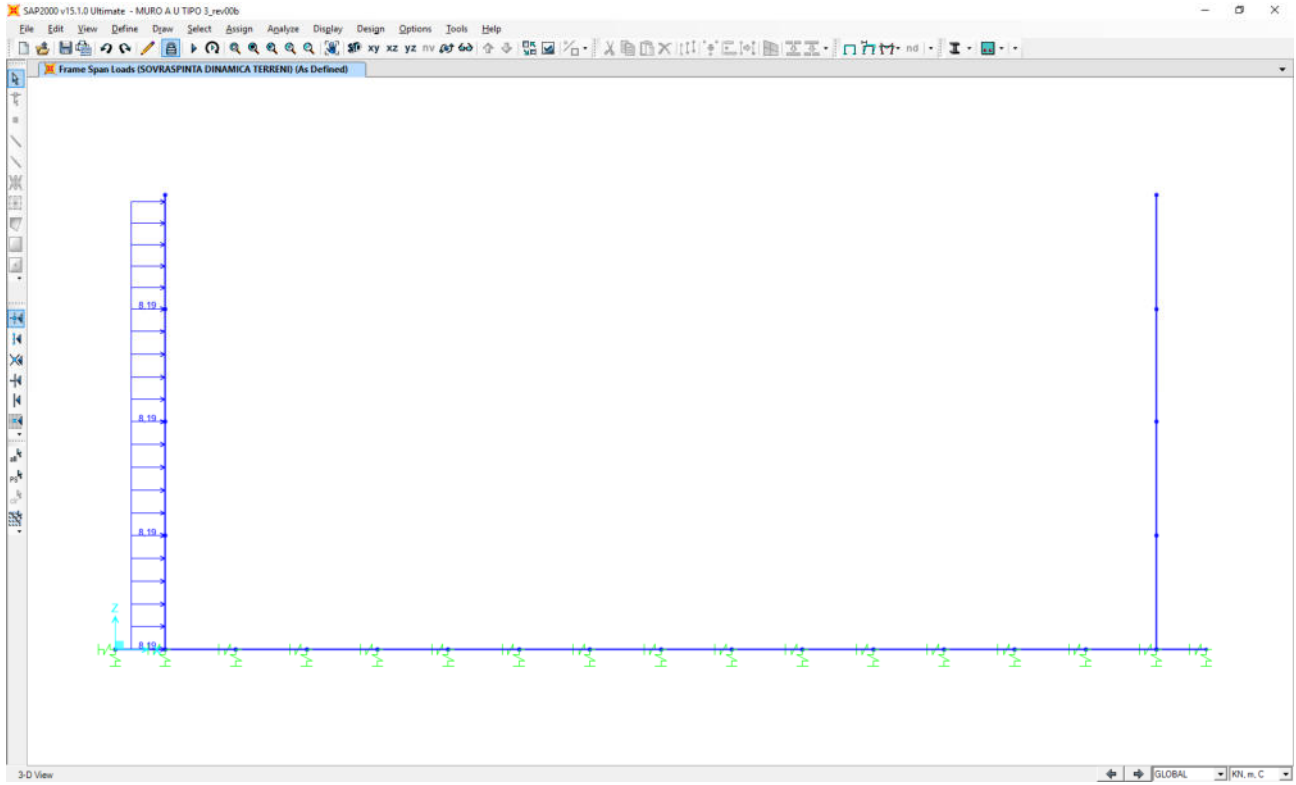
### 18.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



### 18.5.11 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



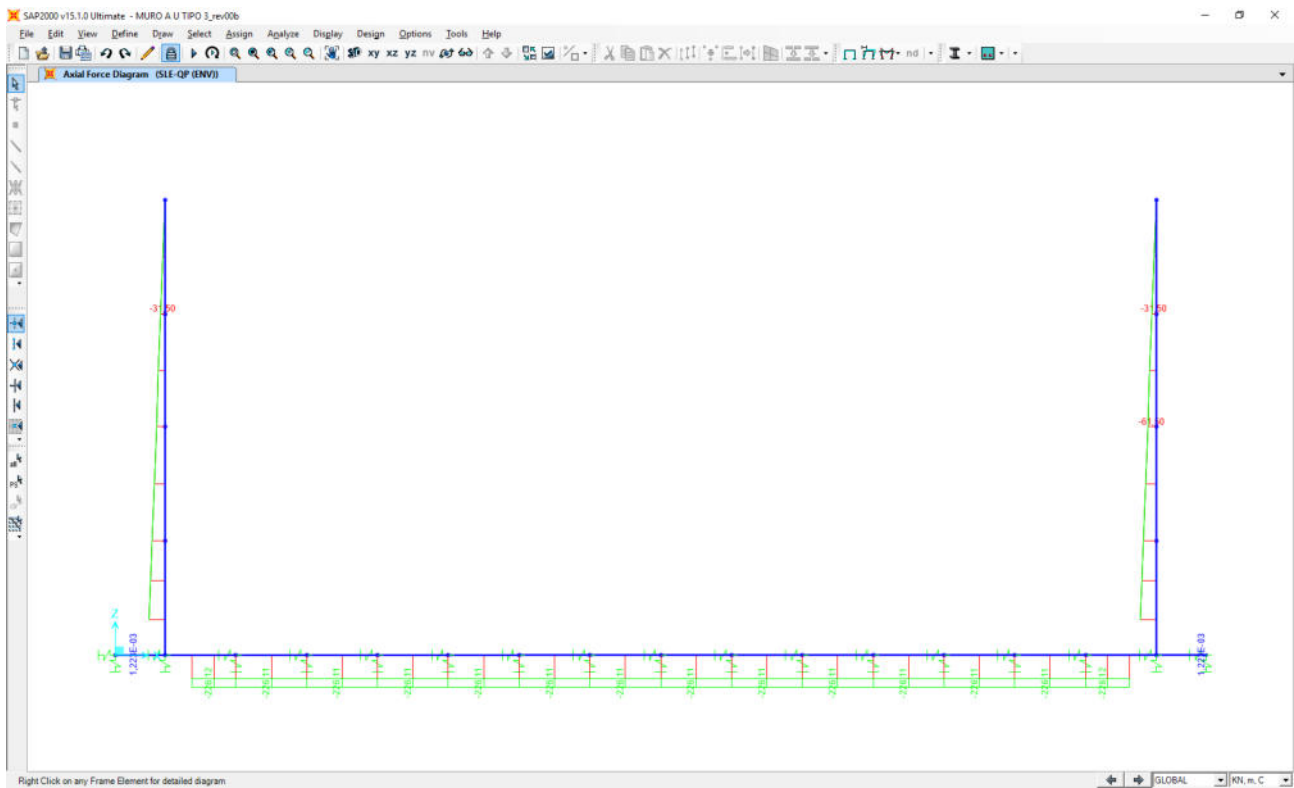
### 18.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



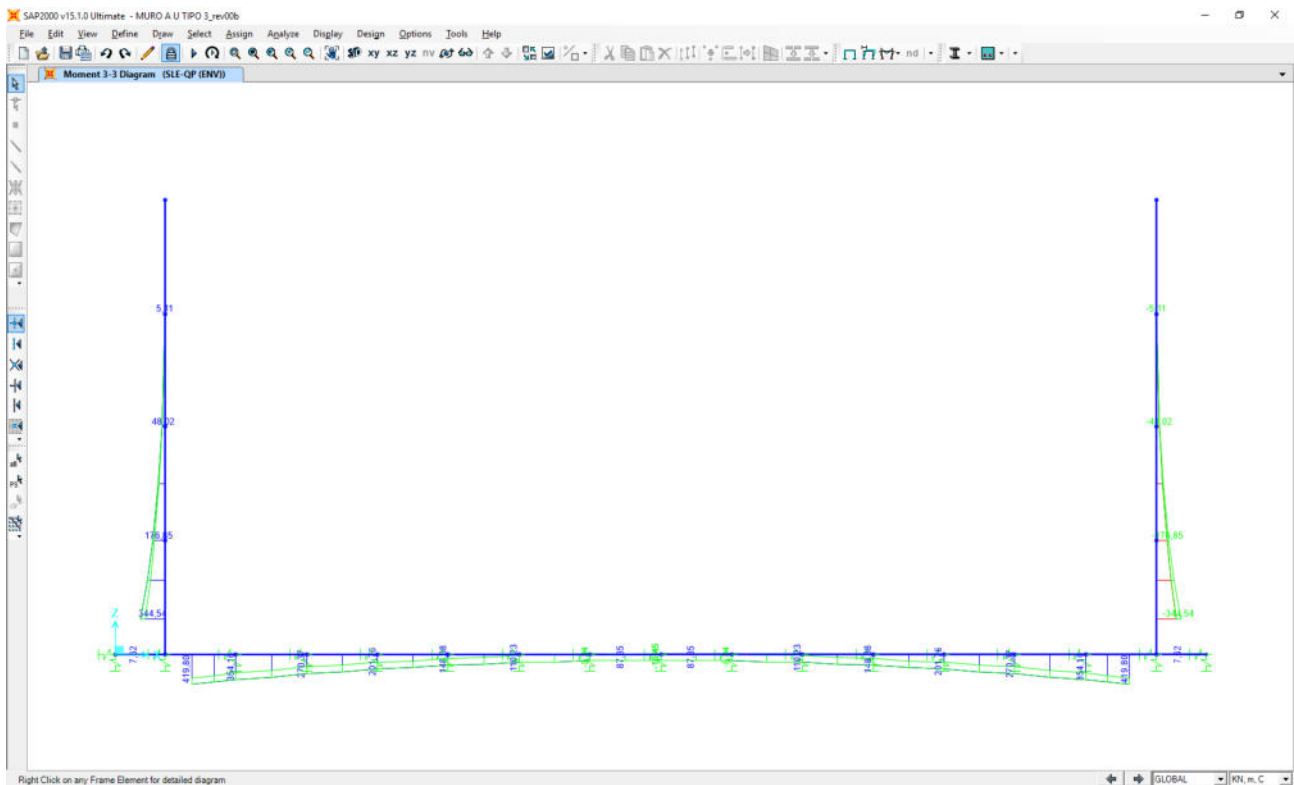
## 19 MURO A "U" TIPO 3/4- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

### 19.1 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:

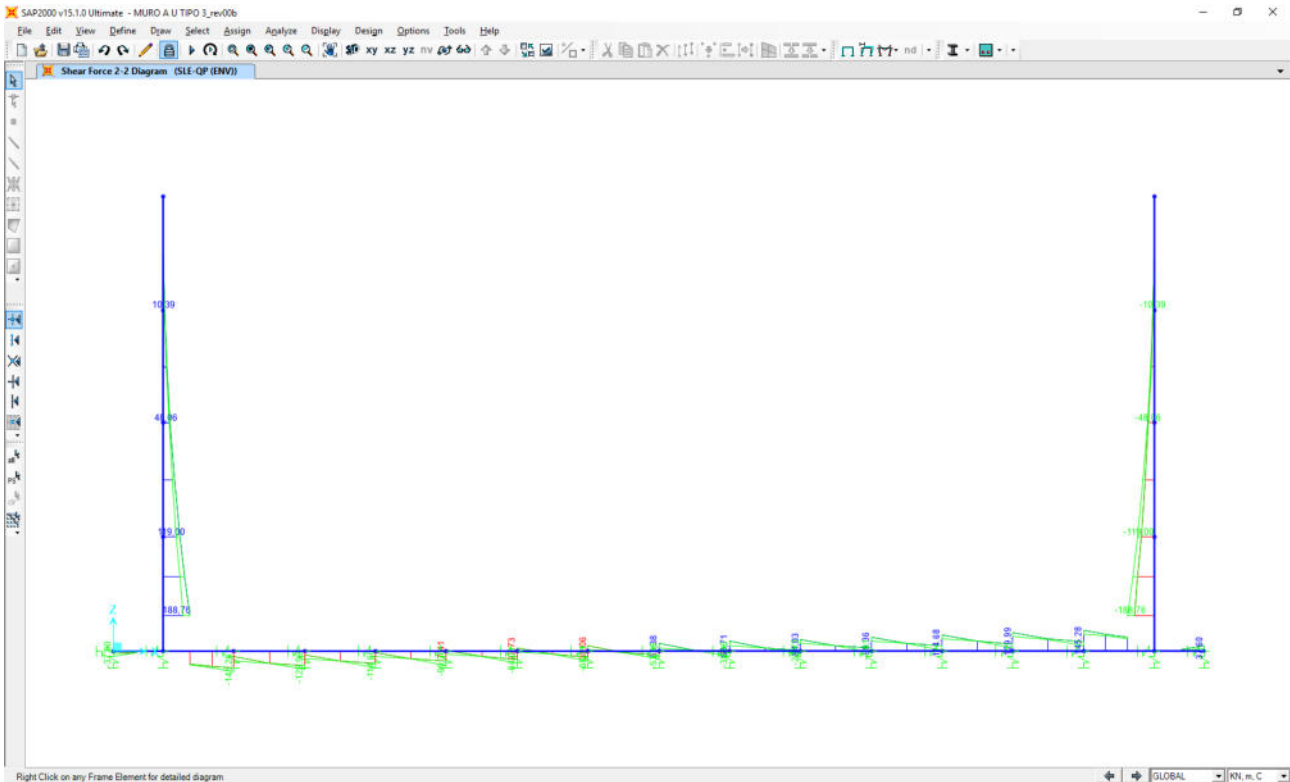


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



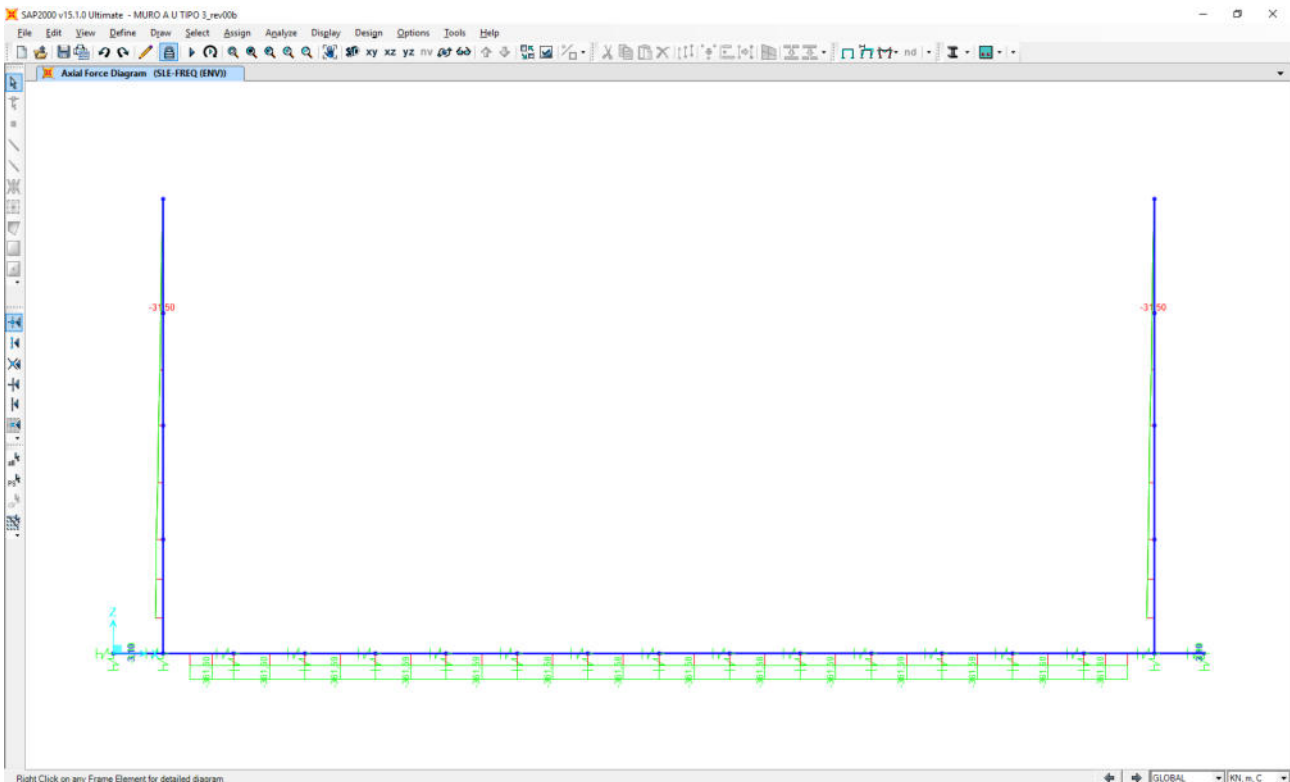


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

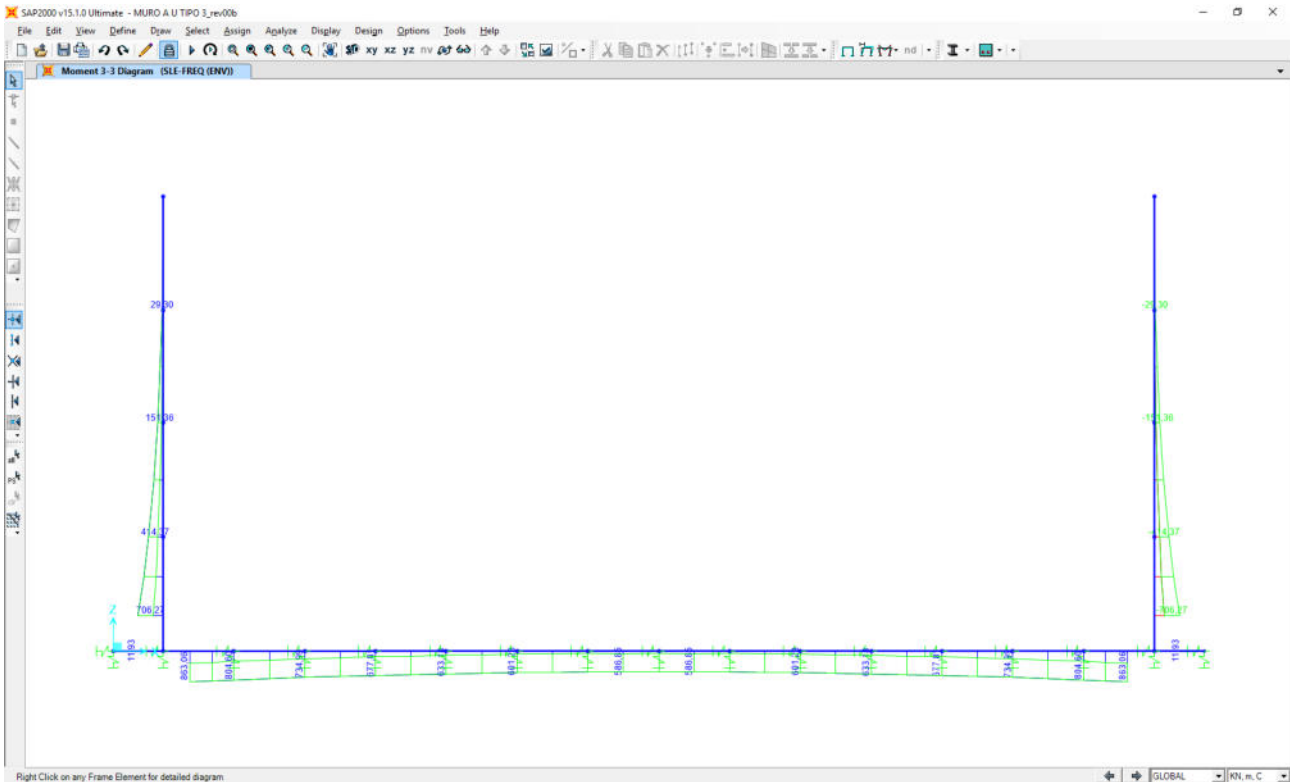


## 19.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

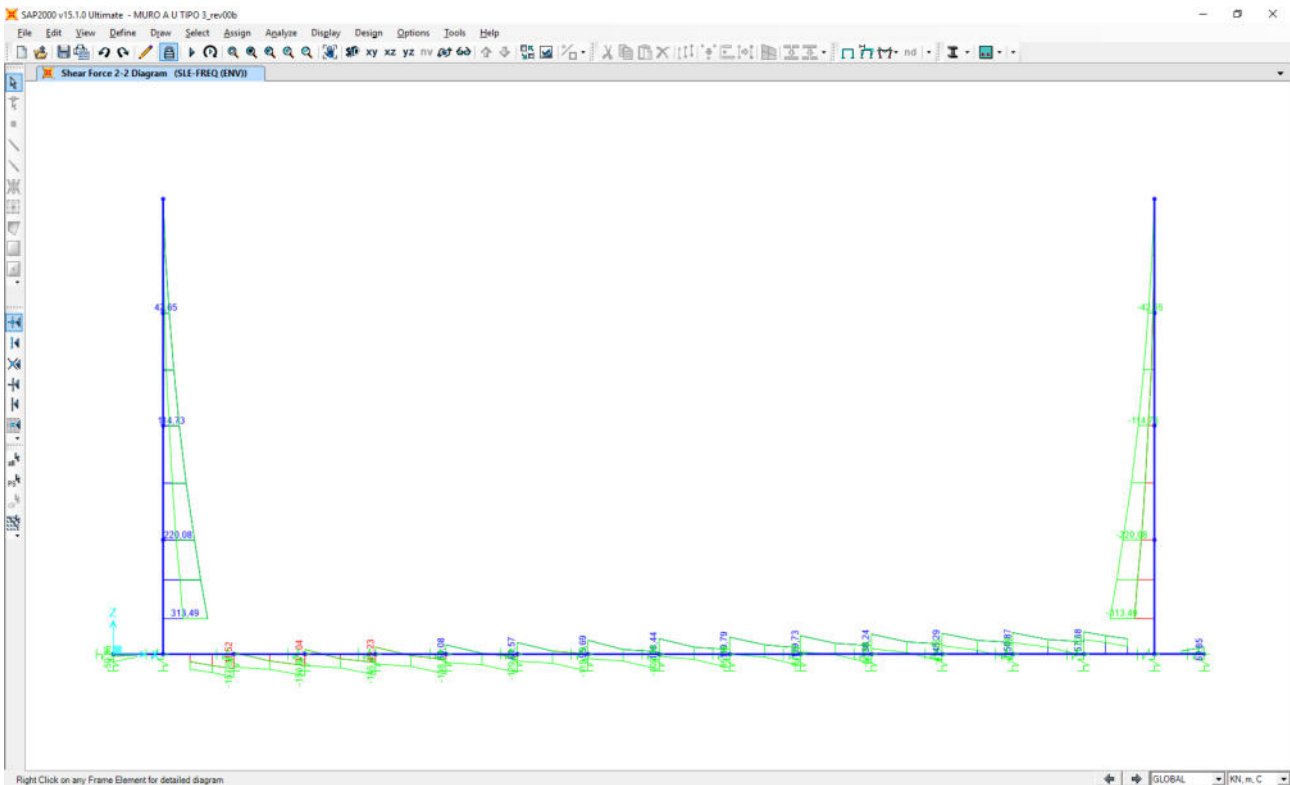
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

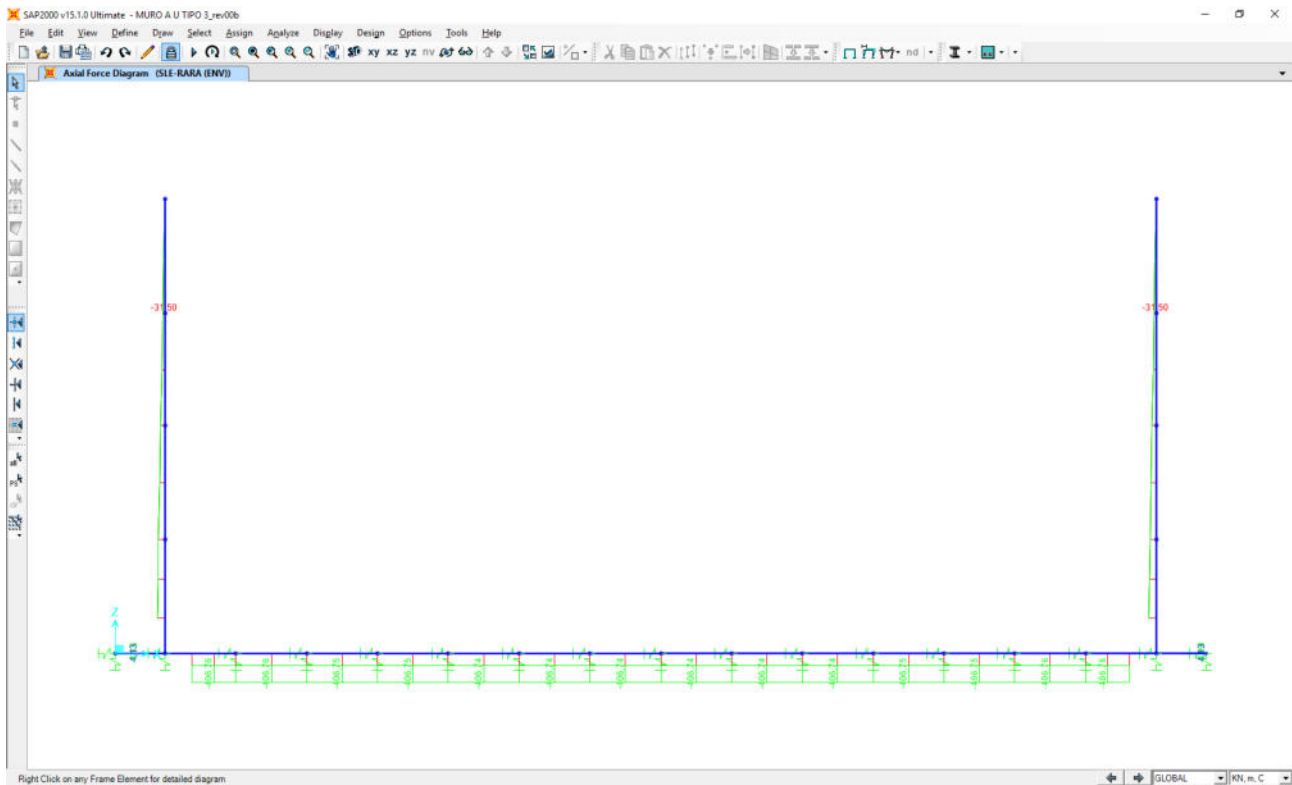


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

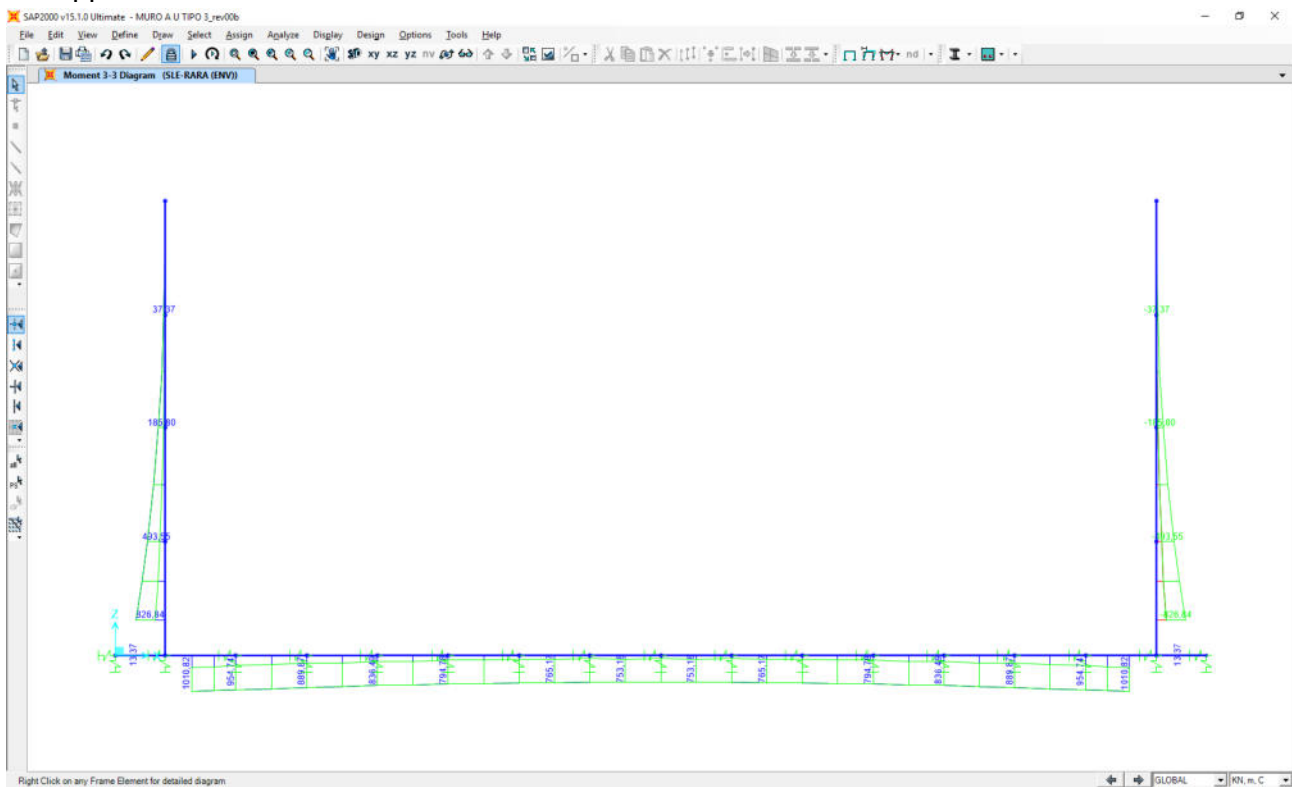


### 19.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

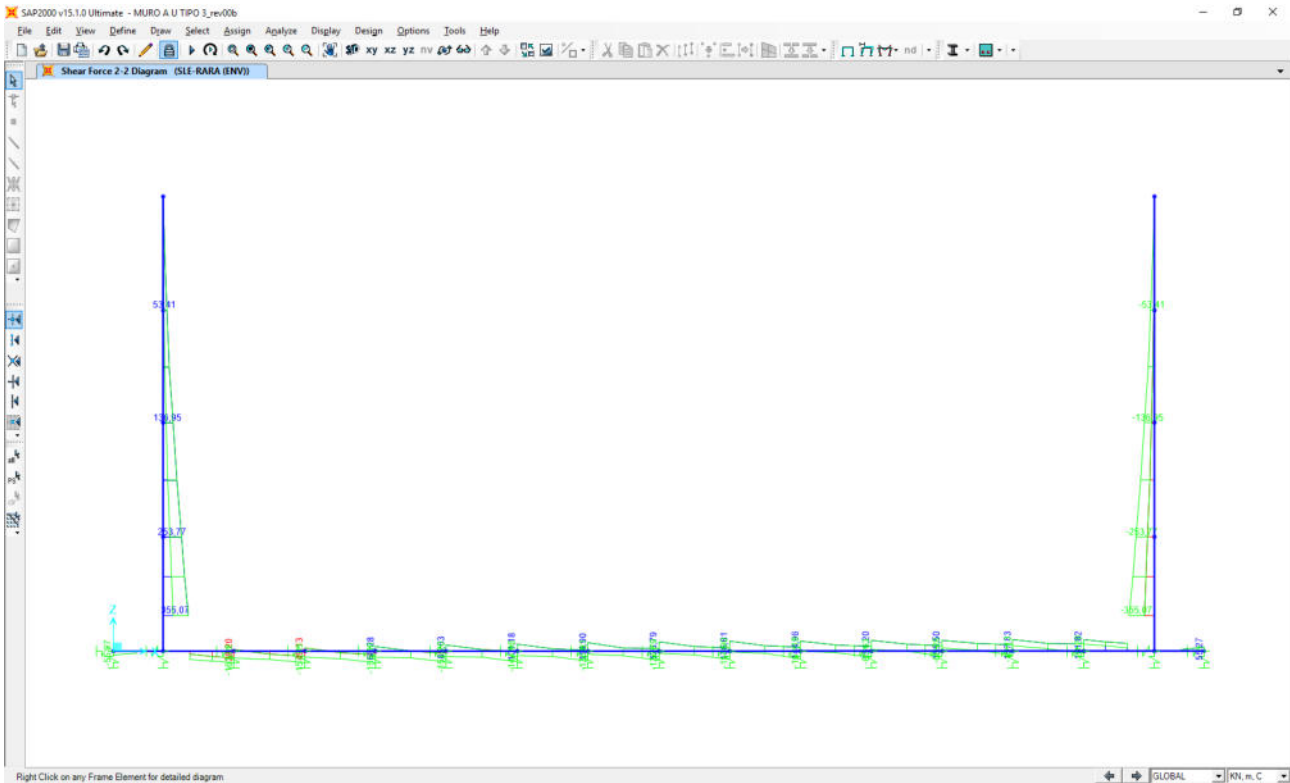
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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

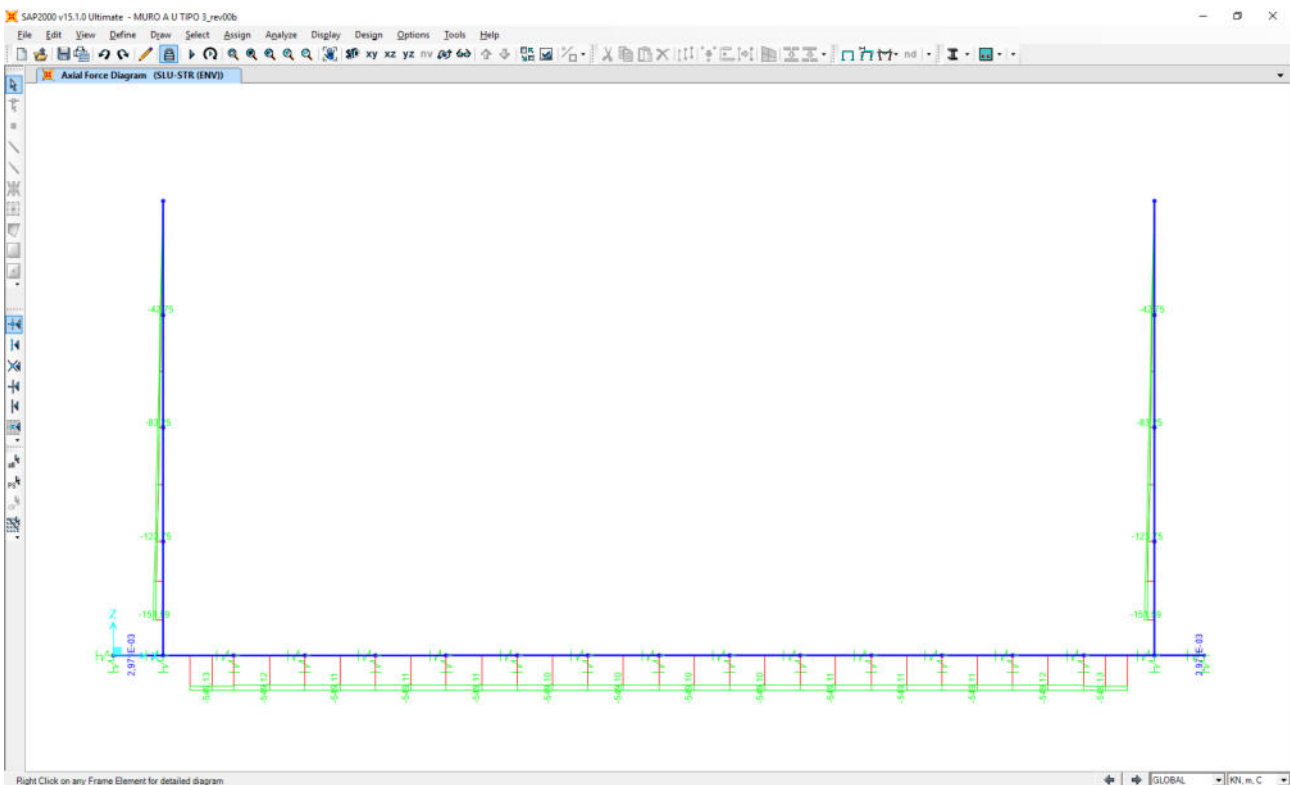


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

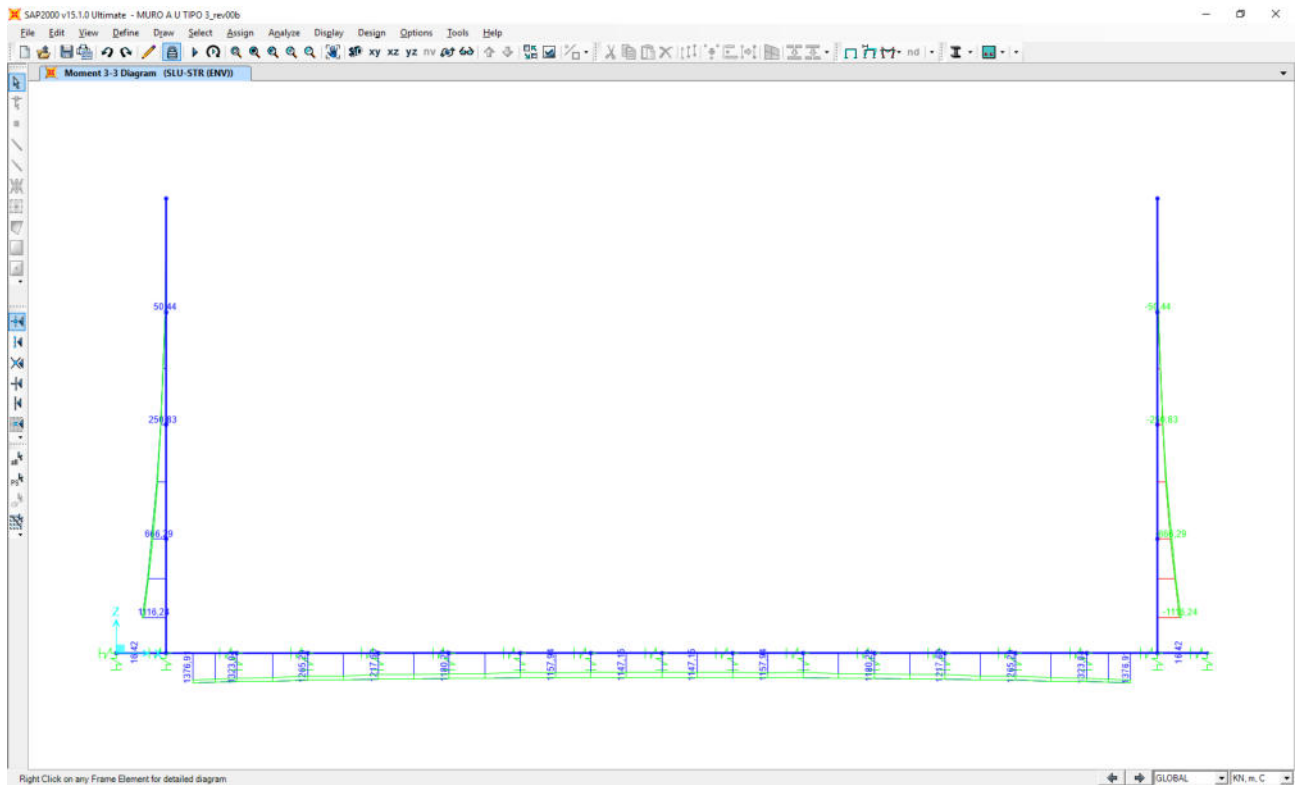


#### 19.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

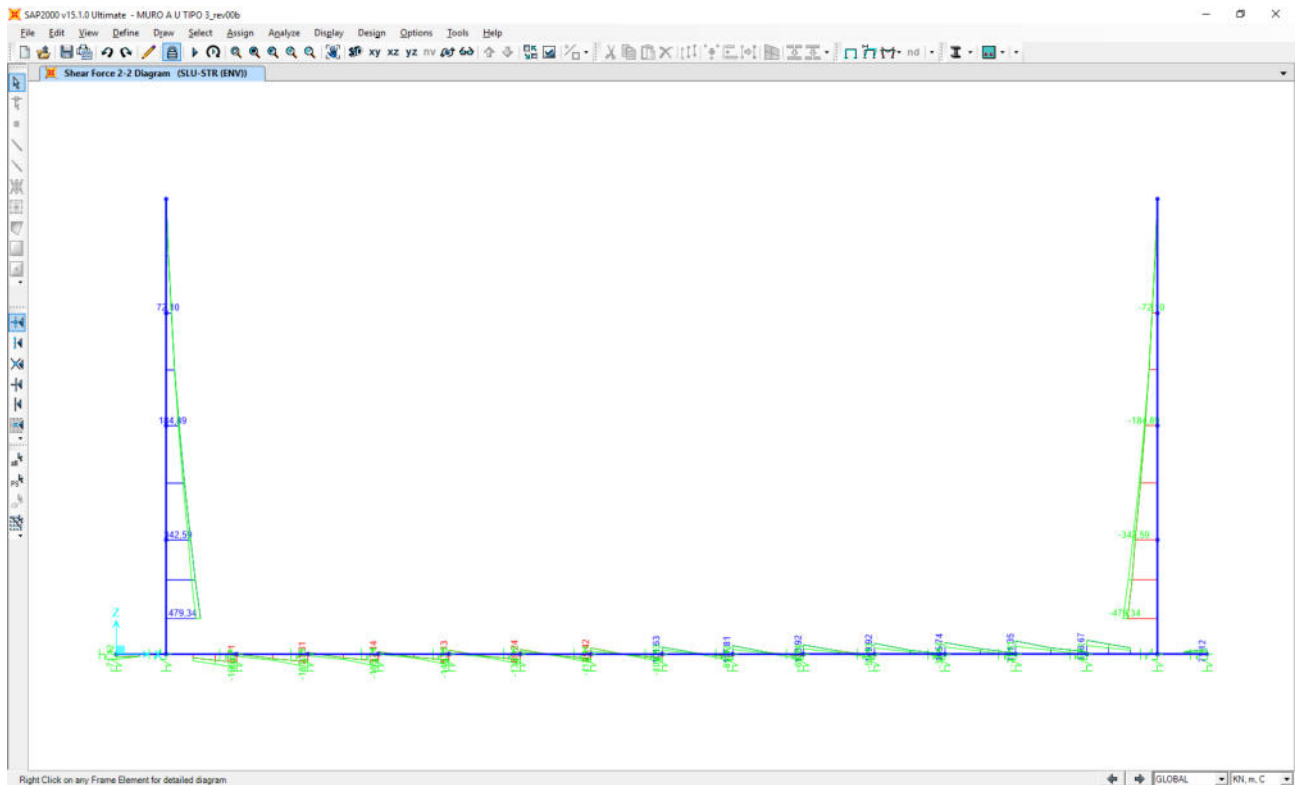
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

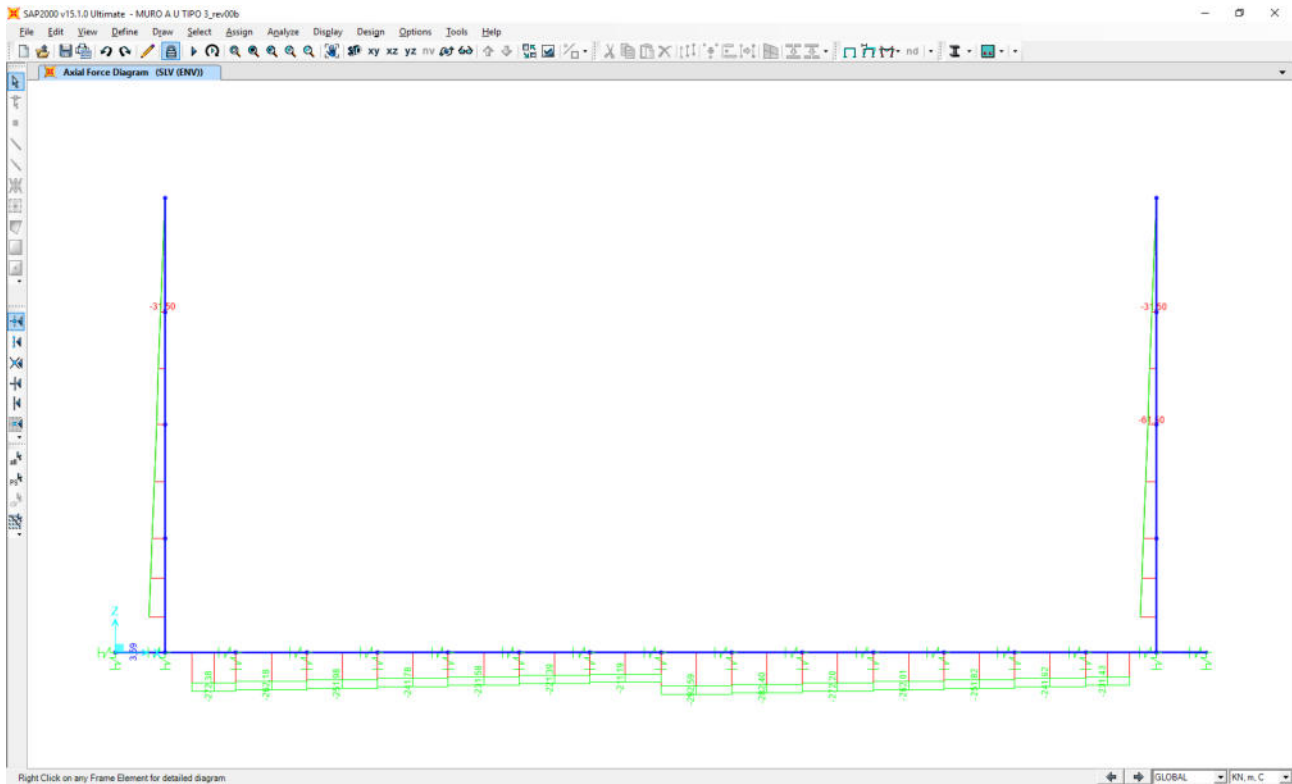


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

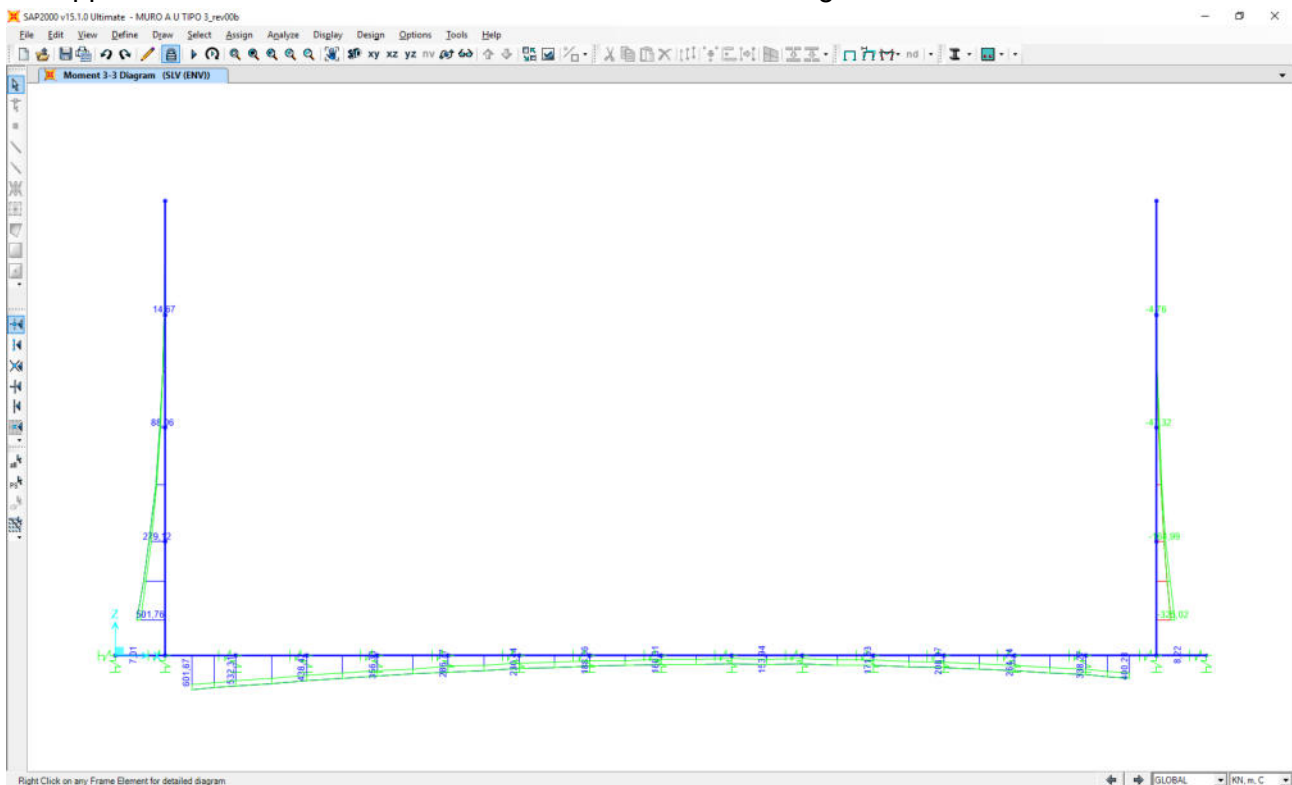


### 19.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

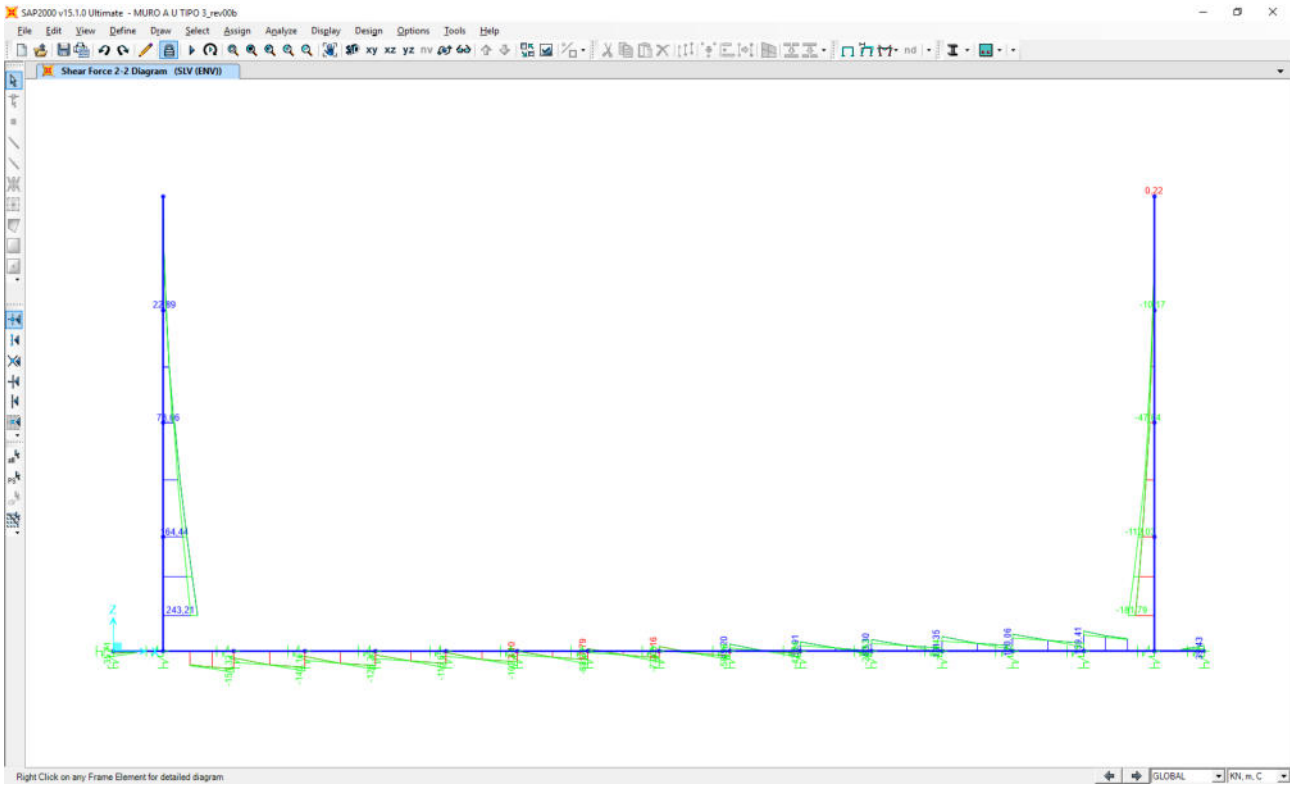
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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



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



## 20 MURO A "U" TIPO 3/4- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

### 20.1 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	$N_{max} + M + V$	-112,13	188,76	344,54
	$N + M_{max} + V$	-112,13	-188,76	-344,54
	$N + M + V_{max}$	-112,13	-188,76	-344,54
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-112,13	313,49	706,27
	$N + M_{max} + V$	-112,13	-313,49	-706,27
	$N + M + V_{max}$	-112,13	-313,49	-706,27
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-112,13	355,07	826,84
	$N + M_{max} + V$	-112,13	-355,07	-826,84
	$N + M + V_{max}$	-112,13	-355,07	-826,84
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-151,59	479,34	1116,24
	$N + M_{max} + V$	-112,88	-479,34	-1116,24
	$N + M + V_{max}$	-112,88	-479,34	-1116,24
SLV	$N_{max} + M + V$	-112,13	243,21	501,76
	$N + M_{max} + V$	-112,13	243,21	501,76
	$N + M + V_{max}$	-112,13	243,21	501,76

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

### 20.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,75 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø16/20** interni
- **Ø24/10** 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 **Ø10/20x20**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **45 mm**.



## 20.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

### 20.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 112,13$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -344,54$  kNm.

**Titolo:** [ ]

**N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	45,24	6,7
			2	10,05	68,7

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

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

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

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

**Calcoli:**  
 $\sigma_c$  -4,556 N/mm²  
 $\sigma_s$  114,9 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,5745 ‰  
 d 68,3 cm  
 x 25,47    x/d 0,3729  
 $\delta$  0,9062

**Verifica:**  Precompresso

**N° iterazioni:** 4

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,56$  N/mm² <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm²
- $\sigma_s = 114,90$  N/mm² <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 20.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 112,13$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -706,27$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	6,7
2	10,05	68,7
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. Metodo n
  - $N_{Ed}$ : 0
  - $M_{Ed}$ : -706,27 kNm
  - $M_{yEd}$ : 0
- P.to applicazione N:**
  - Centro
  - Baricentro cls
  - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Materiali:**
  - B450C:  $E_{su} = 67,5$ ‰,  $f_{yd} = 391,3$  N/mm²,  $E_s = 200.000$  N/mm²,  $E_s/E_c = 15$ ,  $E_{syd} = 1,957$ ‰,  $\sigma_{s,adm} = 255$  N/mm²
  - C25/30:  $\epsilon_{c2} = 2$ ‰,  $\epsilon_{cu} = 3,5$ ,  $f_{cd} = 14,17$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$ ,  $\sigma_{c,adm} = 9,75$
- Results:**
  - $\sigma_c = -9,195$  N/mm²
  - $\sigma_s = 246,8$  N/mm²
  - $\epsilon_s = 1,234$ ‰
  - $d = 68,3$  cm
  - $x = 24,49$ ,  $x/d = 0,3585$
  - $\delta = 0,8881$
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:** [Unchecked]

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,20$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 246,80$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 20.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 112,13$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -826,84$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Z
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	6,7
2	10,05	68,7
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n.  $N_{Ed} = 112,13$  kN,  $M_{xEd} = -826,84$  kNm,  $M_{yEd} = 0$ .
- P.to applicazione N:** Centro.  $xN = 0$ ,  $yN = 0$ .
- Materiali:** B450C, C25/30.  $\sigma_c = -10,74$  N/mm²,  $\sigma_s = 290,8$  N/mm².
- Verifica:** N° iterazioni: 4.  Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 10,74$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,60 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 290,80$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 20.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$  → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$  → combinazione frequente.

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

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

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

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	114,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	246,80	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	12,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	150,00	[mm]

**VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA**

### 20.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A <sub>s</sub>	45,24	cm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> '	10,05	cm <sup>2</sup>	
			y <sub>G As</sub> (*)	6,70	cm	(*) da lembo teso	y <sub>G As'</sub> (*)	68,70	cm
c <sub>f</sub> effettivo	4,5	cm	x (cm) (*)	n <sub>ferri</sub>	Φ (mm)	x (cm) (*)	n <sub>ferri</sub>	Φ (mm)	
c <sub>f</sub> norma	4,5	cm	6,7	10	24	68,7	5	16	
d	68,30	cm							
R <sub>ck</sub>	30	MPa							
f <sub>ctm</sub>	2,61	MPa							
f <sub>ctk</sub>	1,82	MPa							
E <sub>s</sub>	210000	MPa							
n	15		Φ <sub>medio</sub>	24	mm	Φ <sub>staffe</sub>	10	mm	
<b>Sezione interam. reagente</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>						
y <sub>G</sub>	35,56	cm	N	112,13	kN	carico assiale agente			
A <sub>ideale</sub>	8329	cm <sup>2</sup>	M	706,27	kN m	momento agente			
I <sub>ideale</sub>	4274658	cm <sup>4</sup>	e	629,87	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
			en	13,01	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d <sub>G</sub>	57,03	cm	baricentro armature			
			u	592,37	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-1020380,7	cm <sup>2</sup>				
			q	-394707735	cm <sup>3</sup>				
			y <sub>p</sub>	616,85	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y <sub>c</sub>	24,49	cm	asse neutro			
			A*	3278	cm <sup>2</sup>	area ideale			
			S <sub>n</sub> *	2986	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
			I <sub>n</sub> *	1841886,6	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ <sub>c</sub>	9,19	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ <sub>s</sub>	246,80	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>						
			N	112	kN	carico assiale agente			
			M <sub>F</sub>	330	kN m	momento di prima fessurazione			
			e	293,93	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
			u	256,43	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-181676,95	cm <sup>2</sup>				
			q	-28807443	cm <sup>3</sup>				
			y <sub>p</sub>	281,99	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y <sub>c</sub>	25,56	cm	asse neutro			
			A*	3385	cm <sup>2</sup>	area ideale			
			S <sub>n</sub> *	6568	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
			I <sub>n</sub> *	1852137,9	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ <sub>cr</sub>	4,36	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ <sub>sr</sub>	109,45	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
<b>Fessurazione indotta da:</b>									
carichi									
<b>Caratteristiche ambiente:</b>									
molto o moderatamente aggressivo									
β <sub>1</sub>	1								
β <sub>2</sub>	0,5								
k <sub>1</sub>	0,8								
k <sub>2</sub>	0,5								
k	-								
h <sub>A</sub> cls eff	16,75	cm							
A <sub>cls</sub> eff	1675,00	cm <sup>2</sup>							
ρ <sub>r</sub>	0,0270								
σ <sub>s</sub>	246,80	MPa							
σ <sub>sr</sub>	109,45	MPa							
ε <sub>sm</sub>	0,00106								
s <sub>rm</sub>	138,9	mm							
w <sub>m</sub>	0,147	mm							
β	1,7								
χ	1								
w <sub>k</sub>	0,25	mm							
w <sub>k</sub> limite	0,3	mm							
w <sub>k</sub>	<	w <sub>k</sub> limite							

## 20.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 112,88$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -1116,24$  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	75	1	45,24	6,7
			2	10,05	68,7

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 112,88 kN  
 M<sub>xEd</sub>: -1116,24 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<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  
 ε<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

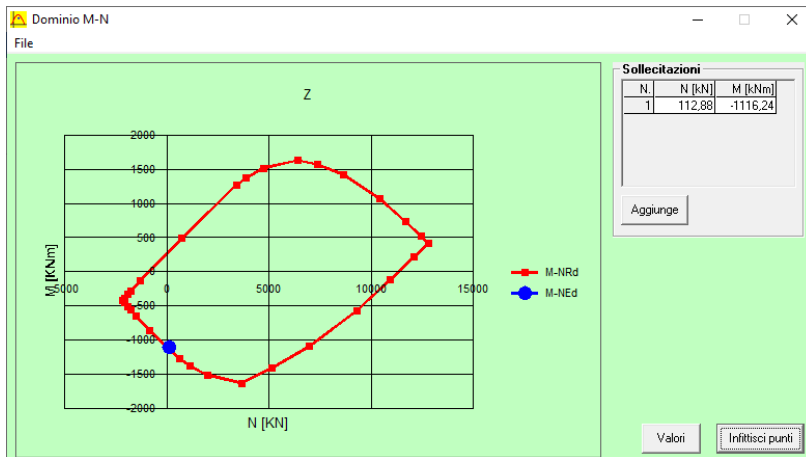
M<sub>xRd</sub>: -1.145 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 14,61 ‰  
 d: 68,3 cm  
 x: 13,2 x/d: 0,1933  
 δ: 0,7

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -1.145,00$  kNm  $>$   $M_{Sd} = -1116,24$  kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 20.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = -479,34$  kN.

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	70,50	[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:	$V_{S,d}$	479,34	[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	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	10,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	0,79	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	19,75	[cm <sup>2</sup> /m]

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	490,36	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	2.238,20	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	490,36	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,02	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

## 21 MURI A "U" TIPO 3/4- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

### 21.1 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	$N_{max} + M + V$	-226,12	-117,08	354,16
	$N + M_{max} + V$	-226,12	-95,39	419,80
	$N + M + V_{max}$	-167,26	-145,28	257,41
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-361,60	-114,74	804,60
	$N + M_{max} + V$	-361,60	-74,52	863,06
	$N + M + V_{max}$	-292,15	-157,68	669,15
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-406,76	-113,97	954,74
	$N + M_{max} + V$	-406,76	-67,57	1010,82
	$N + M + V_{max}$	-333,78	-161,82	806,40
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-549,13	-118,92	1323,04
	$N + M_{max} + V$	-549,13	-55,47	1376,91
	$N + M + V_{max}$	-469,67	-196,67	1158,72
SLV	$N_{max} + M + V$	-292,60	-29,97	147,86
	$N + M_{max} + V$	-272,38	-101,42	601,67
	$N + M + V_{max}$	-213,52	-151,32	435,56

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

### 21.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø16/20** superiori
- **Ø24/10** inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø16/40x80**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.



## 21.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

### 21.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 226,12$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 419,80$  kNm.

**Titolo:** [ ]

**N° strati barre:** 2 **Zoom:** [ ]

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,11	6,4
			2	45,24	94,8

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub> 0  226,12 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0  419,80 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>ct1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -3,204 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 86,88 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0,4344 ‰  
 d 94,8 cm  
 x 33,76 x/d 0,3561  
 δ 0,8852

**Verifica**  N° iterazioni: 4   
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,20 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 86,88 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 21.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 361,60$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 863,06$  kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Z
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

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

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	6,4
2	45,24	94,8
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n.  $N_{Ed} = 361,60$  kN,  $M_{xEd} = 863,06$  kNm,  $M_{yEd} = 0$ .
- P.to applicazione N:** Centro.
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include  $E_{su} = 67,5$ ‰,  $f_{yd} = 391,3$  N/mm²,  $E_s = 200.000$  N/mm²,  $E_c = 15$ ,  $f_{cd} = 14,17$ ,  $\sigma_c = -6,509$  N/mm²,  $\sigma_s = 188$  N/mm²,  $\epsilon_s = 0,94$ ‰,  $d = 94,8$  cm,  $x/d = 0,3418$ ,  $\delta = 0,8673$ .
- Verifica:** N° iterazioni: 4.  Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,51$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 188,00$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 21.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 406,76 \text{ kN}$ .

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 1010,82 \text{ kNm}$ .

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

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

Titolo: [ ]

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,11	6,4
			2	45,24	94,8

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

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

**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  
 $\epsilon_{su}$  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  
 $\tau_{c1}$  1,829

$\sigma_c$  -7,609 N/mm²  
 $\sigma_s$  221,7 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,109 ‰  
 d 94,8 cm  
 x 32,22 x/d 0,3398  
 $\delta$  0,8648

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,61 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 221,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 21.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

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

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

### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:  Armatura:

### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>86,88</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	<b>24</b>	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	<b>100,00</b>	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>188,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	250,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

## 21.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 549,13$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 1376,91$  kNm.

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

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,11	6,4
			2	45,24	94,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 549,13 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 1376,91 kNm  
 M<sub>Ed</sub>: 0  
 M<sub>Ed</sub>: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

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

M<sub>xRd</sub>: 1.815 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>: 20,76 ‰  
 d: 94,8 cm  
 x: 13,68 x/d: 0,1443  
 δ: 0,7

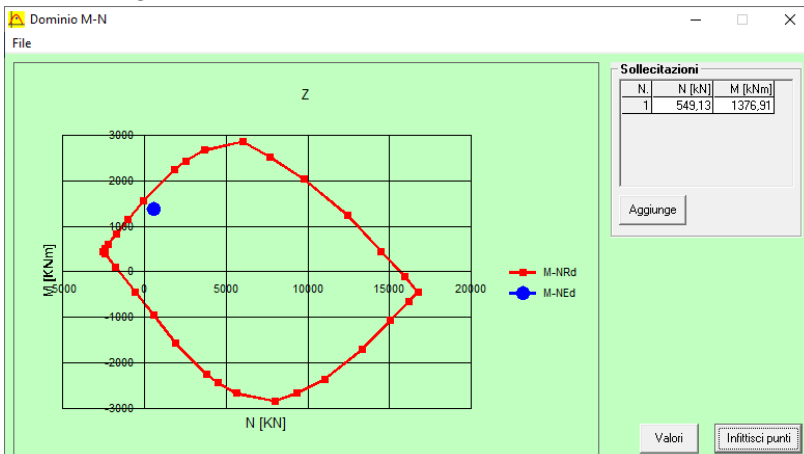
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
 Tipo flessione: Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 1.815,00 \text{ kNm} > M_{sd} = 1376,91 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 21.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{S,d} = 196,67$  kN.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[cm]

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C25/30"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <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:	<input type="text" value="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:	$V_{S,d}$	196,67	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

### ARMATURA LONGITUDINALE

	$n_{barre}$	$\varnothing_{barre}$ [mm]	$A_{barra}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,tot}$ [cm <sup>2</sup> ]
Primo strato di armatura tesa:	10	24	4,52	45,20
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				45,20

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,46	
Coefficiente $v_{min}$ :	$v_{min}$	0,307	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	$\rho_1$	0,0047	
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	381,15	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,94	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

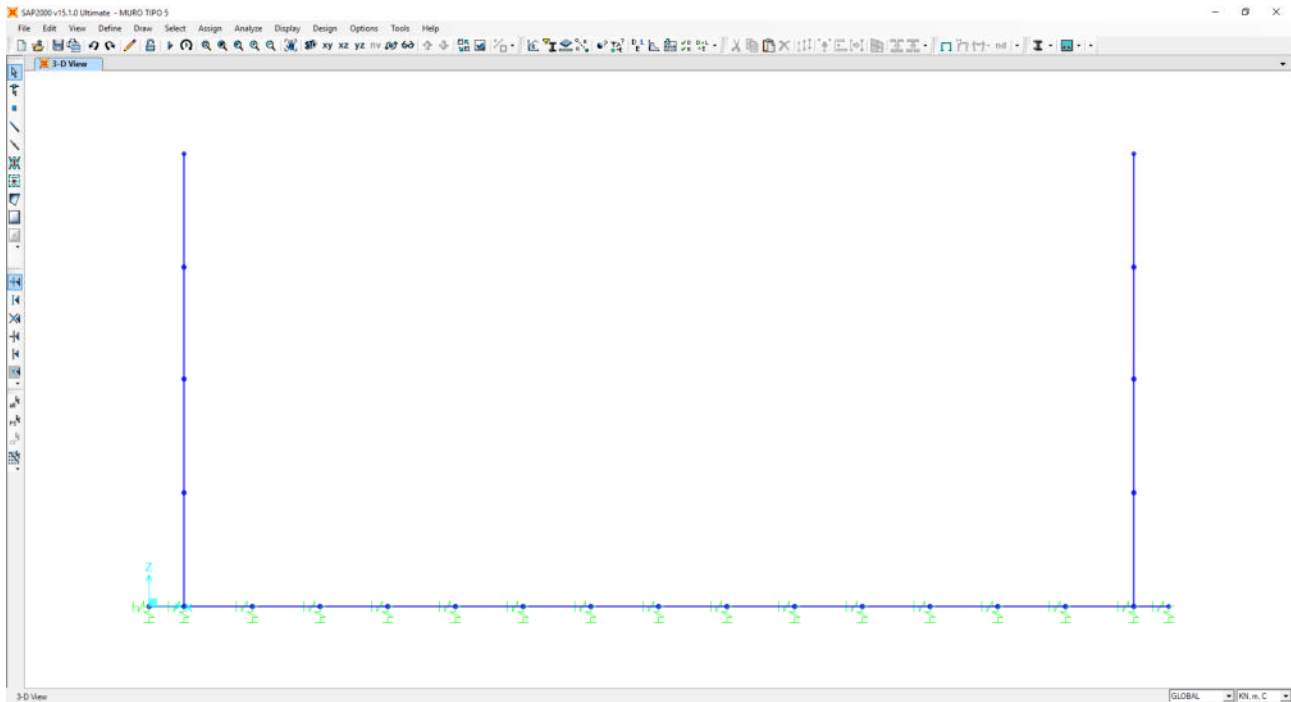
## 22 MURO A "U" TIPO 5 – MODELLO DI CALCOLO

### 22.1 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.

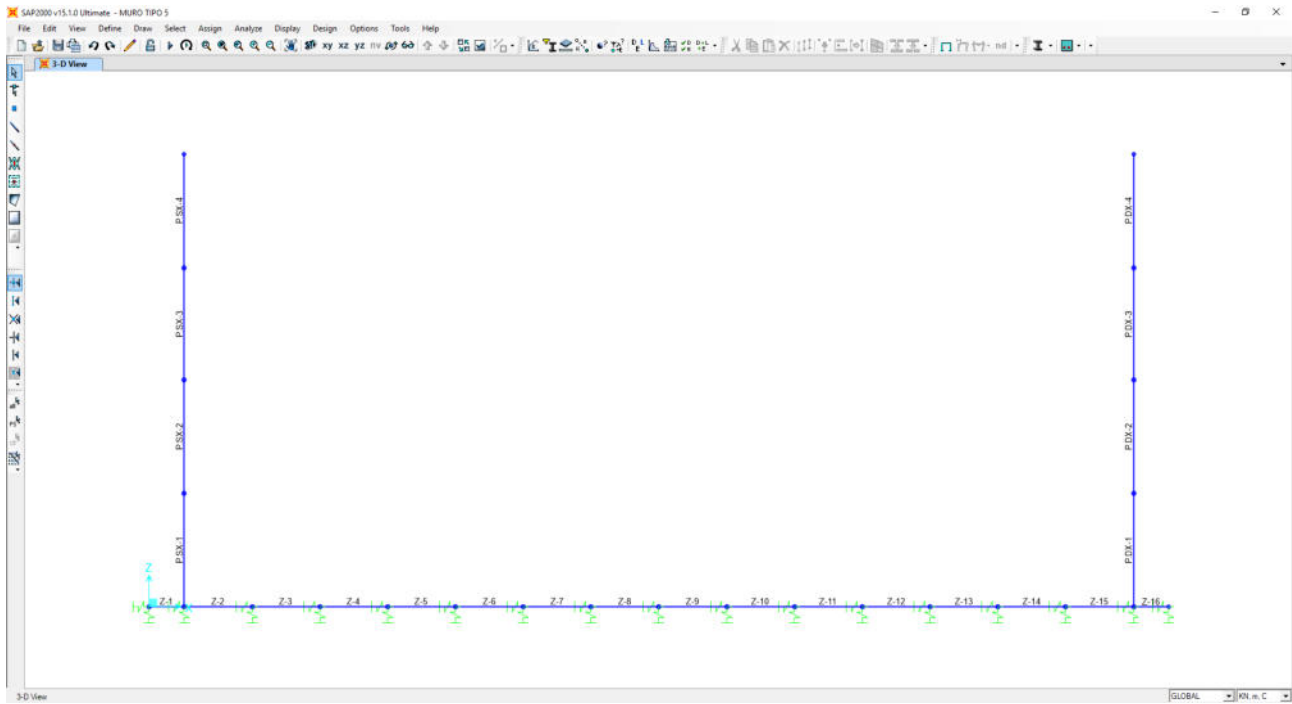
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



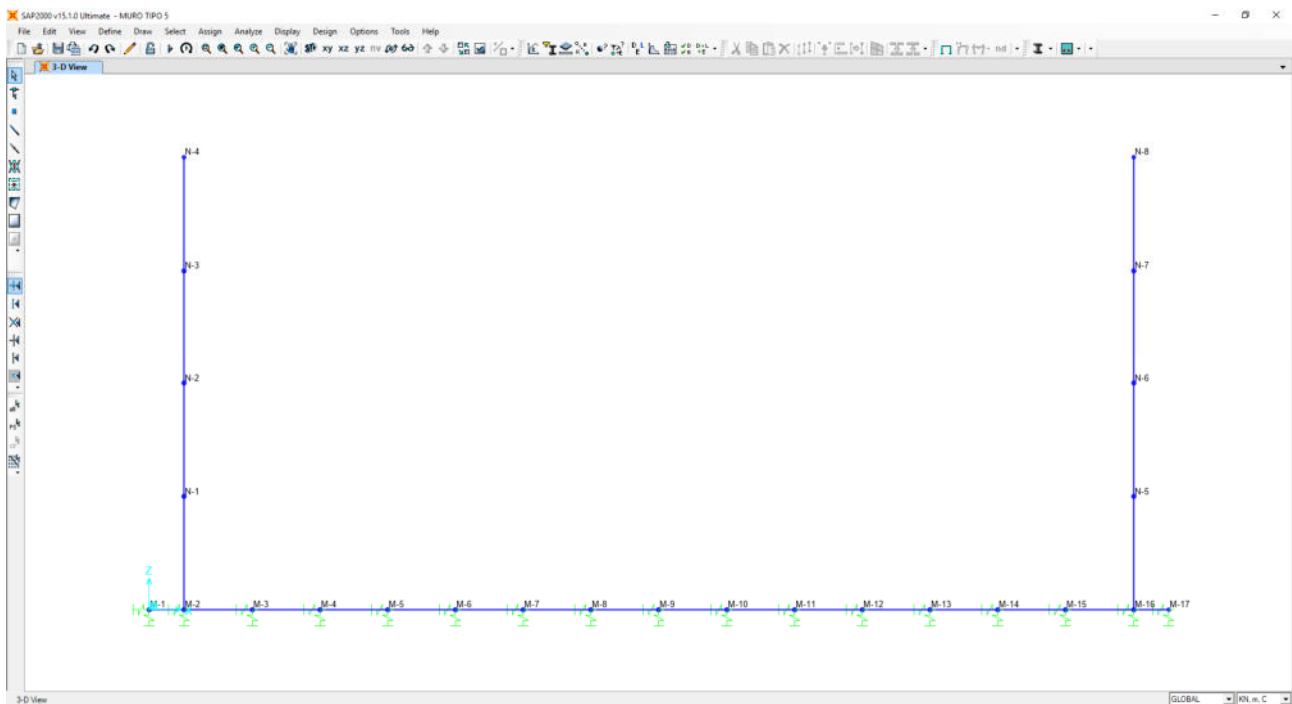
## 22.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



## 22.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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





## 22.4 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	0,700
M2	M3	0,993
M3	M4	0,993
M4	M5	0,993
M5	M6	0,993
M6	M7	0,993
M7	M8	0,993
M8	M9	0,993
M9	M10	0,993
M10	M11	0,993
M11	M12	0,993
M12	M13	0,993
M13	M14	0,993
M14	M15	0,993
M15	M16	0,993
M16	M17	0,700

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,350	5.250,00
M2	0,847	12.697,50
M3	0,993	14.895,00
M4	0,993	14.895,00
M5	0,993	14.895,00
M6	0,993	14.895,00
M7	0,993	14.895,00
M8	0,993	14.895,00
M9	0,993	14.895,00
M10	0,993	14.895,00
M11	0,993	14.895,00
M12	0,993	14.895,00
M13	0,993	14.895,00
M14	0,993	14.895,00
M15	0,993	14.895,00
M16	0,847	12.697,50
M17	0,350	5.250,00

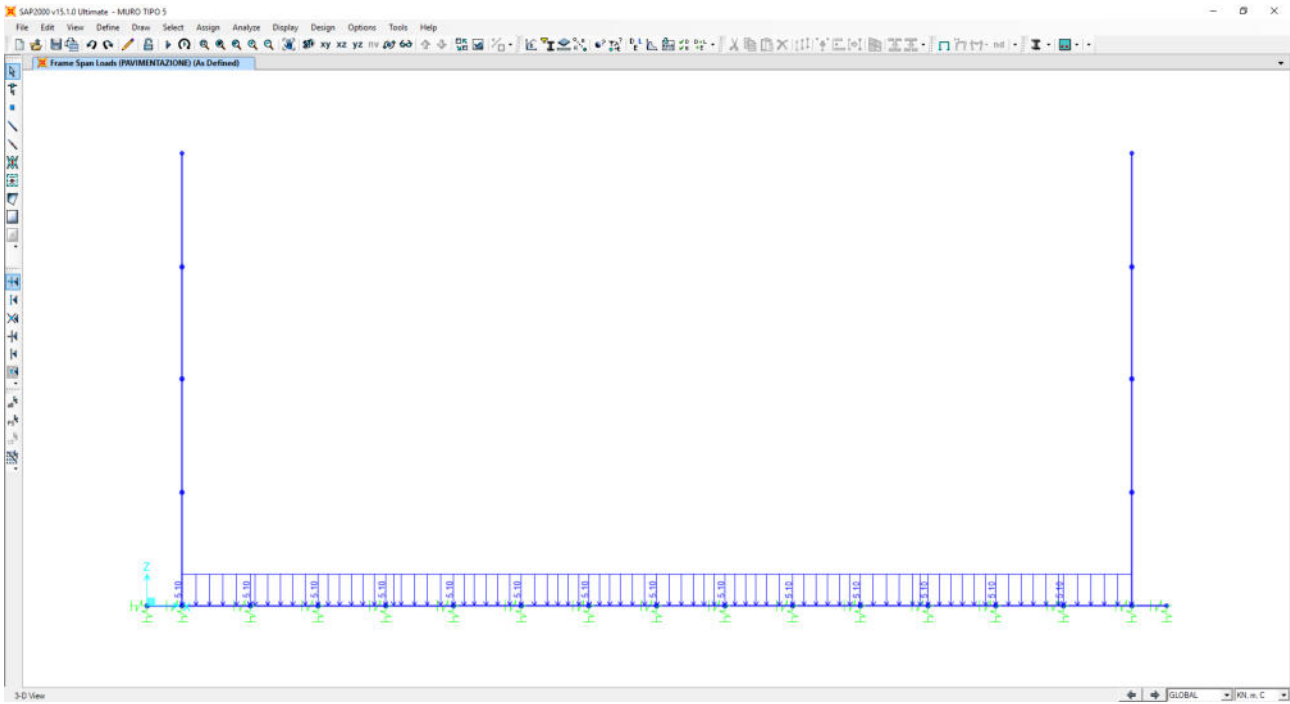
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

## 22.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

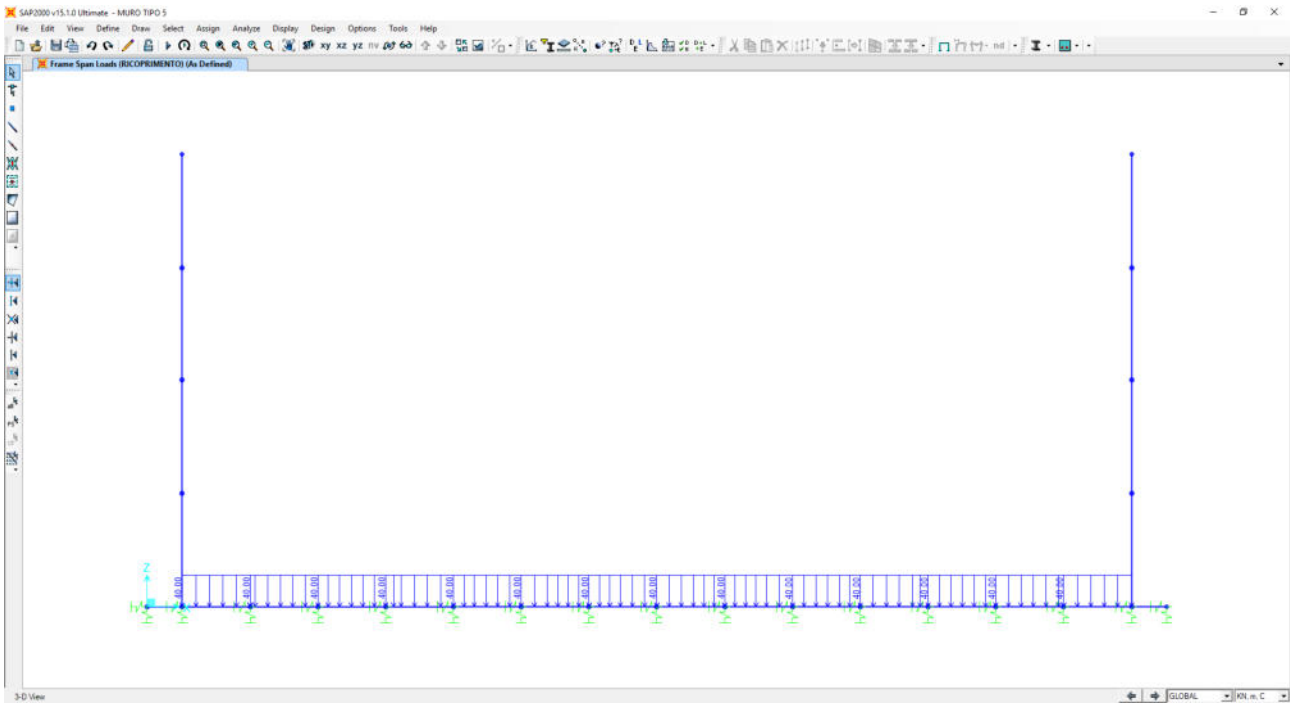
### 22.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

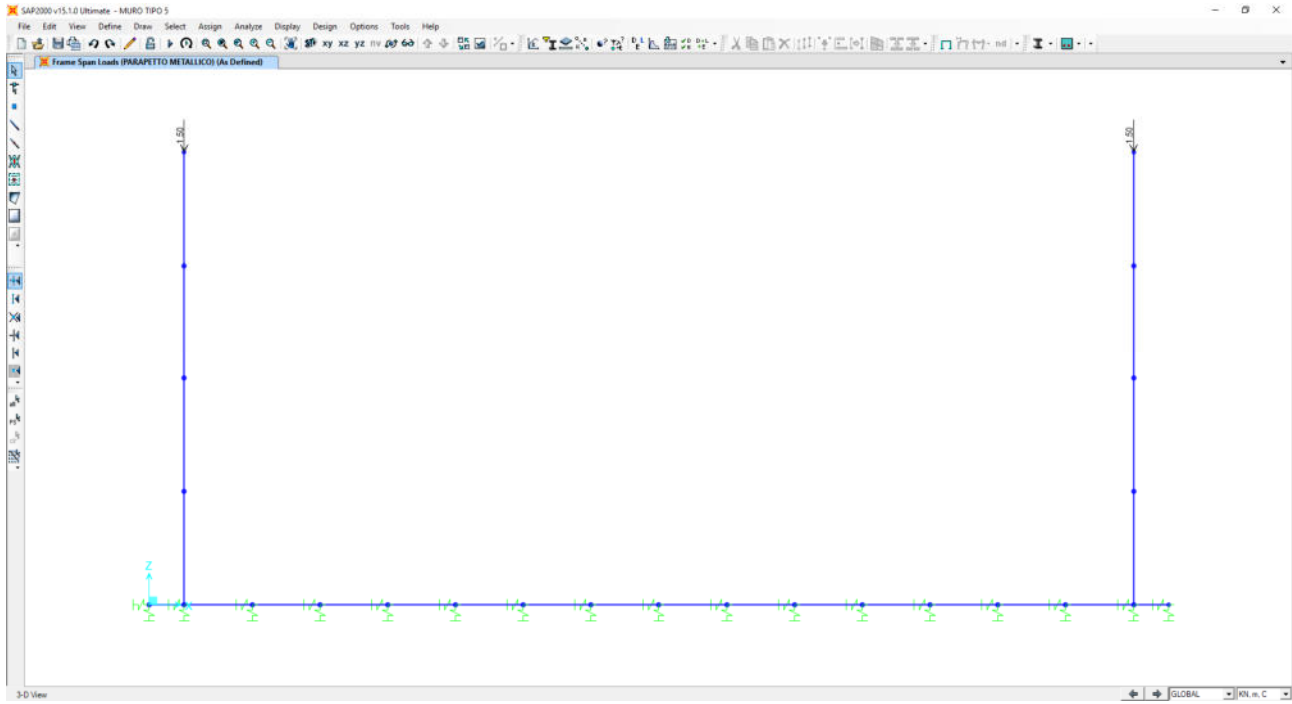
### 22.5.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE



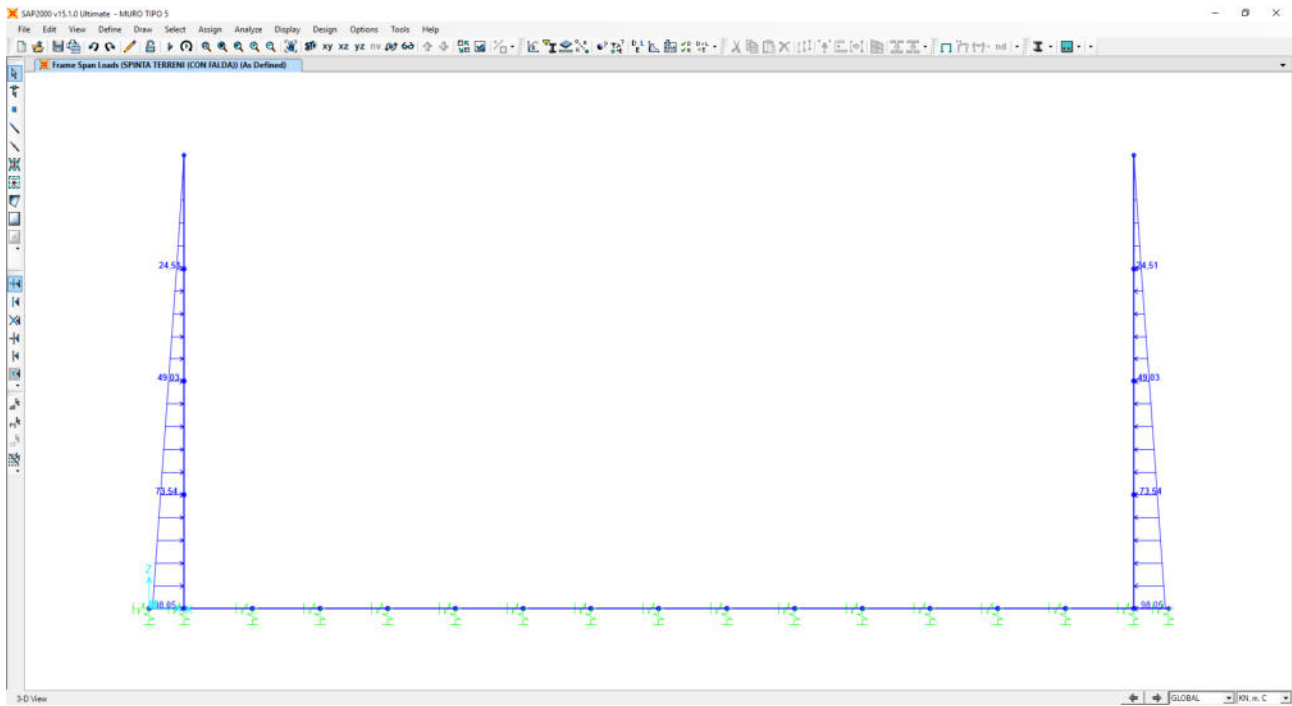
### 22.5.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



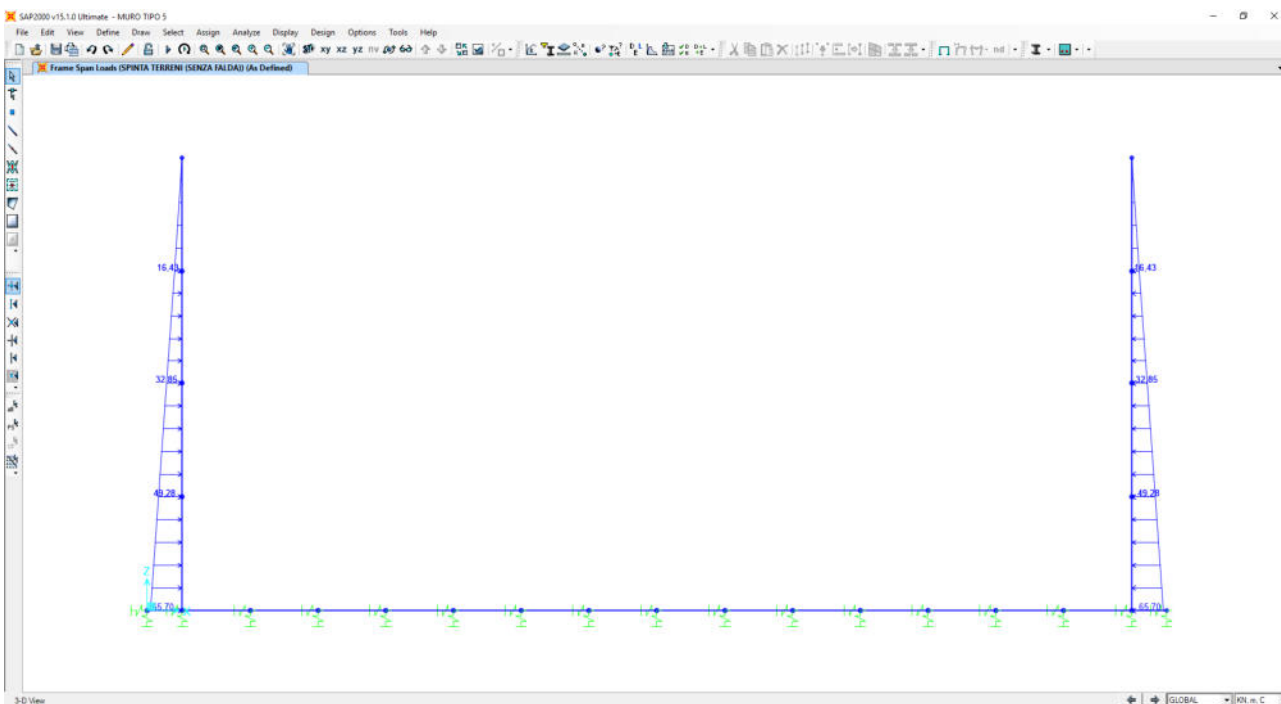
### 22.5.4 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



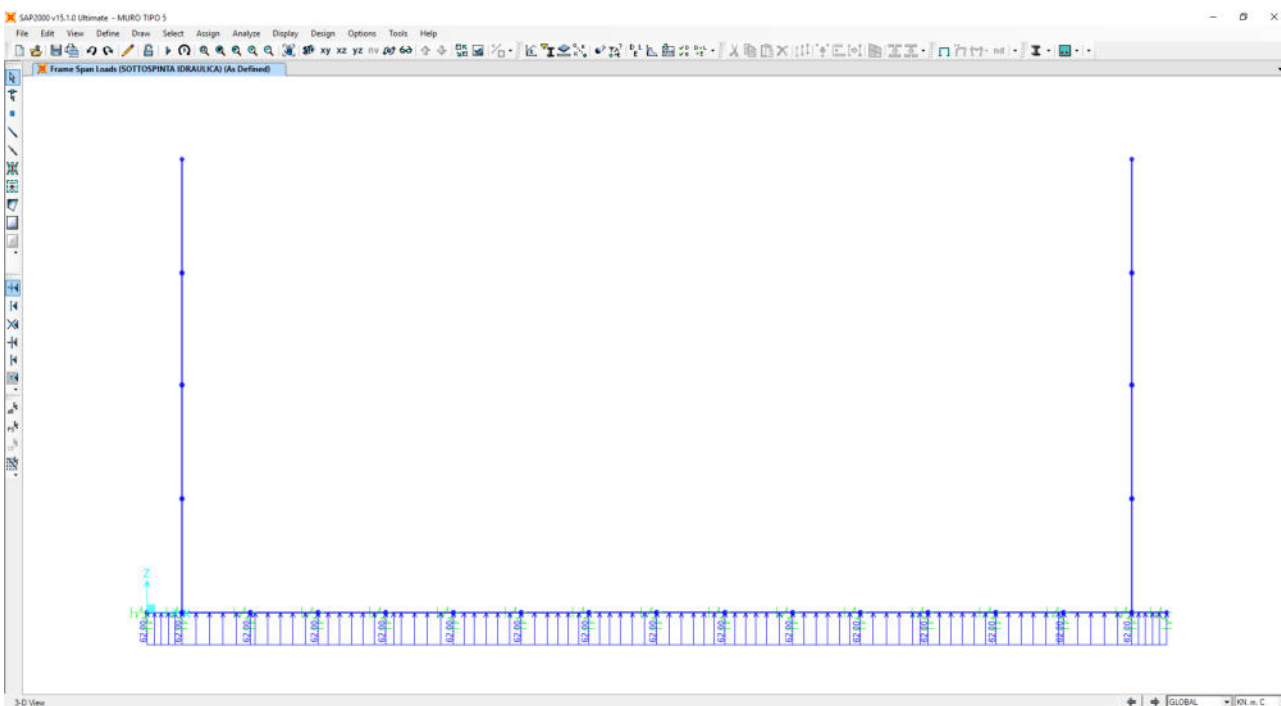
### 22.5.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA PRESENTE



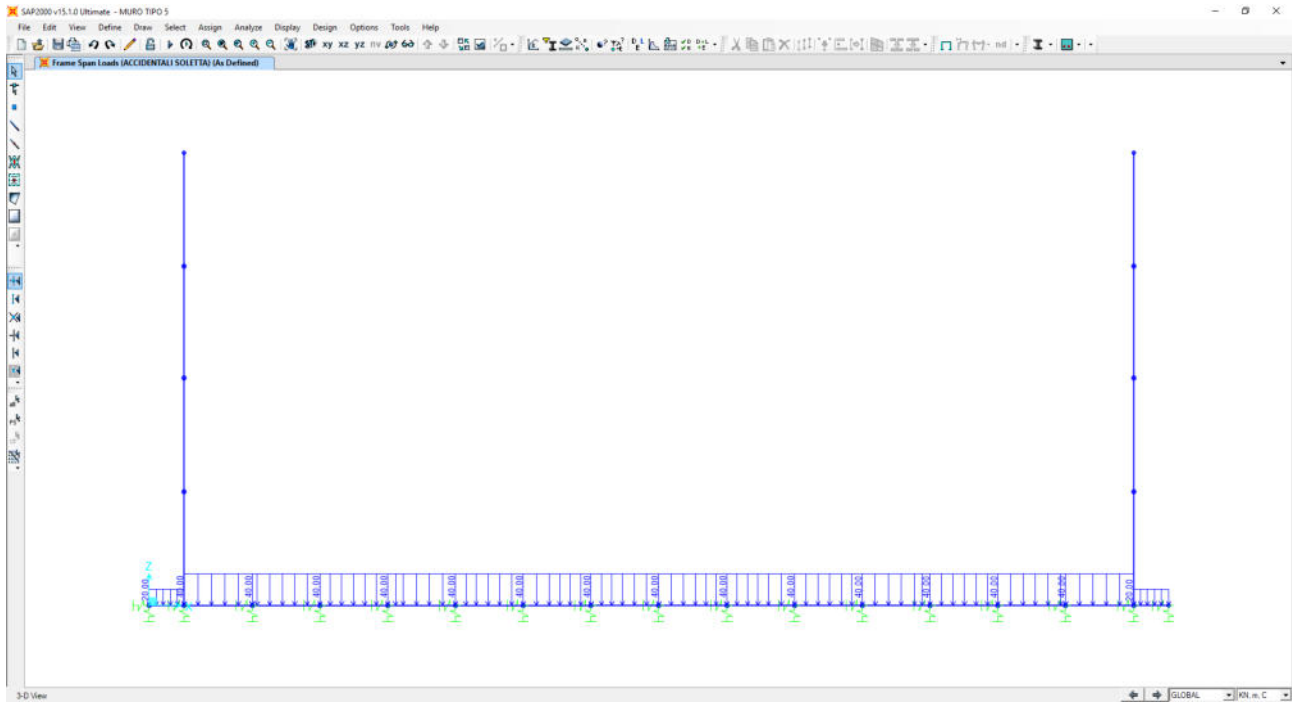
### 22.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI – FALDA ASSENTE



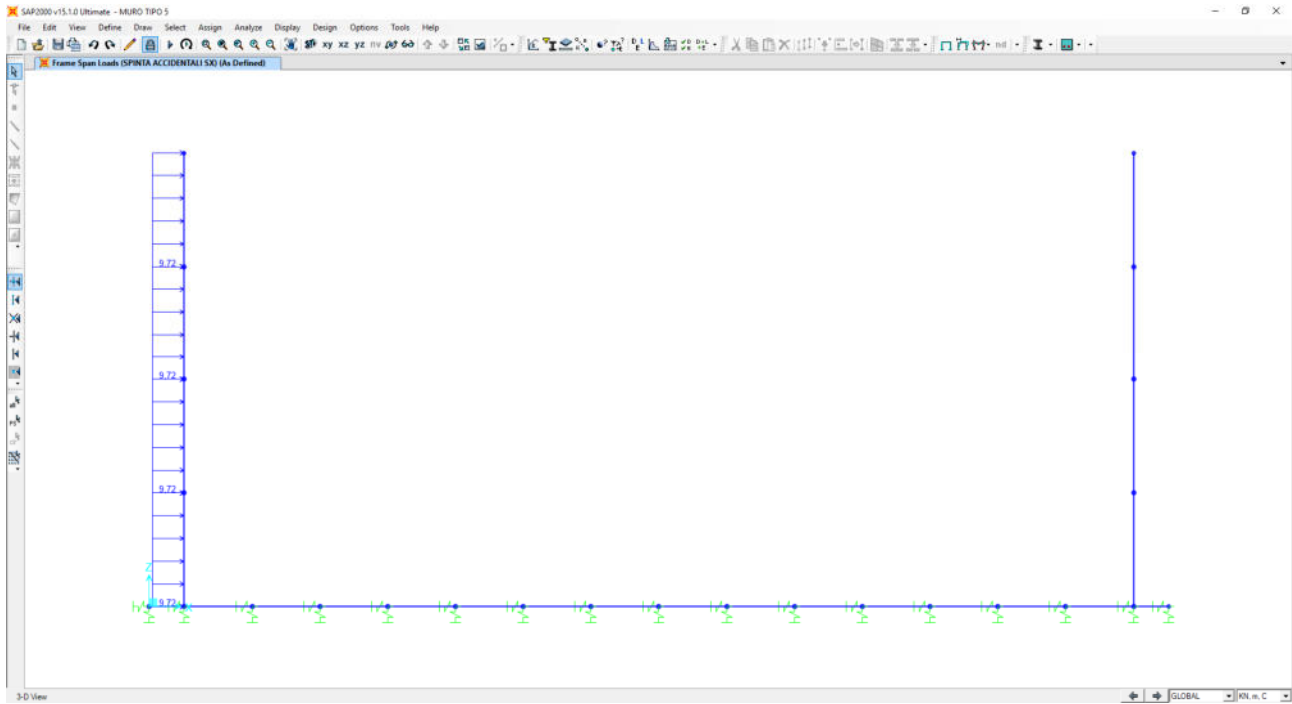
### 22.5.7 SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA



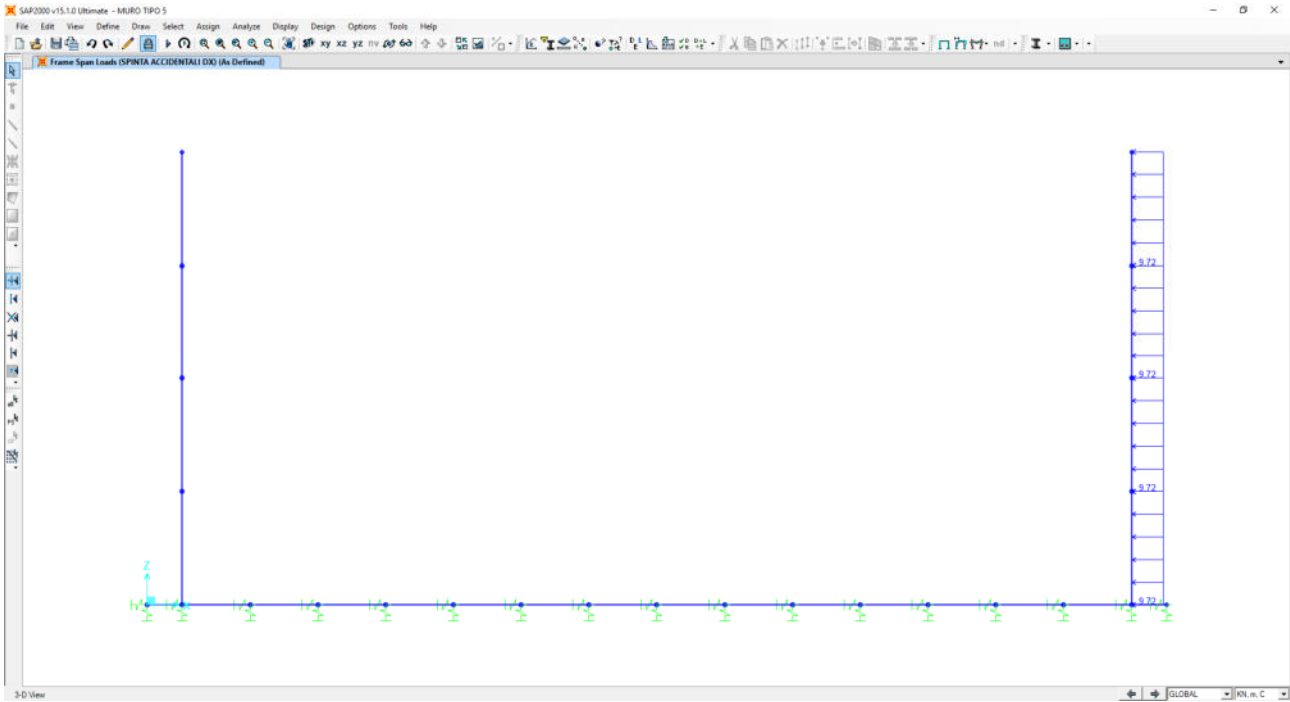
### 22.5.8 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



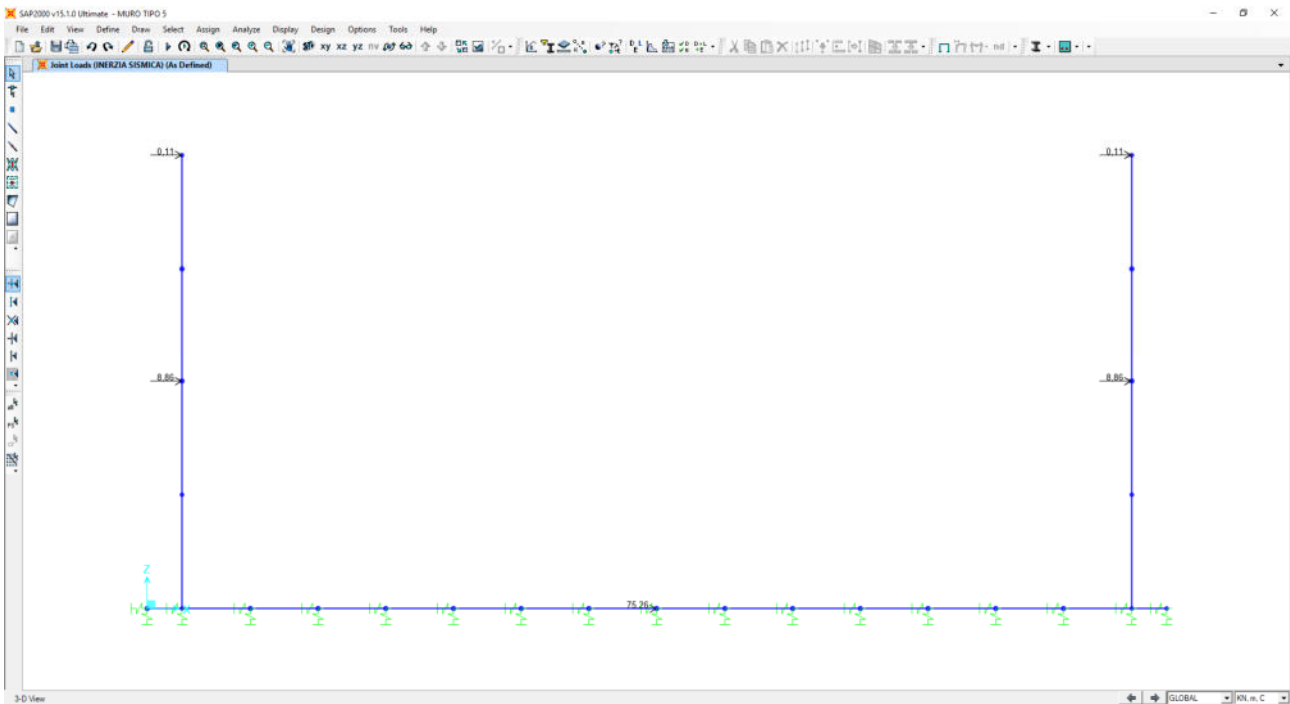
### 22.5.9 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



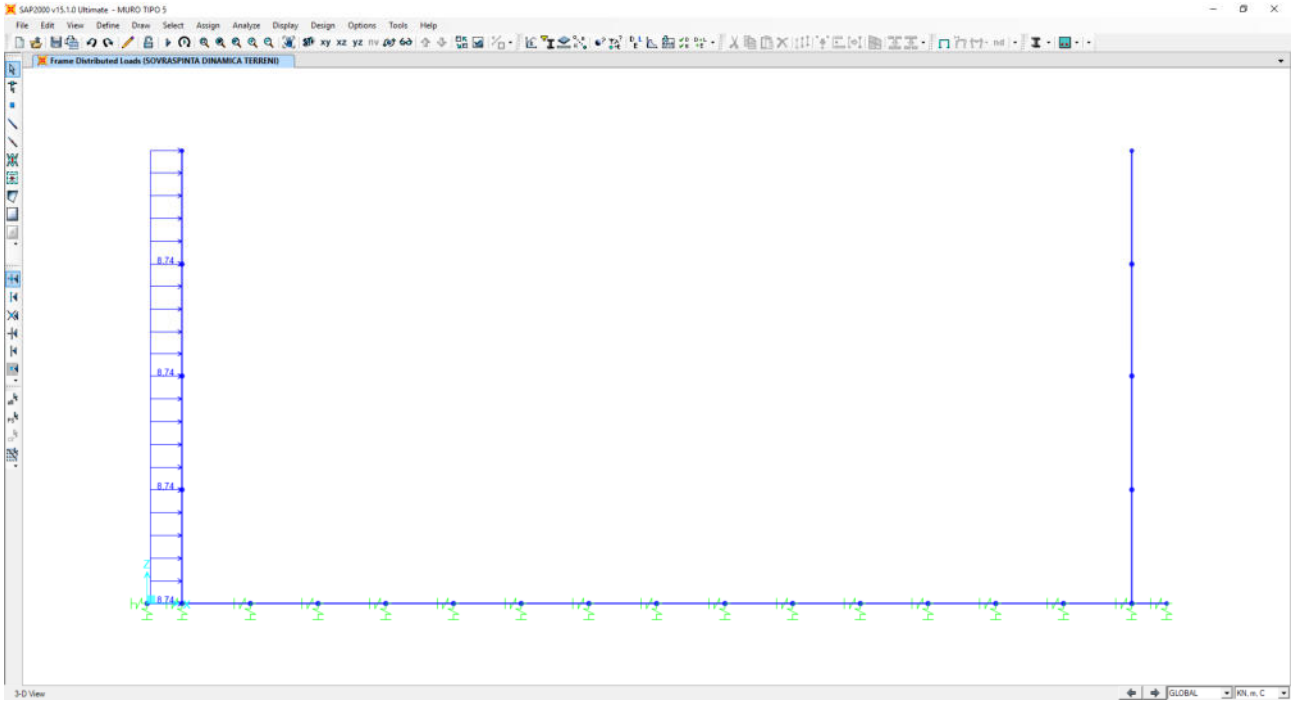
### 22.5.10 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



### 22.5.11 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



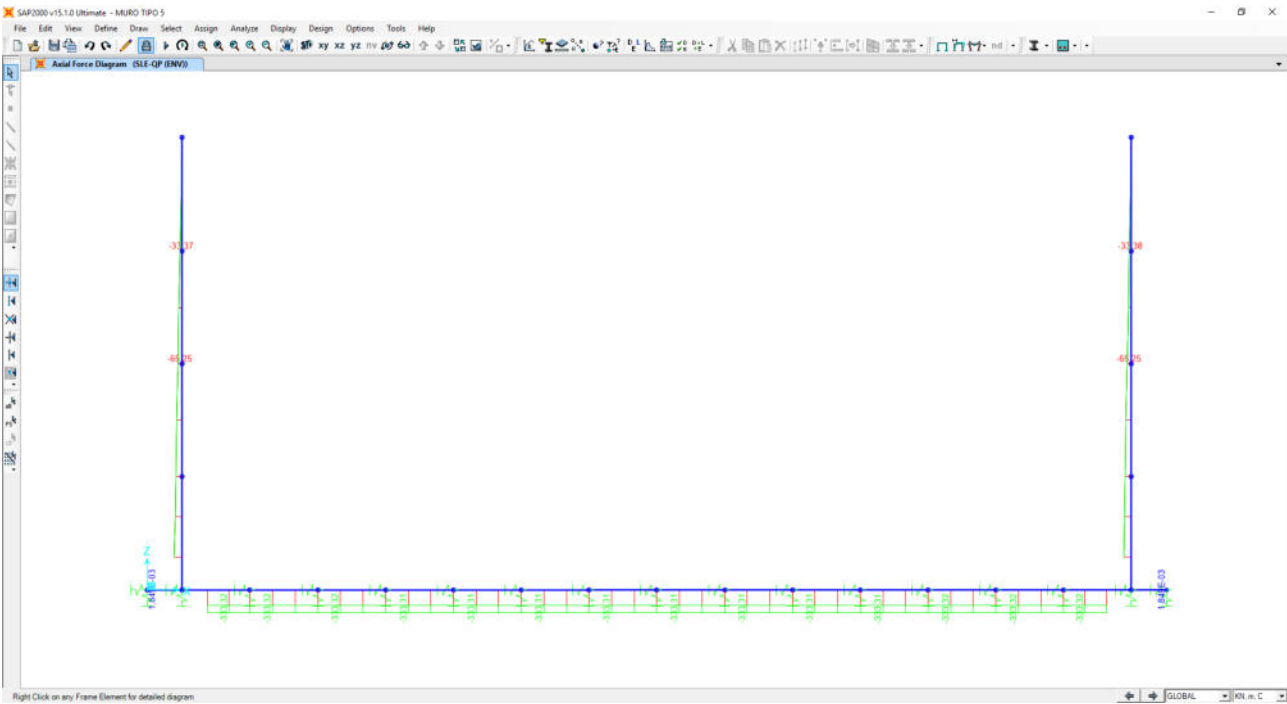
## 22.5.12 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



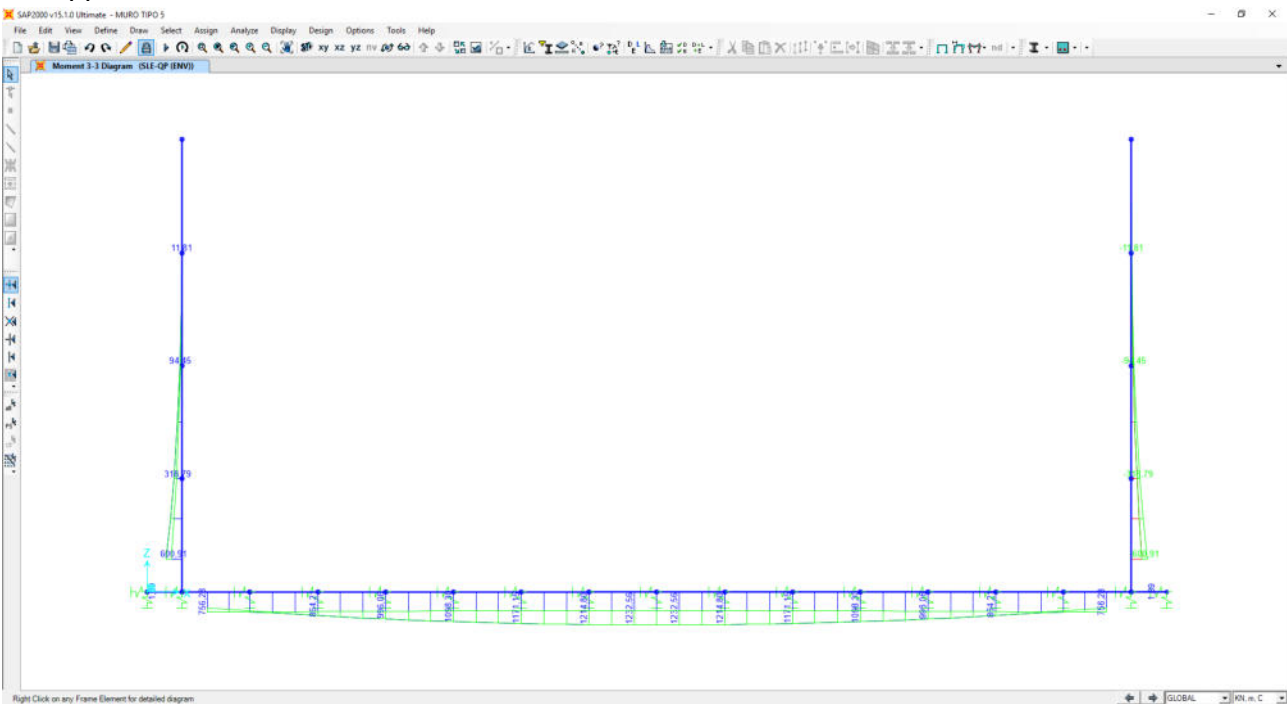
## 23 MURO A "U" TIPO 5- VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

### 23.1 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:

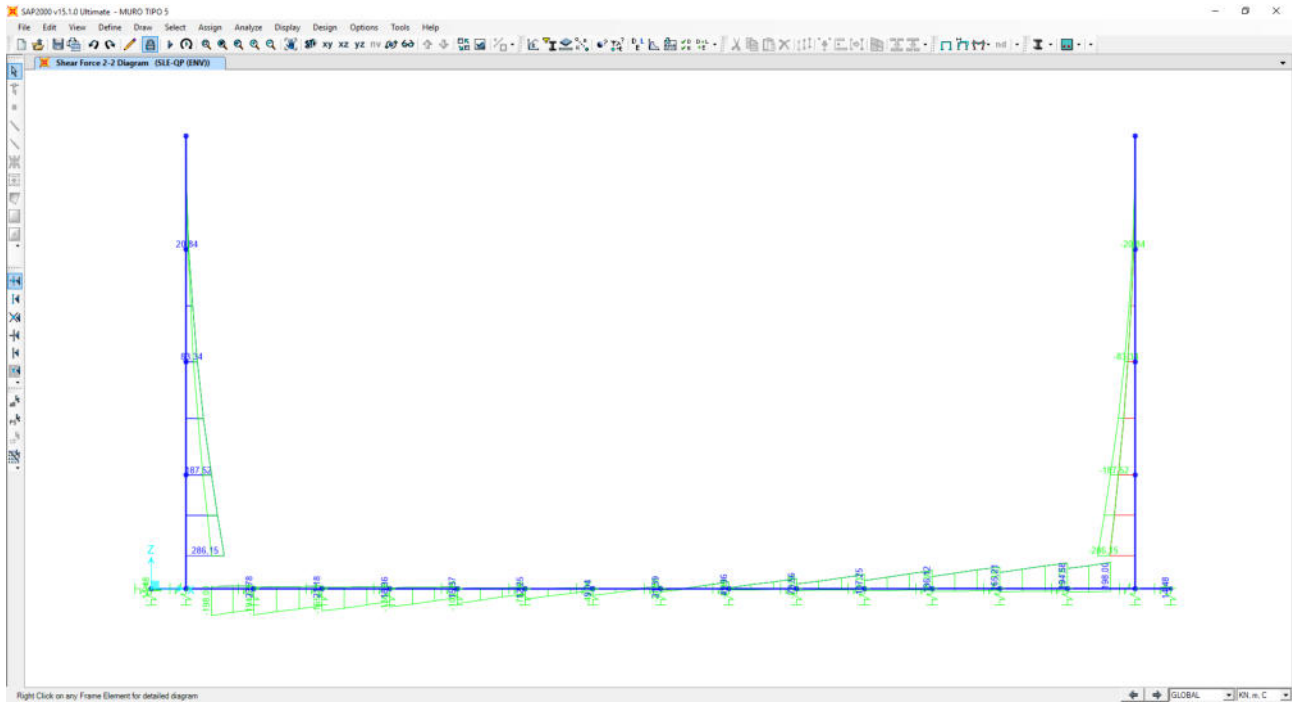


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



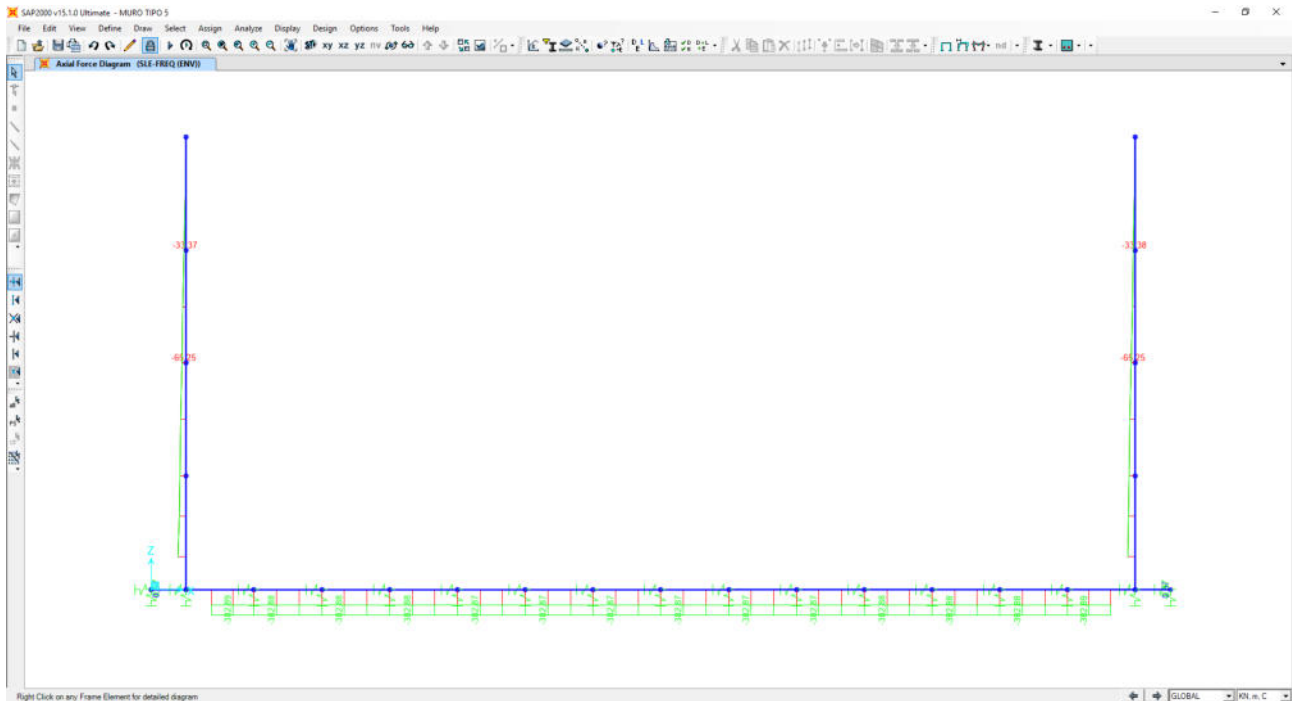


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

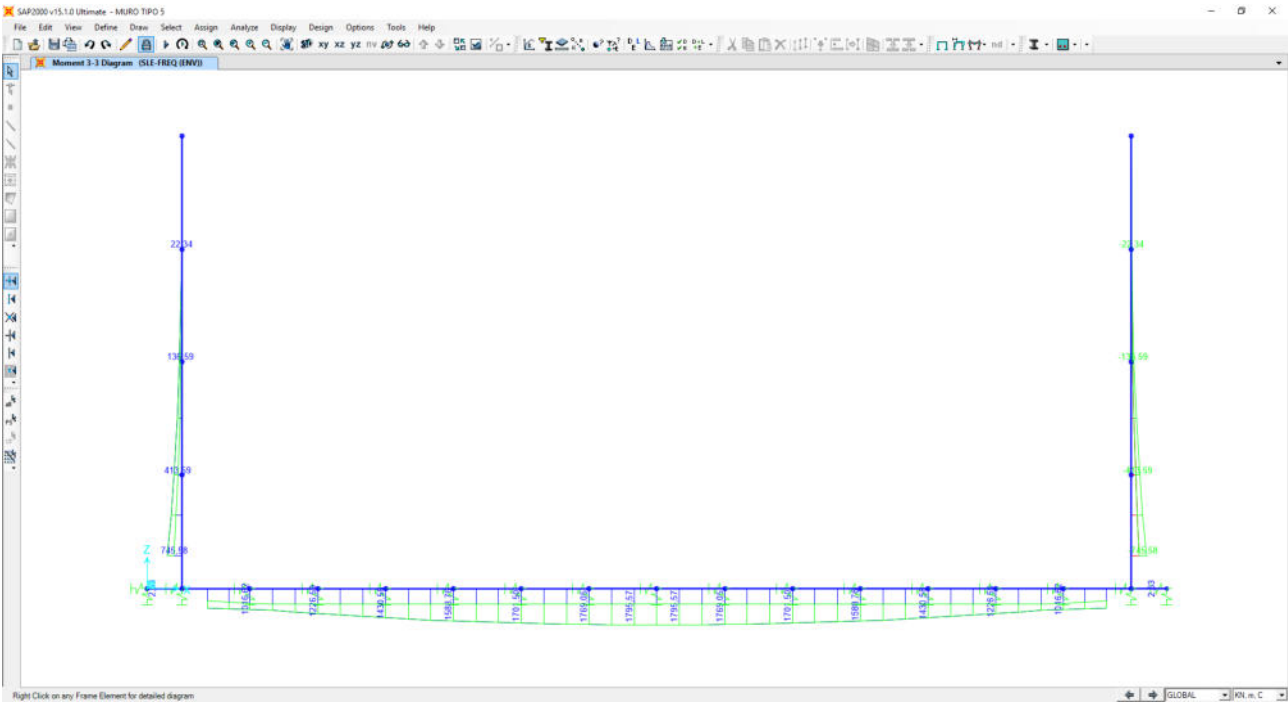


### 23.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

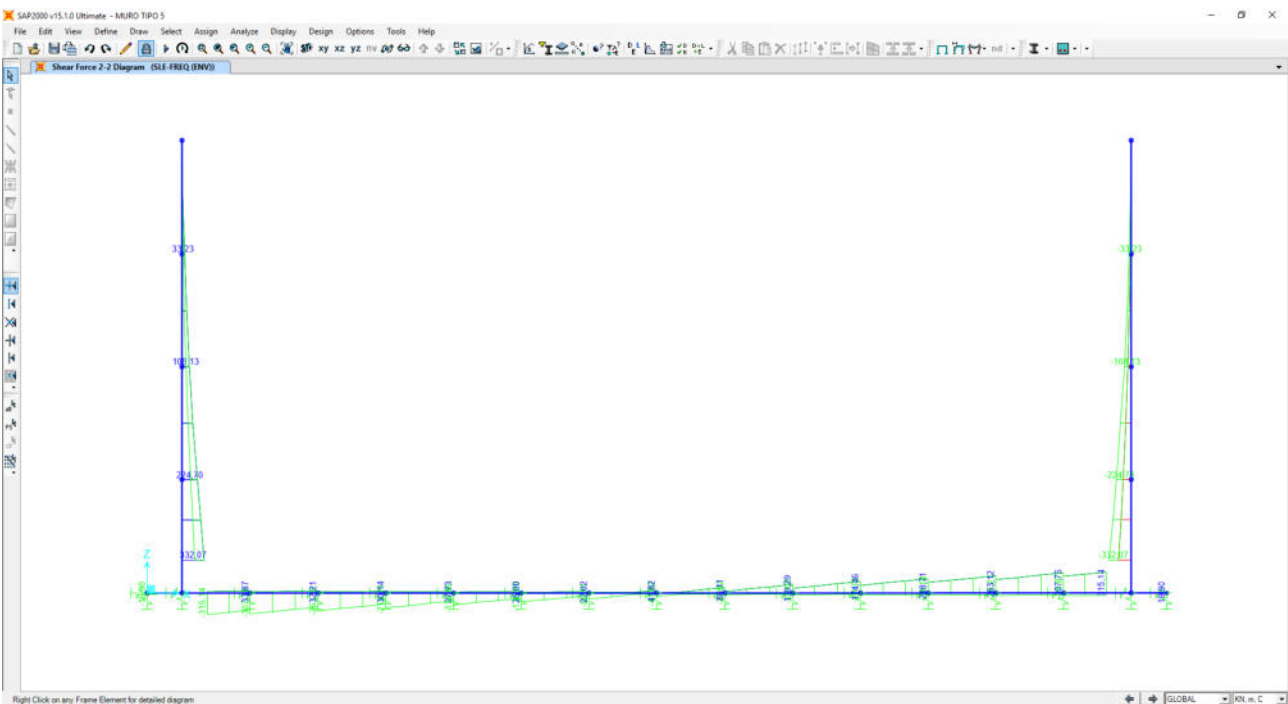
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

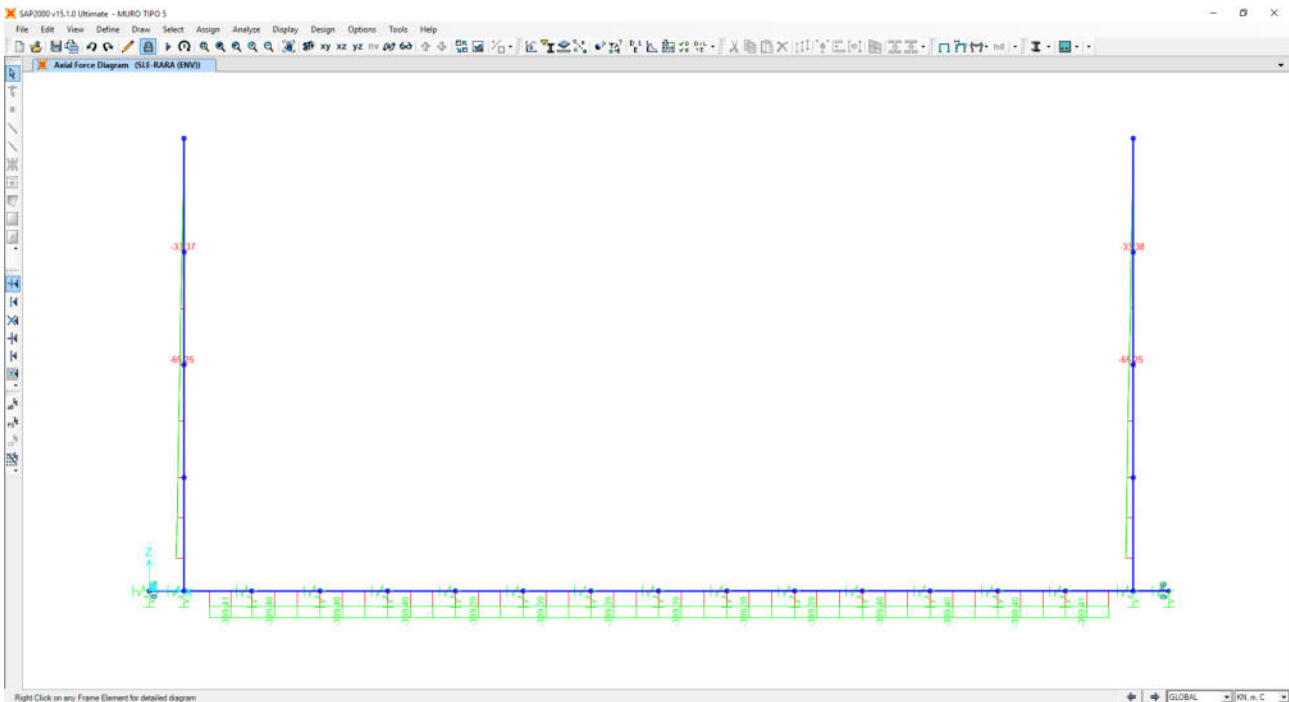


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

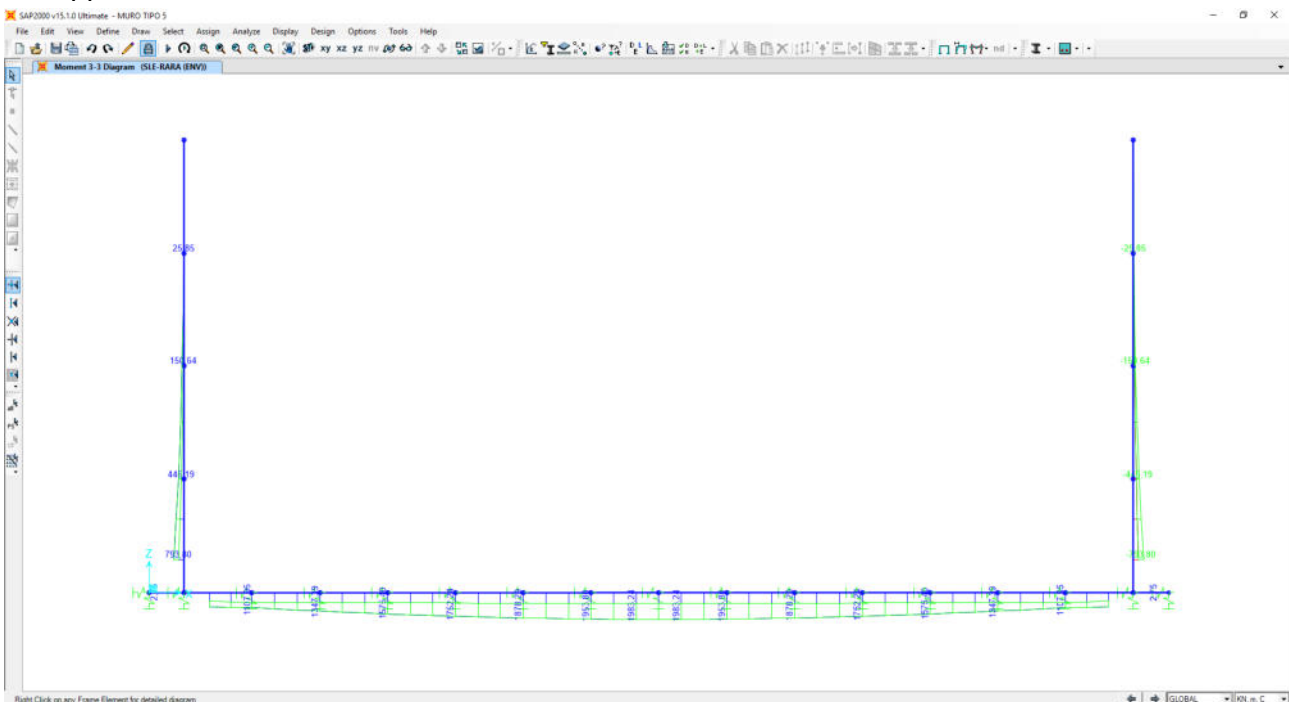


### 23.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

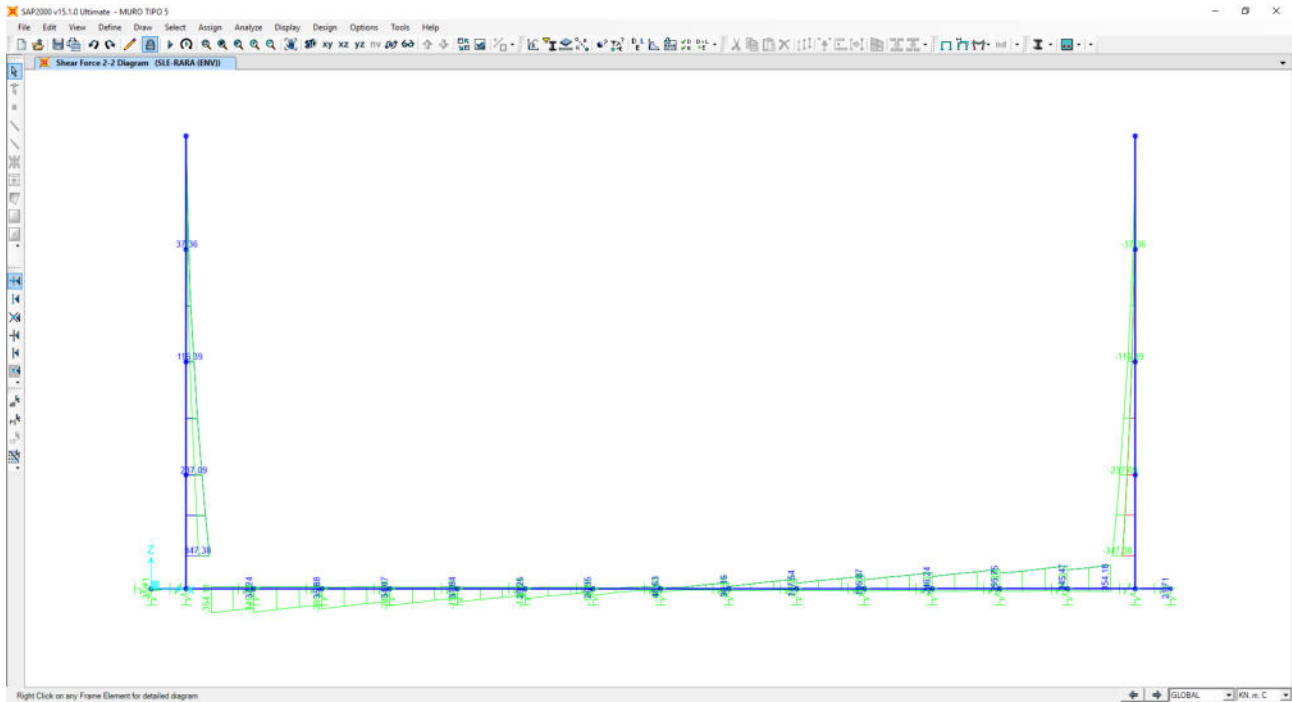
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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:

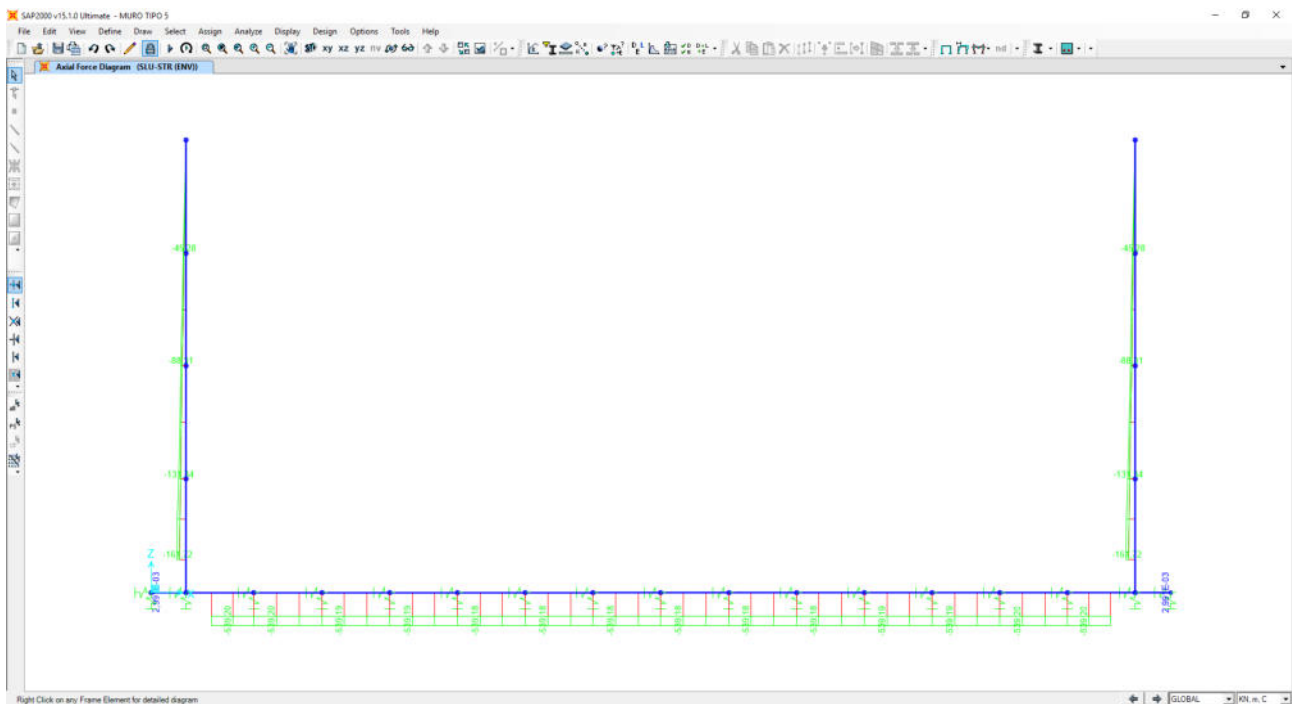


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

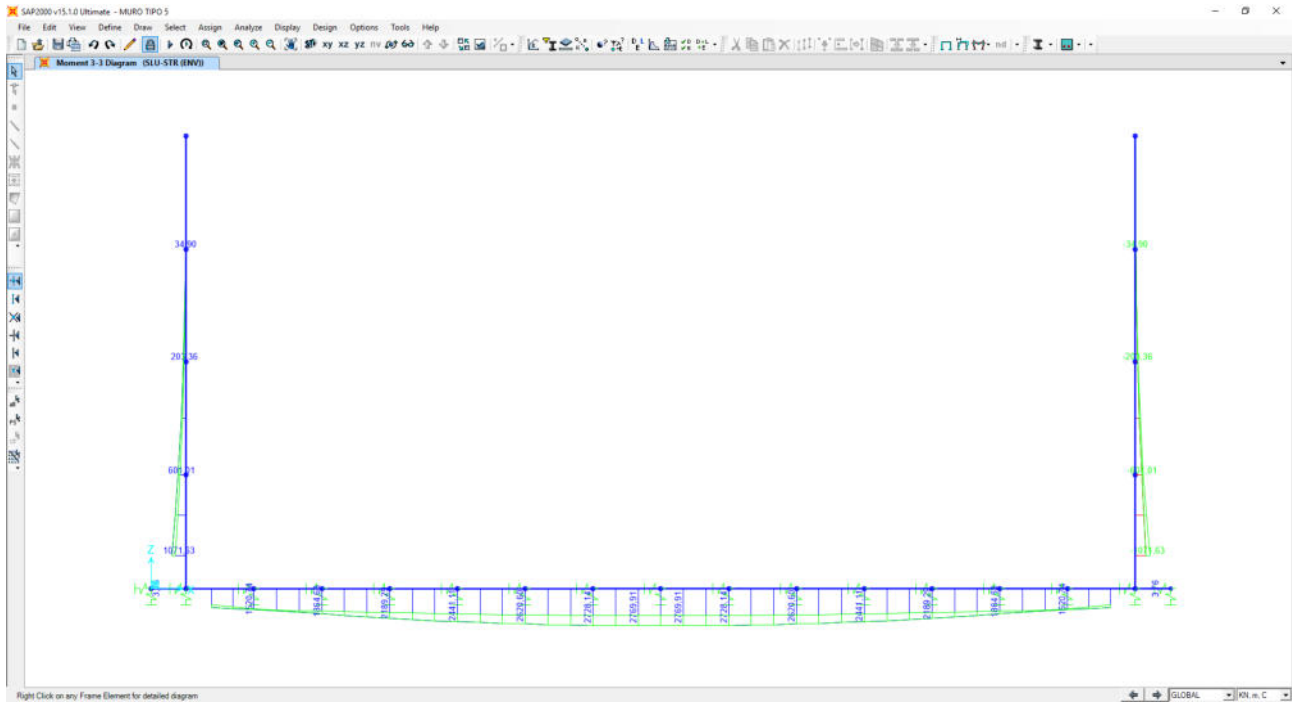


### 23.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

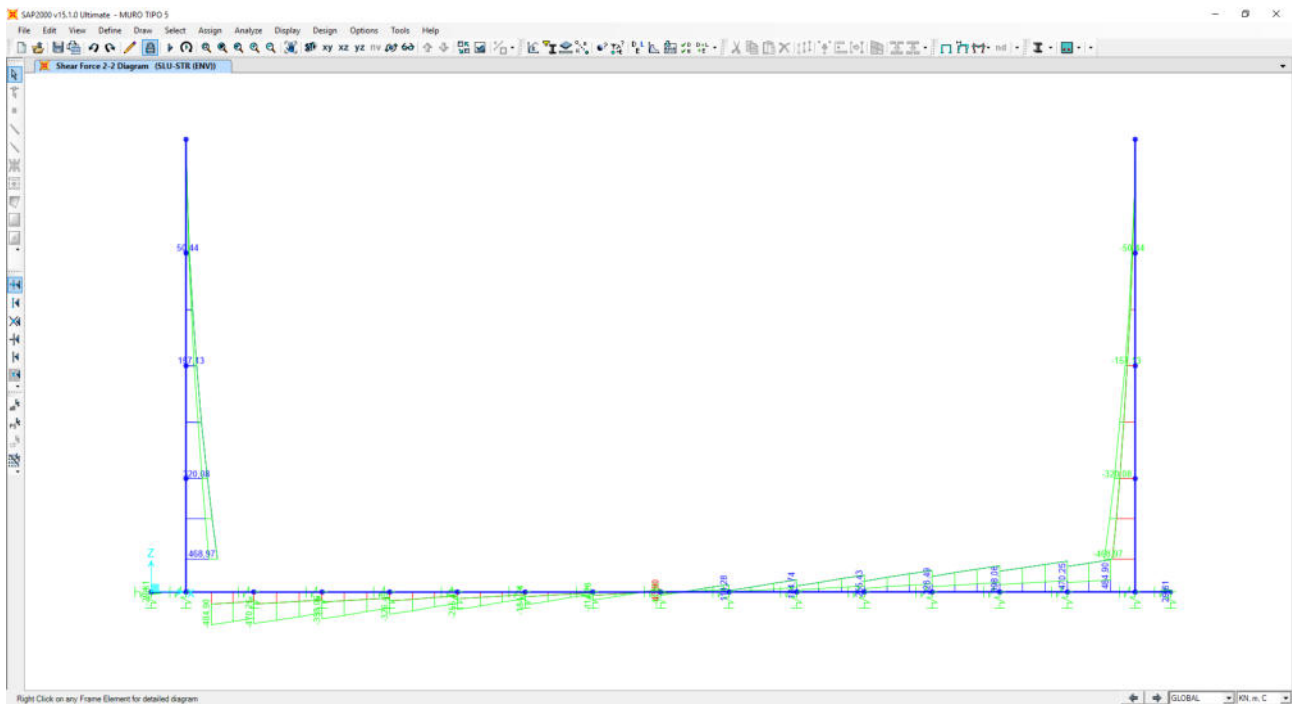
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

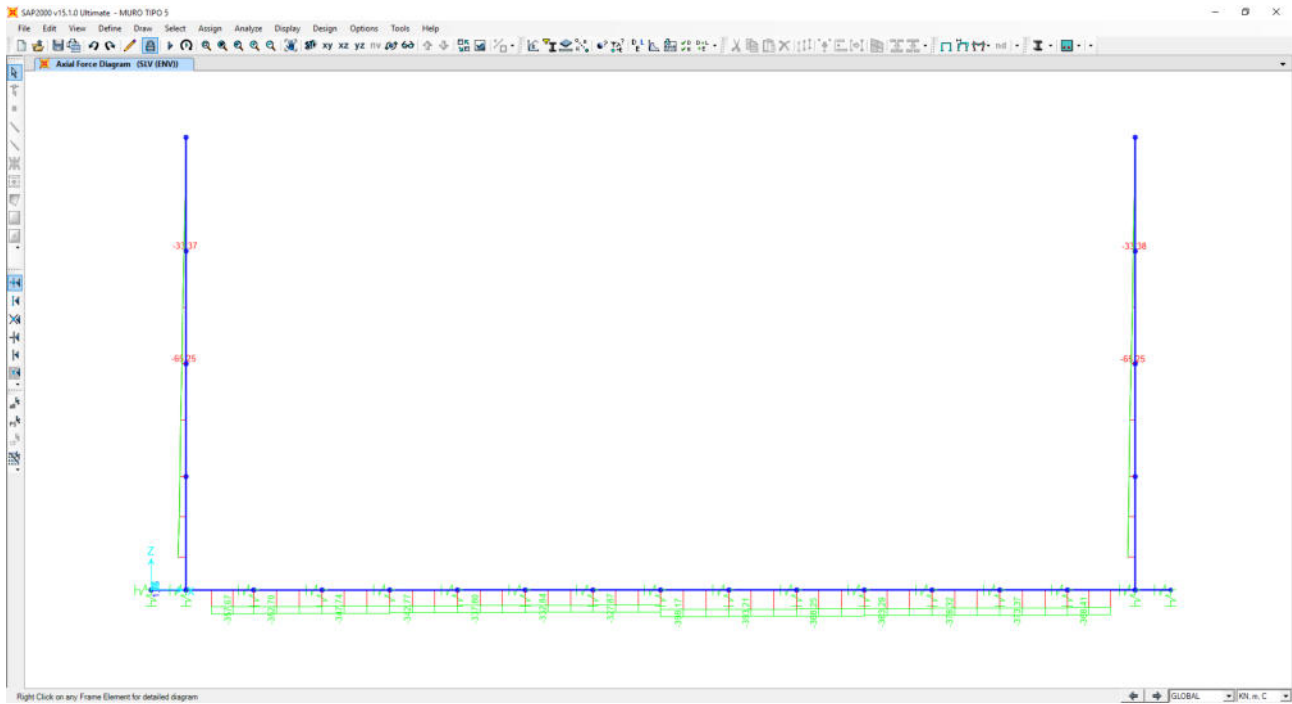


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

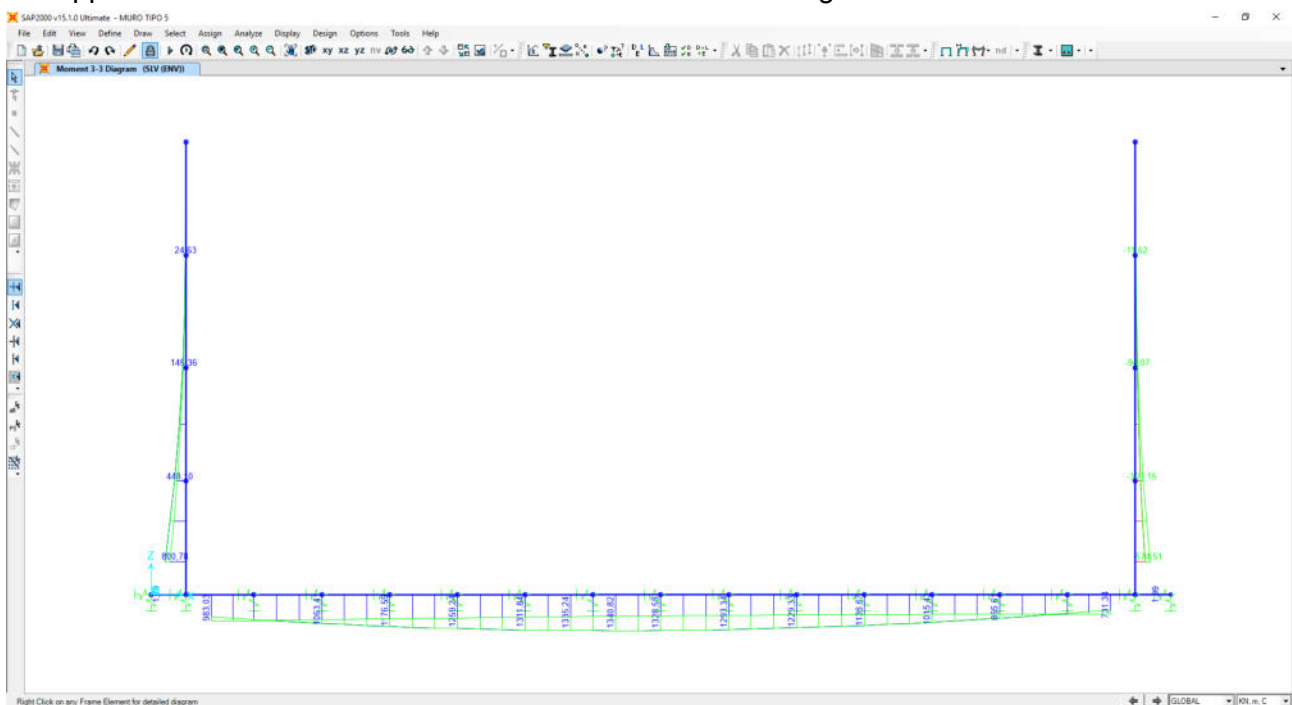


### 23.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

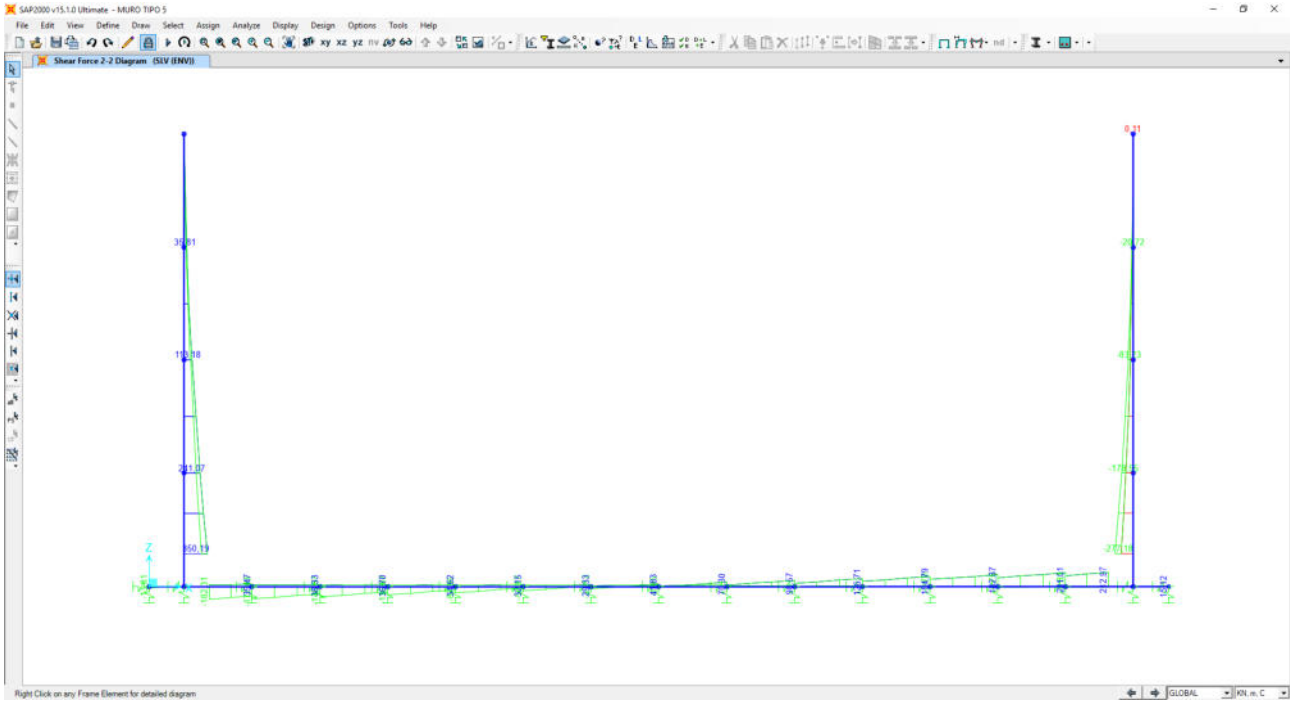
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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:



## 24 MURO A "U" TIPO 5- PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI

### 24.1 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	$N_{max} + M + V$	-119,63	-286,15	-600,91
	$N + M_{max} + V$	-119,63	286,15	600,91
	$N + M + V_{max}$	-119,63	-286,15	-600,91
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-119,63	-332,07	-745,58
	$N + M_{max} + V$	-119,63	332,07	745,58
	$N + M + V_{max}$	-119,63	-332,07	-745,58
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-119,63	-347,38	-793,80
	$N + M_{max} + V$	-119,63	347,38	793,80
	$N + M + V_{max}$	-119,63	-347,38	-793,80
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-161,72	-468,97	-1071,63
	$N + M_{max} + V$	-120,38	468,97	1071,63
	$N + M + V_{max}$	-120,38	-468,97	-1071,63
SLV	$N_{max} + M + V$	-119,63	350,19	800,78
	$N + M_{max} + V$	-119,63	350,19	800,78
	$N + M + V_{max}$	-119,63	350,19	800,78

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

### 24.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente presenta una sezione rettangolare con base pari a **1,00 m** e altezza pari a **0,75 m**.

L'armatura verticale è costituita da:

- **Ø20/20** interni
- **Ø26/10** 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 **Ø10/20x20**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **45 mm**.



## 24.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

### 24.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 119,63$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 600,91$  kNm.

**Titolo:** [ ]

**N° strati barre:** 2 **Zoom:** [ ]

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub>: 0  119,63 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 0  600,91 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>: -7,253 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 178,2 N/mm²

ε<sub>s</sub>: 0,891 ‰  
 d: 68,2 cm  
 x: 25,86 w/d: 0,3791  
 δ: 0,9139

**Verifica**  **N° iterazioni:** 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,25 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 178,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 24.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 119,63$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 745,58$  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	75	1	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 119,63 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 745,58 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> -8,963 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 223,4 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1,117 ‰  
 d 68,2 cm  
 x 25,62 x/d 0,3757  
 δ 0,9096

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,96$  N/mm<sup>2</sup> < 0,45 f<sub>ck</sub> = 11,20 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 223,40$  N/mm<sup>2</sup> < 0,80 f<sub>yk</sub> = 360,00 N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 24.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 119,63$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 793,80$  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	75	1	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 119,63 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 0 793,80 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 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

σ<sub>c</sub>: -9,533 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 238,5 N/mm²

ε<sub>s</sub>: 1,193 ‰  
 d: 68,2 cm  
 x: 25,56 x/d: 0,3748  
 δ: 0,9085

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,03$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,60 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 237,30$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

#### 24.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$  → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$  → combinazione frequente.

### 24.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A <sub>s</sub>	53,09	cm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> '	15,71	cm <sup>2</sup>	
			y <sub>G As</sub> (*)	6,80	cm	(*) da lembo teso	y <sub>G As'</sub> (*)	68,50	cm
c <sub>f</sub> effettivo	4,5	cm	x (cm) (*)	n <sub>ferri</sub>	Φ (mm)	x (cm) (*)	n <sub>ferri</sub>	Φ (mm)	
c <sub>f</sub> norma	4,5	cm	6,8	10	26	68,5	5	20	
d	68,20	cm							
R <sub>ck</sub>	30	MPa							
f <sub>ctm</sub>	2,61	MPa							
f <sub>ctk</sub>	1,82	MPa							
E <sub>s</sub>	210000	MPa							
n	15		Φ <sub>medio</sub>	26	mm	Φ <sub>staffe</sub>	10	mm	
<b>Sezione interam. reagente</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>						
y <sub>G</sub>	35,49	cm	N	119,63	kN	carico assiale agente			
A <sub>ideale</sub>	8532	cm <sup>2</sup>	M	600,91	kN m	momento agente			
I <sub>ideale</sub>	4458195	cm <sup>4</sup>	e	502,31	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
			en	13,23	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
			d <sub>G</sub>	54,11	cm	baricentro armature			
			u	464,81	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
			p	-616005	cm <sup>2</sup>				
			q	-184123654	cm <sup>3</sup>				
			y <sub>p</sub>	490,66	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
			y <sub>c</sub>	25,86	cm	asse neutro			
			A*	3618	cm <sup>2</sup>	area ideale			
			S <sub>n</sub> *	4264	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
			I <sub>n</sub> *	2092406,6	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			σ <sub>c</sub>	7,25	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			σ <sub>s</sub>	178,18	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
<b>Fessurazione indotta da:</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>						
carichi			N	120	kN	carico assiale agente			
Caratteristiche ambiente:			M <sub>F</sub>	345	kN m	momento di prima fessurazione			
molto o moderatamente aggressivo			e	288,45	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
β <sub>1</sub>	1		u	250,95	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
β <sub>2</sub>	0,5		p	-170038,37	cm <sup>2</sup>				
k <sub>1</sub>	0,8		q	-25803603	cm <sup>3</sup>				
k <sub>2</sub>	0,5		y <sub>p</sub>	277,71	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
k	-		y <sub>c</sub>	26,76	cm	asse neutro			
h <sub>A</sub> cls eff	17,00	cm	A*	3708	cm <sup>2</sup>	area ideale			
A <sub>cls</sub> eff	1700,00	cm <sup>2</sup>	S <sub>n</sub> *	7573	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
ρ <sub>r</sub>	0,0312		I <sub>n</sub> *	2103086,9	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
σ <sub>s</sub>	178,18	MPa	σ <sub>cr</sub>	4,23	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
σ <sub>sr</sub>	98,20	MPa	σ <sub>sr</sub>	98,20	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
ε <sub>sm</sub>	0,00072								
s <sub>rm</sub>	133,3	mm							
w <sub>m</sub>	0,096	mm							
β	1,7								
χ	1								
w <sub>k</sub>	0,16	mm							
w <sub>k</sub> limite	0,2	mm							
w <sub>k</sub>	<	w <sub>k</sub> limite							

## 24.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – combinazione frequente

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	53,09	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	15,71	cm <sup>2</sup>	
$c_{f,effettivo}$	4,5	cm	$y_{G,As} (*)$	6,80	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	68,50	cm
$c_{f,norma}$	4,5	cm	x (cm) (*)	$n_{f,tri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{f,tri}$	$\Phi$ (mm)	
d	68,20	cm	6,8	10	26	68,5	5	20	
$R_{ck}$	30	MPa							
$f_{ctm}$	2,61	MPa							
$f_{ctk}$	1,82	MPa							
$E_s$	210000	MPa							
n	15		$\Phi_{medio}$	26	mm	$\Phi_{staffe}$	10	mm	
<b>Sezione interam. reagente</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>						
$y_G$	35,49	cm	N	119,63	kN	carico assiale agente			
$A_{ideale}$	8532	cm <sup>2</sup>	M	745,58	kN m	momento agente			
$I_{ideale}$	4458195	cm <sup>4</sup>	e	623,24	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
<b>Fessurazione indotta da:</b>			en	13,23	cm	estremità nocciolo d'inerzia			
<input type="text" value="carichi"/>			d <sub>G</sub>	54,11	cm	baricentro armature			
<b>Caratteristiche ambiente:</b>			u	585,74	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
<input type="text" value="molto o moderatamente aggressivo"/>			p	-989648,02	cm <sup>2</sup>				
$\beta_1$	1		q	-376528666	cm <sup>3</sup>				
$\beta_2$	0,5		$y_p$	611,36	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
$k_1$	0,8		$y_c$	25,62	cm	asse neutro			
$k_2$	0,5		$A^*$	3594	cm <sup>2</sup>	area ideale			
k	-		$S_n^*$	3420	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
$h_{A,cls,eff}$	17,00	cm	$I_n^*$	2090606,5	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
$A_{cls,eff}$	1700,00	cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	8,96	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
$\rho_r$	0,0312		$\sigma_s$	223,43	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
$\sigma_s$	223,43	MPa	<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>						
$\sigma_{sr}$	98,20	MPa	N	120	kN	carico assiale agente			
$\epsilon_{sm}$	0,00096		$M_F$	345	kN m	momento di prima fessurazione			
$s_{rm}$	133,3	mm	e	288,45	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
$w_m$	0,128	mm	u	250,95	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
$\beta$	1,7		p	-170038,37	cm <sup>2</sup>				
$\chi$	1		q	-25803603	cm <sup>3</sup>				
$w_k$	0,22	mm	$y_p$	277,71	cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
$w_k$ limite	0,3	mm	$y_c$	26,76	cm	asse neutro			
$w_k$	<	$w_k$ limite	$A^*$	3708	cm <sup>2</sup>	area ideale			
			$S_n^*$	7573	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
			$I_n^*$	2103086,9	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			$\sigma_{cr}$	4,23	MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			$\sigma_{sr}$	98,20	MPa	tensione di trazione nell'acciaio			

## 24.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 120,38$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 1071,63$  kNm.

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

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

Titolo: Z

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15,71	6,5
			2	53,09	68,2

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 120,38 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 1071,63 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<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  
 ε<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>: 1.330 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>: 13,53 ‰  
 d: 68,2 cm  
 x: 14,01 x/d: 0,2055  
 δ: 0,7

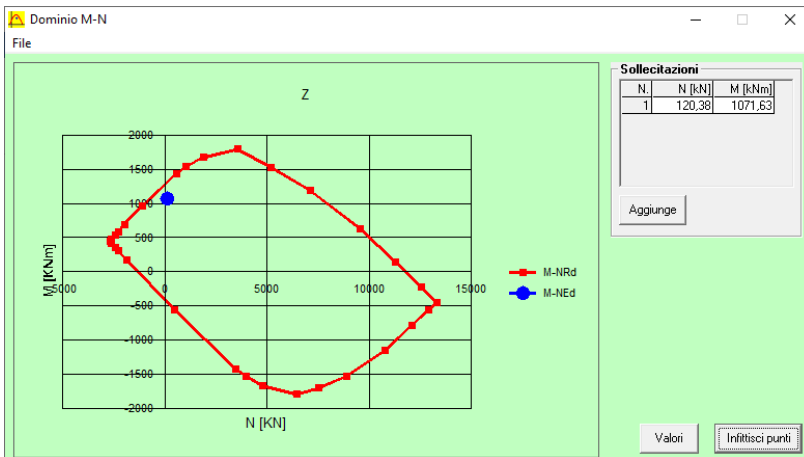
Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 1.330,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1.071,63 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 24.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{S,d} = 468,97$  kN.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	70,50	[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:	$V_{S,d}$	468,97	[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	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	10,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	0,79	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	19,75	[cm <sup>2</sup> /m]

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	490,36	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	2.238,20	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	490,36	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,05	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**



## 25 MURI A "U" TIPO 5- ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

### 25.1 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	$N_{max} + M + V$	-333,32	18,58	756,28
	$N + M_{max} + V$	-223,34	-2,39	1232,56
	$N + M + V_{max}$	-223,35	-198,00	589,67
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-382,89	-63,98	1016,62
	$N + M_{max} + V$	-272,90	-5,12	1795,57
	$N + M + V_{max}$	-237,65	-315,14	636,48
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-399,41	-93,23	1107,95
	$N + M_{max} + V$	-289,42	-6,03	1983,24
	$N + M + V_{max}$	-242,42	-354,18	652,08
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-539,20	-146,44	1520,74
	$N + M_{max} + V$	-390,72	-8,83	2769,91
	$N + M + V_{max}$	-390,74	-484,90	1186,86
SLV	$N_{max} + M + V$	-398,17	14,57	783,65
	$N + M_{max} + V$	-217,91	-5,74	1340,82
	$N + M + V_{max}$	-258,43	212,97	564,72

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

### 25.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura trasversale è costituita da:

- **Ø20/10** superiori
- **Ø26/10** inferiori primo strato
- **Ø20/10** inferiori secondo strato

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

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

L'armatura a taglio è costituita da cavallotti **Ø20/40x50**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

## 25.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

### 25.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 223,34$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 1232,56$  kNm.

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

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

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

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**

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

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 223,34 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 1232,56 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 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

σ<sub>c</sub> -7,251 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 169,7 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0,8486‰  
 d 94,7 cm  
 x 36,99 x/d 0,3906  
 δ 0,9282

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,25 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 169,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 25.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 272,90$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 1795,57$  kNm.

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

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

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

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

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

N<sub>Ed</sub> 0 272,90 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 1795,57 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 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

**Verifica**  
 N° iterazioni: 4

Precompresso

σ<sub>c</sub> -10,51 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 249,9 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1,249 ‰  
 d 94,7 cm  
 x 36,64 x/d 0,3869  
 δ 0,9236

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 10,51$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 11,20$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 249,90$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 25.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 289,42$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 1983,24$  kNm.

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

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

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

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 289,42 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 1983,24 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> -11,6 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 276,6 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1,383 ‰  
 d 94,7 cm  
 x 36,57 x/d 0,3861  
 δ 0,9227

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 11,60$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,45 f_{ck} = 14,94$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s = 276,60$  N/mm<sup>2</sup> <  $0,80 f_{yk} = 360,00$  N/mm<sup>2</sup>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 25.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	84,51	cm <sup>2</sup>	$A_{s'}$	31,42	cm <sup>2</sup>		
			$\gamma_{G A_s (*)}$	6,75	cm	(*) da lembo teso	$\gamma_{G A_{s'} (*)}$	93,40	cm	
$c_{f\text{effettivo}}$	4	cm	x (cm) (*)	$n_{f\text{ferr}}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{f\text{ferr}}$	$\Phi$ (mm)		
$c_{f\text{norma}}$	4	cm	5,3	10	26	93,4	10	20		
d	93,25	cm	9,2	10	20					
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{\text{medio}}$	23	mm	$\Phi_{\text{staffe}}$	0	mm		
<b>Sezione interam. reagente</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>							
$y_G$	47,07	cm	N	223,34	kN	carico assiale agente				
$A_{ideale}$	11739	cm <sup>2</sup>	M	1232,56	kN m	momento agente				
$I_{ideale}$	11491494	cm <sup>4</sup>	e	551,88	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>				
<b>Fessurazione indotta da:</b>			en	18,50	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
<input type="text" value="carichi"/>			$d_G$	69,77	cm	baricentro armature				
<b>Caratteristiche ambiente:</b>			u	501,88	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
<input type="text" value="molto o moderatamente aggressivo"/>			p	-695997,84	cm <sup>2</sup>					
$\beta_1$	1		q	-218576551	cm <sup>3</sup>					
$\beta_2$	0,5		$y_p$	538,86	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
$k_1$	0,8		$y_c$	36,98	cm	asse neutro				
$k_2$	0,5		$A^*$	5437	cm <sup>2</sup>	area ideale				
k	-		$S_n^*$	11384	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro				
$h_{A\text{ cls eff}}$	16,87	cm	$I_n^*$	6134463,5	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
$A_{cls\text{ eff}}$	1687,45	cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	7,26	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
$\rho_r$	0,0501		$\sigma_s$	165,58	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
$\sigma_s$	165,58	MPa	<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>							
$\sigma_{sr}$	86,88	MPa	N	223	kN	carico assiale agente				
$\epsilon_{sm}$	0,00068		$M_F$	683	kN m	momento di prima fessurazione				
$s_{rm}$	95,9	mm	e	305,74	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>				
$w_m$	0,065	mm	u	255,74	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
$\beta$	1,7		p	-162249,26	cm <sup>2</sup>					
$\chi$	1		q	-22243297	cm <sup>3</sup>					
$w_k$	0,111	mm	$y_p$	294,47	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
$w_k\text{ limite}$	0,2	mm	$y_c$	38,73	cm	asse neutro				
$w_k$	<	$w_k\text{ limite}$	$A^*$	5612	cm <sup>2</sup>	area ideale				
			$S_n^*$	21024	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro				
			$I_n^*$	6190924,3	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			$\sigma_{cr}$	4,11	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			$\sigma_{sr}$	86,88	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				

## 25.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	84,51	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	31,42	cm <sup>2</sup>		
$c_{f,effettivo}$	4	cm	$y_{G,As} (*)$	6,75	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	93,40	cm	
$c_{f,norma}$	4	cm	x (cm) (*)	$n_{f,tri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{f,tri}$	$\Phi$ (mm)		
d	93,25	cm		5,3	10	26		93,4	10	20
				9,2	10	20				
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{medio}$	23	mm	$\Phi_{staffe}$	0	mm		
<b>Sezione interam. reagente</b>										
$y_G$	47,07	cm								
$A_{ideale}$	11739	cm <sup>2</sup>								
$I_{ideale}$	11491494	cm <sup>4</sup>								
<b>Fessurazione indotta da:</b>										
carichi										
<b>Caratteristiche ambiente:</b>										
molto o moderatamente aggressivo										
$\beta_1$	1									
$\beta_2$	0,5									
$k_1$	0,8									
$k_2$	0,5									
k	-									
$h_{A,cls,eff}$	16,87	cm								
$A_{cls,eff}$	1687,45	cm <sup>2</sup>								
$\rho_r$	0,0501									
$\sigma_s$	243,80	MPa								
$\sigma_{sr}$	85,97	MPa								
$\epsilon_{sm}$	0,00109									
$s_{rm}$	95,9	mm								
$w_m$	0,104	mm								
$\beta$	1,7									
$\chi$	1									
$w_k$	0,178	mm								
$w_k$ limite	0,3	mm								
$w_k$	<	$w_k$ limite								
<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>										
N	272,9	kN	carico assiale agente							
M	1795,57	kN m	momento agente							
e	657,96	cm	eccentricità			GRANDE ECCENTRICITÀ				
$e_n$	18,50	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
$d_G$	69,77	cm	baricentro armature							
u	607,96	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-1038133,5	cm <sup>2</sup>								
q	-401344414	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	644,60	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	36,64	cm	asse neutro							
$A^*$	5403	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	9506	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	6127223,5	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_c$	10,52	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_s$	243,80	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>										
N	273	kN	carico assiale agente							
$M_F$	693	kN m	momento di prima fessurazione							
e	253,99	cm	eccentricità			GRANDE ECCENTRICITÀ				
u	203,99	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-96278,048	cm <sup>2</sup>								
q	-9003763,2	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	243,53	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	39,53	cm	asse neutro							
$A^*$	5692	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	25576	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	6228445,4	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_{cr}$	4,22	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_{sr}$	85,97	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

## 25.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 390,72$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 2769,91$  kNm.

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

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

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

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31,42	6,6
			2	31,42	90,8
			3	53,09	94,7

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

$N_{Ed}$  390,72 0 kN  
 $M_{xEd}$  2769,91 0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  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  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 %  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $G_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

$M_{xRd}$  2,977 kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 %  
 $\epsilon_s$  11,91 %  
 d 94,7 cm  
 x 21,51 x/d 0,2271  
 $\delta$  0,7239

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

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

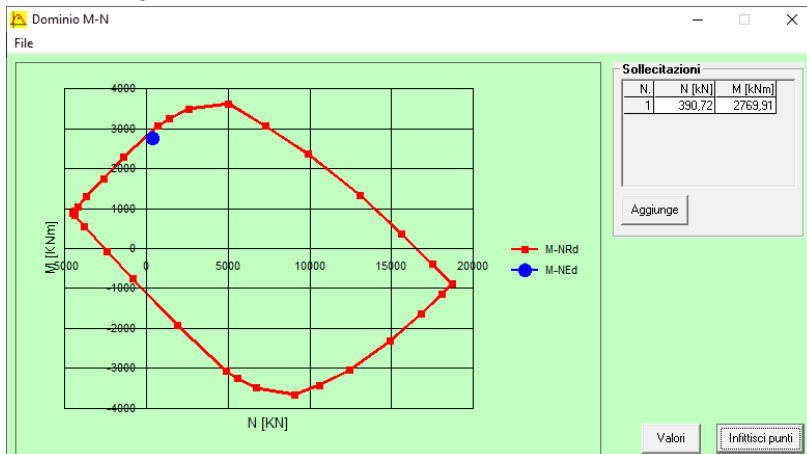
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 2.977,00 \text{ kNm} > M_{sd} = 2.769,91 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 25.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a  $V_{S,d} = 484,90$  kN.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[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:	$V_{S,d}$	484,90	[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	50,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	20,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	15,70	[cm <sup>2</sup> /m]

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

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	530,80	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	3.047,76	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	530,80	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,09	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**



## 26 VERIFICHE A SOLLEVAMENTO - UPL

### 26.1 DESCRIZIONE DELLE MODALITÀ DI VERIFICA

Le verifiche a sollevamento sotto l'effetto della sottospinta idraulica dell'acqua di falda sono state condotte in osservanza di quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 "nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Capitolo 6.2.4.2 (combinazione UPL).

**Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

La quota del terreno rispetto all'estradosso delle fondazioni è stata determinata in riferimento all'andamento reale del terreno desunto dalla sezione longitudinale del muro.

Come azioni stabilizzanti sono state considerate:

- Peso dello strato del terreno di ricoprimento (considerando uno spessore medio);
- Peso della zattera di fondazione;
- Peso delle pareti laterali in elevazione dei muri a "U".

La profondità massima di scavo risulta essere pari a

- **MURO TIPO 1:** 3,90 m dal piano di campagna;
- **MURO TIPO 2:** 4,90 m dal piano di campagna;
- **MURO TIPO 3/4:** 6,90 m dal piano di campagna.

## 26.2 SEZIONE TIPO 1

### VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		3,70	[m]
Altezza totale del battente idrico		2,70	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	27,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Contributo delle pareti in elevazione		0,16	[m]
Spessore della zattera di fondazione		0,80	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		2,23	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	68,52	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$Y_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	29,70	[kN/m <sup>2</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	57,21	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V_{inst,d}$ <b>29,70</b> [kN/m <sup>2</sup> ] < $G_{stb,d}$ <b>57,21</b> [kN/m <sup>2</sup> ] <b>VERIFICA POSITIVA</b>			

## 26.3 SEZIONE TIPO 2

### VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		4,70	[m]
Altezza totale del battente idrico		3,70	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	37,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Contributo delle pareti in elevazione		0,26	[m]
Spessore della zattera di fondazione		0,80	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		2,45	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	75,54	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$Y_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	40,70	[kN/m <sup>2</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	63,08	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V_{inst,d}$ <b>40,70</b> [kN/m <sup>2</sup> ] < $G_{stb,d}$ <b>63,08</b> [kN/m <sup>2</sup> ] <b>VERIFICA POSITIVA</b>			

## 26.4 SEZIONE TIPO 3/4

### VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		6,70	[m]
Altezza totale del battente idrico		5,70	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	57,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Contributo delle pareti in elevazione		0,57	[m]
Spessore della zattera di fondazione		1,00	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		1,85	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	76,22	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$Y_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	62,70	[kN/m <sup>2</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	64,89	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V_{inst,d}$ <b>62,70</b> [kN/m <sup>2</sup> ] < $G_{stb,d}$ <b>64,89</b> [kN/m <sup>2</sup> ] <b>VERIFICA POSITIVA</b>			

## 26.5 SEZIONE TIPO 5

### VERIFICA A SOLLEVAMENTO IDRAULICO (D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 6.2.4.2)

Quota di falda media rispetto al piano di campagna		1,00	[m]
Quota massima terreno rispetto intradosso fondazione		7,30	[m]
Altezza totale del battente idrico		6,30	[m]
Peso per unità di volume dell'acqua		10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Sottospinta idraulica dell'acqua di falda al di sotto dello strato di jet grouting - Valore caratteristico	$V_{inst,k}$	63,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Contributo delle pareti in elevazione		0,62	[m]
Spessore della zattera di fondazione		1,00	[m]
Spessore medio del terreno di ricoprimento		2,10	[m]
Peso per unità di volume del terreno di ricoprimento		20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso per unità di volume del calcestruzzo		25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore caratteristico	$G_{stb,k}$	82,44	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale relativo all'azione intabilizzante di sollevamento	$Y_{G1,sfav}$	1,10	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G1,fav}$	0,90	
Coefficiente amplificativo relativo all'azione stabilizzante verticale	$Y_{G2,fav}$	0,80	
Azione instabilizzante di sollevamento - Valore di calcolo	$V_{inst,d}$	69,30	[kN/m <sup>2</sup> ]
Azione stabilizzante verticale - Valore di calcolo	$G_{stb,d}$	70,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V_{inst,d}$ <b>69,30</b> [kN/m <sup>2</sup> ] < $G_{stb,d}$ <b>70,00</b> [kN/m <sup>2</sup> ] <b>VERIFICA POSITIVA</b>			

## 27 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".

Verrà utilizzato il metodo di Meyerhof per le fondazioni nastriformi, considerando la condizione drenata.

Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

### 27.1 RICHIAMI TEORICI

#### 27.1.1 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:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

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

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

#### Fattori di profondità

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

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

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

#### 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:

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

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

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

### 27.1.2 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.

## 27.2 MURO A "U" TIPO 1

### 27.2.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

CARICHI ELEMENTARI		$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
Pesi propri strutturali	$g_1$	366,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	$g_2$	768,89	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	$g_4$	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	$q_1$	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	$q_2$	0,00	114,00	105,37
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	$q_3$	0,00	-114,00	-105,37
Inerzia sismica degli elementi strutturali	$s_1$	0,00	27,45	19,53
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	$s_2$	0,00	57,67	23,17
Sovrappinta dinamica dei terreni	$s_3$	0,00	1,19	2,25

### 27.2.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-153,90	-142,25	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.376,44</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>2.376,44</b>	<b>153,90</b>	<b>142,25</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-153,90	-142,25	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.376,44</b>	<b>-153,90</b>	<b>-142,25</b>			<b>2.376,44</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25	1,35	1,00	0,00	153,90	142,25
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-153,90	-142,25	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>1.647,44</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>1.647,44</b>	<b>153,90</b>	<b>142,25</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	494,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.153,34	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-153,90	-142,25
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>1.647,44</b>	<b>-153,90</b>	<b>-142,25</b>

### 27.2.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,00	1,00	366,00	0,00	0,00
$g_2$	1,00	1,00	768,89	0,00	0,00
$g_4$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	1,00	1,00	0,00	27,45	19,53
$s_2$	1,00	1,00	0,00	57,67	23,17
$s_3$	1,00	1,00	0,00	1,19	2,25
			<b>1.134,89</b>	<b>86,30</b>	<b>44,95</b>

### 27.2.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
SLU - STR 01	2.376,44	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.376,44	153,90	142,25
SLU - STR 03	2.376,44	-153,90	-142,25
SLU - STR 04	2.376,44	0,00	0,00
SLU - STR 05	1.647,44	0,00	0,00
SLU - STR 06	1.647,44	153,90	142,25
SLU - STR 07	1.647,44	-153,90	-142,25
SLV 01	1.134,89	86,30	44,95

## 27.2.5 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]	[°]	[°]
Muro tipo 1	(N)	0,00	--	15,30	--	3,80	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	-25,0	-25,0	-5,0	Unità G3



## 27.2.6 CONDIZIONI 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 espressa 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]
Muro tipo 1	2376,440	0,000	0,000	0,0	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]
Muro tipo 1	2376,440	0,000	142,250	0,1	0,0	90,0	153,900

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 1	2376,440	0,000	-142,250	-0,1	0,0	90,0	153,900

### Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 1	2376,440	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

### Condizione n° 5 - Condizione n° 5 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 1	2376,440	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

### Condizione n° 6 - Condizione n° 6 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 1	1647,440	0,000	142,250	0,1	0,0	90,0	153,900

### Condizione n° 7 - Condizione n° 7 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 1	1647,440	0,000	-142,250	-0,1	0,0	90,0	153,900

### Condizione n° 8 - Condizione n° 8 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 1	1134,890	0,000	44,950	0,0	0,0	90,0	86,300

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

#### Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 2	1.00	1.00

#### Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 3	1.00	1.00

#### Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 4	1.00	1.00

#### Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 5	1.00	1.00

#### Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 6	1.00	1.00

#### Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 7	1.00	1.00

#### Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 8	1.00	1.00

## 27.2.7 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

## 27.2.8 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  
*qu* Portanza ultima, espressa in [kPa]  
*qd* Portanza di progetto, espressa in [kPa]  
*Pu* Portanza ultima, espressa in [kN]  
*Pd* Portanza di progetto, espressa in [kN]  
*V* Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]  
*η* Fattore di sicurezza a carico limite ( $\eta = P_d/V$ )

Cmb	Fnd	PF	qu [kPa]	qd [kPa]	Pu [kN]	Pd [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2179	947	33337,11	14494,40	2376,44	6.10
2	1	NO	1812	788	27507,39	11959,74	2376,44	5.03
3	1	NO	1812	788	27507,39	11959,74	2376,44	5.03
4	1	NO	2179	947	33337,11	14494,40	2376,44	6.10
5	1	NO	2179	947	33337,11	14494,40	2376,44	6.10
6	1	NO	1664	724	25176,63	10946,36	1647,44	6.64
7	1	NO	1664	724	25176,63	10946,36	1647,44	6.64
8	1	NO	1757	764	26736,23	11624,45	1134,89	10.24

### 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]  
 $\gamma$  Peso di volume, espressa in [kN/mc]  
 $\phi$  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

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	φ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R <sub>ex</sub>	R <sub>ey</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>rc</sub>
1	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,18	1,00	--	--	0.92	168.63
3	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,18	1,00	--	--	0.92	168.63
4	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.88	168.63
7	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.88	168.63
8	1	13,49	8,6932	30.90	0	0	15,22	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 = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### 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 = 0.92	Iq = 0.92	I <sub>γ</sub> = 0.77
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### 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 = 0.92	Iq = 0.92	I <sub>γ</sub> = 0.77
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### Combinazione n° 4

#### 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 = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### Combinazione n° 5

#### 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 = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### Combinazione n° 6

#### 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 = 0.88	Iq = 0.88	I <sub>γ</sub> = 0.68
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### Combinazione n° 7

#### 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 = 0.88	Iq = 0.88	I <sub>γ</sub> = 0.68
Fattori di profondità	Dc = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

### Combinazione n° 8

#### 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 = 1.09	Dq = 1.04	Q <sub>γ</sub> = 1.04

## Verifica allo scorrimento

### Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>R<sub>ult1</sub></i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
<i>R<sub>ult2</sub></i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di <i>R<sub>ult1</sub></i> e <i>R<sub>ult2</sub></i>
<i>R<sub>d</sub></i>	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
$\eta$	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><math>\eta</math></b>
1	1	893,25	0,00	893,25	812,04	0,00	100,00
2	1	893,25	0,00	893,25	812,04	153,90	5,28
3	1	893,25	0,00	893,25	812,04	153,90	5,28
4	1	893,25	0,00	893,25	812,04	0,00	100,00
5	1	893,25	0,00	893,25	812,04	0,00	100,00
6	1	619,23	0,00	619,23	562,94	153,90	3,66
7	1	619,23	0,00	619,23	562,94	153,90	3,66
8	1	426,58	0,00	426,58	387,80	86,30	4,49

## 27.3 MURO A "U" TIPO 2

### 27.3.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

CARICHI ELEMENTARI		$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
Pesi propri strutturali	$g_1$	406,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	$g_2$	886,40	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	$g_3$	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	$q_1$	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	$q_2$	0,00	144,00	168,12
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	$q_3$	0,00	-144,00	-168,12
Inerzia sismica degli elementi strutturali	$s_1$	0,00	30,45	30,18
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	$s_2$	0,00	66,48	26,64
Sovraspinta dinamica dei terreni	$s_3$	0,00	1,95	4,67

### 27.3.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00
$g_3$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-194,40	-226,96	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.606,70</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>2.606,70</b>	<b>194,40</b>	<b>226,96</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00
$g_3$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-194,40	-226,96	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.606,70</b>	<b>-194,40</b>	<b>-226,96</b>			<b>2.606,70</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00
$g_3$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96	1,35	1,00	0,00	194,40	226,96
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-194,40	-226,96	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>1.877,70</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>1.877,70</b>	<b>194,40</b>	<b>226,96</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	548,10	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.329,60	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-194,40	-226,96
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>1.877,70</b>	<b>-194,40</b>	<b>-226,96</b>

### 27.3.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,00	1,00	406,00	0,00	0,00
$g_2$	1,00	1,00	886,40	0,00	0,00
$g_4$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	1,00	1,00	0,00	30,45	30,18
$s_2$	1,00	1,00	0,00	66,48	26,64
$s_3$	1,00	1,00	0,00	1,95	4,67
			<b>1.292,40</b>	<b>98,88</b>	<b>61,49</b>

### 27.3.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
SLU - STR 01	2.606,70	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.606,70	194,40	226,96
SLU - STR 03	2.606,70	-194,40	-226,96
SLU - STR 04	2.606,70	0,00	0,00
SLU - STR 05	1.877,70	0,00	0,00
SLU - STR 06	1.877,70	194,40	226,96
SLU - STR 07	1.877,70	-194,40	-226,96
SLV 01	1.292,40	98,88	61,49

### 27.3.5 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]	[°]	[°]
Muro tipo 2	(N)	0,00	--	15,30	--	4,80	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	-30,0	-30,0	-5,0	Unità G3



### 27.3.6 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 espressa 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]
Muro tipo 2	2606,700	0,000	0,000	0,0	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]
Muro tipo 2	2606,700	0,000	226,960	0,1	0,0	90,0	194,400

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 2	2606,700	0,000	-226,960	-0,1	0,0	90,0	194,400

#### Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 2	2606,700	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 5 - Condizione n° 5 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 2	1877,700	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 6 - Condizione n° 6 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 2	1877,700	0,000	226,960	0,1	0,0	90,0	194,400

#### Condizione n° 7 - Condizione n° 7 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 2	1877,700	0,000	-226,960	-0,1	0,0	90,0	194,400

#### Condizione n° 8 - Condizione n° 8 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 2	1292,400	0,000	61,490	0,0	0,0	90,0	98,880

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

#### Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 2	1.00	1.00

#### Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 3	1.00	1.00

#### Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 4	1.00	1.00

#### Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 5	1.00	1.00

#### Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 6	1.00	1.00

#### Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 7	1.00	1.00

#### Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 8	1.00	1.00

### 27.3.7 OPZIONI DI CALCOLO

#### Analisi in condizioni drenate

##### Verifica al carico limite

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof  
 Altezza del cono 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  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00  
 Coefficiente correttivo su  $N_y$  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 rinfilco: 0.00 (%)

### 27.3.8 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 ( $\eta = P_d/V$ )

Cmb	Fnd	PF	q <sub>u</sub> [kPa]	q <sub>d</sub> [kPa]	P <sub>u</sub> [kN]	P <sub>d</sub> [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2390	1039	36568,00	15899,13	2606,70	6.10
2	1	NO	1947	847	29456,15	12807,02	2606,70	4.91
3	1	NO	1947	847	29456,15	12807,02	2606,70	4.91
4	1	NO	2390	1039	36568,00	15899,13	2606,70	6.10
5	1	NO	2390	1039	36568,00	15899,13	1877,70	8.47
6	1	NO	1793	779	26995,68	11737,25	1877,70	6.25
7	1	NO	1793	779	26995,68	11737,25	1877,70	6.25
8	1	NO	1942	844	29526,80	12837,74	1292,40	9.93

#### Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

##### Simbologia adottata

*Cmb* Indice della combinazione  
*Fnd* Indice della fondazione  
*H* Altezza del cono di rottura, espressa in [m]  
 $\gamma$  Peso di volume, espressa in [kN/mc]  
 $\phi$  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

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	φ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R <sub>ex</sub>	R <sub>ey</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>RC</sub>
1	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.91	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,13	1,00	--	--	0.91	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,06	1,00	--	--	0.87	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,06	1,00	--	--	0.87	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,20	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 = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### 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 = 0.91	Iq = 0.91	I <sub>γ</sub> = 0.74
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### 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 = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### Combinazione n° 4

#### 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 = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### Combinazione n° 5

#### 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 = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### Combinazione n° 6

#### 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 = 0.87	Iq = 0.87	I <sub>γ</sub> = 0.65
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### Combinazione n° 7

#### 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 = 0.87	Iq = 0.87	I <sub>γ</sub> = 0.65
Fattori di profondità	Dc = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

### Combinazione n° 8

#### 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 = 1.11	Dq = 1.06	Q <sub>γ</sub> = 1.06

## Verifica allo scorrimento

### Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
$R_{ult1}$	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
$R_{ult2}$	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di $R_{ult1}$ e $R_{ult2}$
$R_d$	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
$\eta$	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><math>\eta</math></b>
1	1	979,79	0,00	979,79	890,72	0,00	100.00
2	1	979,79	0,00	979,79	890,72	194,40	4.58
3	1	979,79	0,00	979,79	890,72	194,40	4.58
4	1	979,79	0,00	979,79	890,72	0,00	100.00
5	1	705,78	0,00	705,78	641,62	0,00	100.00
6	1	705,78	0,00	705,78	641,62	194,40	3.30
7	1	705,78	0,00	705,78	641,62	194,40	3.30
8	1	485,78	0,00	485,78	441,62	98,88	4.47

## 27.4 MURO A "U" TIPO 3/4

### 27.4.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

CARICHI ELEMENTARI		$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
Pesi propri strutturali	$g_1$	600,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	$g_2$	959,18	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	$g_3$	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	$q_1$	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	$q_2$	0,00	204,00	337,41
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	$q_3$	0,00	-204,00	-337,41
Inerzia sismica degli elementi strutturali	$s_1$	0,00	45,00	77,96
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	$s_2$	0,00	71,94	35,50
Sovrappinta dinamica dei terreni	$s_3$	0,00	4,18	14,20

### 27.4.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00
$g_3$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-275,40	-455,50	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.977,76</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>2.977,76</b>	<b>275,40</b>	<b>455,50</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00
$g_3$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-275,40	-455,50	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.977,76</b>	<b>-275,40</b>	<b>-455,50</b>			<b>2.977,76</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00
$g_3$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50	1,35	1,00	0,00	275,40	455,50
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-275,40	-455,50	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.248,76</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>2.248,76</b>	<b>275,40</b>	<b>455,50</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	810,00	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	1.438,76	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-275,40	-455,50
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.248,76</b>	<b>-275,40</b>	<b>-455,50</b>

### 27.4.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,00	1,00	600,00	0,00	0,00
$g_2$	1,00	1,00	959,18	0,00	0,00
$g_4$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	1,00	1,00	0,00	45,00	77,96
$s_2$	1,00	1,00	0,00	71,94	35,50
$s_3$	1,00	1,00	0,00	4,18	14,20
			<b>1.559,18</b>	<b>121,12</b>	<b>127,66</b>

### 27.4.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
SLU - STR 01	2.977,76	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.977,76	275,40	455,50
SLU - STR 03	2.977,76	-275,40	-455,50
SLU - STR 04	2.977,76	0,00	0,00
SLU - STR 05	2.248,76	0,00	0,00
SLU - STR 06	2.248,76	275,40	455,50
SLU - STR 07	2.248,76	-275,40	-455,50
SLV 01	1.559,18	121,12	127,66

## 27.4.5 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]	[°]	[°]
Muro tipo 3	(N)	0,00	--	15,30	--	6,80	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



### 27.4.6 CONDIZIONI 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 espressa 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]
Muro tipo 3	2977,760	0,000	0,000	0,0	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]
Muro tipo 3	2977,760	0,000	455,500	0,2	0,0	90,0	275,400

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2977,760	0,000	-455,500	-0,2	0,0	90,0	275,400

#### Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2977,760	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 5 - Condizione n° 5 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2248,760	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 6 - Condizione n° 6 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2248,760	0,000	455,500	0,2	0,0	90,0	275,400

#### Condizione n° 7 - Condizione n° 7 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2248,760	0,000	-455,500	-0,2	0,0	90,0	275,400

#### Condizione n° 8 - Condizione n° 8 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	1559,180	0,000	127,660	0,1	0,0	90,0	121,120

Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 8	1.00	1.00

## 27.4.7 OPZIONI DI CALCOLO

### Verifica al carico limite

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

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  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 rinfiaccio: 0.00 (%)

## 27.4.8 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 ( $\eta = P_d/V$ )

Cmb	Fnd	PF	q <sub>u</sub> [kPa]	q <sub>d</sub> [kPa]	P <sub>u</sub> [kN]	P <sub>d</sub> [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2825	1228	43217,40	18790,18	2977,76	6.31
2	1	NO	2225	967	33354,99	14502,17	2977,76	4.87
3	1	NO	2225	967	33354,99	14502,17	2977,76	4.87
4	1	NO	2825	1228	43217,40	18790,18	2977,76	6.31
5	1	NO	2825	1228	43217,40	18790,18	2248,76	8.36
6	1	NO	2053	893	30581,62	13296,36	2248,76	5.91
7	1	NO	2053	893	30581,62	13296,36	2248,76	5.91
8	1	NO	2319	1008	35104,08	15262,64	1559,18	9.79

### 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

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	φ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R <sub>ex</sub>	R <sub>ey</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>RC</sub>
1	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,99	1,00	--	--	0.89	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,99	1,00	--	--	0.89	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.85	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.85	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,14	1,00	--	--	0.90	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 = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### 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 = 0.89	Iq = 0.89	I <sub>γ</sub> = 0.69
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### 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 = 0.89	Iq = 0.89	I <sub>γ</sub> = 0.69
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### Combinazione n° 4

#### 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 = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### Combinazione n° 5

#### 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 = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### Combinazione n° 6

#### 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 = 0.85	Iq = 0.85	I <sub>γ</sub> = 0.60
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### Combinazione n° 7

#### 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 = 0.85	Iq = 0.85	I <sub>γ</sub> = 0.60
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

### Combinazione n° 8

#### 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 = 0.90	Iq = 0.90	I <sub>γ</sub> = 0.73
Fattori di profondità	Dc = 1.16	Dq = 1.08	Q <sub>γ</sub> = 1.08

## Verifica allo scorrimento

### Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>R<sub>ult1</sub></i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
<i>R<sub>ult2</sub></i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di <i>R<sub>ult1</sub></i> e <i>R<sub>ult2</sub></i>
<i>R<sub>d</sub></i>	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
$\eta$	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><math>\eta</math></b>
1	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	0,00	100.00
2	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	275,40	3.69
3	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	275,40	3.69
4	1	1119,27	0,00	1119,27	1017,51	0,00	100.00
5	1	845,25	0,00	845,25	768,41	0,00	100.00
6	1	845,25	0,00	845,25	768,41	275,40	2.79
7	1	845,25	0,00	845,25	768,41	275,40	2.79
8	1	586,06	0,00	586,06	532,78	121,12	4.40

## 27.5 MURO A "U" TIPO 5

### 27.5.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

CARICHI ELEMENTARI		$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
Pesi propri strutturali	$g_1$	618,75	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	$g_2$	645,68	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	$g_3$	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	$q_1$	540,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	$q_2$	0,00	219,00	388,85
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	$q_3$	0,00	-219,00	-388,85
Inerzia sismica degli elementi strutturali	$s_1$	0,00	46,41	87,88
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	$s_2$	0,00	48,43	24,47
Sovraspinta dinamica dei terreni	$s_3$	0,00	4,79	17,47

### 27.5.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-295,65	-524,95	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.532,83</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>2.532,83</b>	<b>295,65</b>	<b>524,95</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00	1,35	1,00	729,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-295,65	-524,95	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.532,83</b>	<b>-295,65</b>	<b>-524,95</b>			<b>2.532,83</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95	1,35	1,00	0,00	295,65	524,95
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-295,65	-524,95	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>1.803,83</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>1.803,83</b>	<b>295,65</b>	<b>524,95</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	835,31	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	968,51	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-295,65	-524,95
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>1.803,83</b>	<b>-295,65</b>	<b>-524,95</b>

### 27.5.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,00	1,00	618,75	0,00	0,00
$g_2$	1,00	1,00	645,68	0,00	0,00
$g_4$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	1,00	1,00	0,00	46,41	87,88
$s_2$	1,00	1,00	0,00	48,43	24,47
$s_3$	1,00	1,00	0,00	4,79	17,47
			<b>1.264,43</b>	<b>99,62</b>	<b>129,82</b>

### 27.5.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
SLU - STR 01	2.532,83	0,00	0,00
SLU - STR 02	2.532,83	295,65	524,95
SLU - STR 03	2.532,83	-295,65	-524,95
SLU - STR 04	2.532,83	0,00	0,00
SLU - STR 05	1.803,83	0,00	0,00
SLU - STR 06	1.803,83	295,65	524,95
SLU - STR 07	1.803,83	-295,65	-524,95
SLV 01	1.264,43	99,62	129,82

## 27.5.5 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]	[°]	[°]
Muro tipo 3	(N)	0,00	--	15,30	--	7,30	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



## 27.5.6 CONDIZIONI 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 espressa 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]
Muro tipo 3	2532,830	0,000	0,000	0,0	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]
Muro tipo 3	2532,830	0,000	524,950	0,2	0,0	90,0	295,650

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

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2532,830	0,000	-524,950	-0,2	0,0	90,0	295,650

### Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	2532,830	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

### Condizione n° 5 - Condizione n° 5 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	1803,830	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

### Condizione n° 6 - Condizione n° 6 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	1803,830	0,000	524,950	0,3	0,0	90,0	295,650

### Condizione n° 7 - Condizione n° 7 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	1803,830	0,000	-524,950	-0,3	0,0	90,0	295,650

### Condizione n° 8 - Condizione n° 8 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro tipo 3	1264,430	0,000	129,820	0,1	0,0	90,0	99,620

Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 8	1.00	1.00

## 27.5.7 OPZIONI DI CALCOLO

### Verifica al carico limite

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

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  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 rinfiaccio: 0.00 (%)

## 27.5.8 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 ( $\eta = P_d/V$ )

Cmb	Fnd	PF	q <sub>u</sub> [kPa]	q <sub>d</sub> [kPa]	P <sub>u</sub> [kN]	P <sub>d</sub> [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2936	1276	44918,85	19529,93	2532,83	7.71
2	1	NO	2177	947	32407,98	14090,43	2532,83	5.56
3	1	NO	2177	947	32407,98	14090,43	2532,83	5.56
4	1	NO	2936	1276	44918,85	19529,93	2532,83	7.71
5	1	NO	2936	1276	44918,85	19529,93	1803,83	10.83
6	1	NO	1920	835	28262,91	12288,22	1803,83	6.81
7	1	NO	1920	835	28262,91	12288,22	1803,83	6.81
8	1	NO	2409	1047	36365,48	15811,08	1264,43	12.50

### 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

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	φ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R <sub>ex</sub>	R <sub>ey</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>RC</sub>
1	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.86	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,89	1,00	--	--	0.86	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,72	1,00	--	--	0.80	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	14,72	1,00	--	--	0.80	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,09	1,00	--	--	0.90	168.63

## Fattori correttivi verifica capacità portante

### Combinazione n° 1

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 2

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.86$	$I_q = 0.86$	$I_\gamma = 0.62$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 3

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.86$	$I_q = 0.86$	$I_\gamma = 0.62$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 4

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 5

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 1.00$	$I_q = 1.00$	$I_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 6

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.80$	$I_q = 0.80$	$I_\gamma = 0.49$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 7

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.80$	$I_q = 0.80$	$I_\gamma = 0.49$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

### Combinazione n° 8

#### Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 32.41$	$N_q = 20.39$	$N_\gamma = 18.25$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.90$	$I_q = 0.90$	$I_\gamma = 0.73$
Fattori di profondità	$D_c = 1.17$	$D_q = 1.08$	$Q_\gamma = 1.08$

## Verifica allo scorrimento

### Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
$R_{ult1}$	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
$R_{ult2}$	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di $R_{ult1}$ e $R_{ult2}$
$R_d$	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
$\eta$	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><math>\eta</math></b>
1	1	952,03	0,00	952,03	865,48	0,00	100.00
2	1	952,03	0,00	952,03	865,48	295,65	2.93
3	1	952,03	0,00	952,03	865,48	295,65	2.93
4	1	952,03	0,00	952,03	865,48	0,00	100.00
5	1	678,02	0,00	678,02	616,38	0,00	100.00
6	1	678,02	0,00	678,02	616,38	295,65	2.08
7	1	678,02	0,00	678,02	616,38	295,65	2.08
8	1	475,27	0,00	475,27	432,06	99,62	4.34

## 28 VERIFICA DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

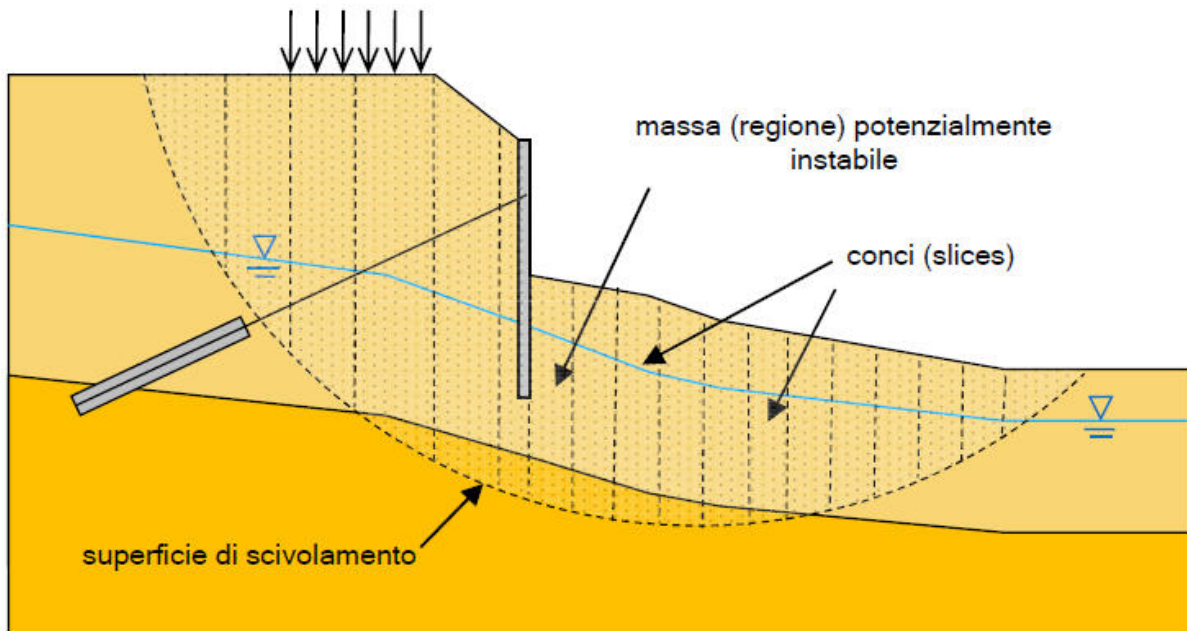
Per la valutazione della stabilità globale è stato adottato il metodo di Bishop semplificato implementato all'interno del software **Paratie Plus 2023** (CeAS).

Il metodo, appartenente alla famiglia dei metodi all'equilibri limite, si basa sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo una potenziale superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza.

Variando secondo diversi criteri la superficie di scorrimento, è possibile determinare la configurazione associata al coefficiente di sicurezza minimo.

Il metodo la regione di terreno mobilitata in conci (compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e istituiscono le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili.



Il metodo di Bishop assume che i vari conci si scambino azioni solo normali alle facce, vale a dire azioni orizzontali; richiede inoltre che la superficie di scivolamento sia un arco di cerchio e determina il coefficiente di sicurezza imponendo l'equilibrio alla rotazione dell'ammasso attorno al centro della circonferenza.

La verifica di stabilità globale viene condotta in corrispondenza delle combinazioni:

- **SLU – GEO (A2+M2+R2)**

## 28.1 COMBINAZIONE SLU – GEO (A2-M2-R2)

### 28.1.1 DEFINIZIONE DELLE PROPRIETÀ DI ANALISI PER LA STABILITÀ GLOBALE

Proprietà analisi di stabilità dei pendii

D.S. Base Design Section Fase Stage 1 Eredita le proprietà dalla Fase: ▼

Attivo

Metodo di stabilità del pendio Bishop ▼

Definizione Superficie Critica  ▼

Massimo numero di iterazioni  Passo Conci  m

Tolleranza FS  Contributo del muro all'analisi di stabilità Ignora muro ▼

Controlla inclinazione base conci vs. cuneo attivo / cuneo passivo  Continua anche in presenza di errori nei Geopile.

Golden Section Search  Metti in conto le pressioni dell'acqua nei calcoli dei geopile

Aggiusta forze E tra i conci (solo Bishop)  Usa sempre l'algoritmo generale per i geopiles

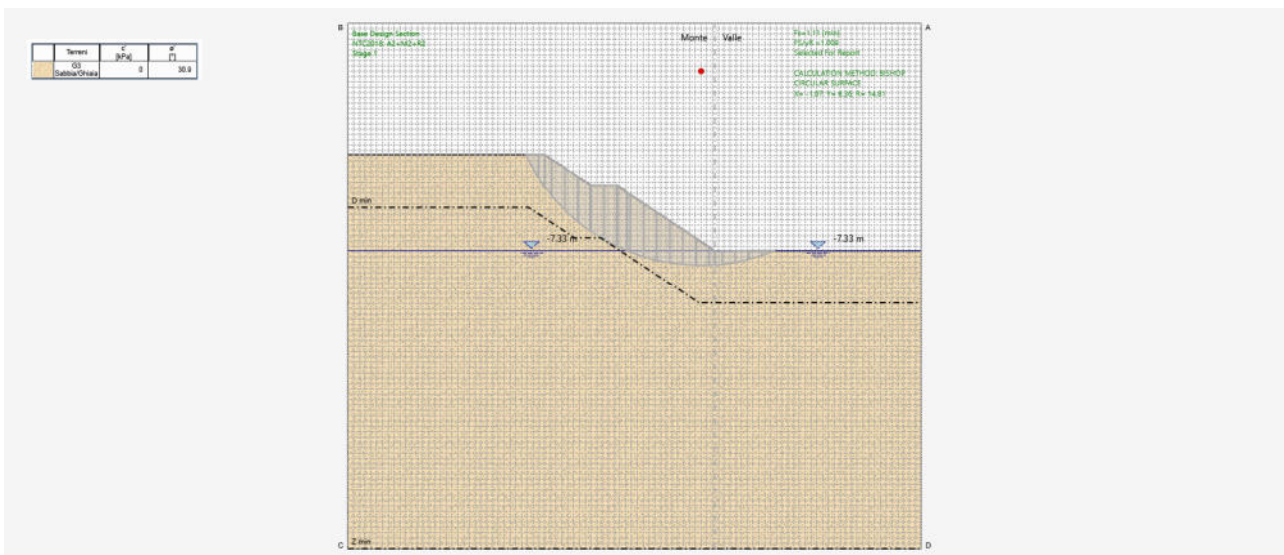
Applica FS alla resistenza GEO dei rinforzi (geogriglie ecc.)  Geopile file dump

Griglia dei Centri

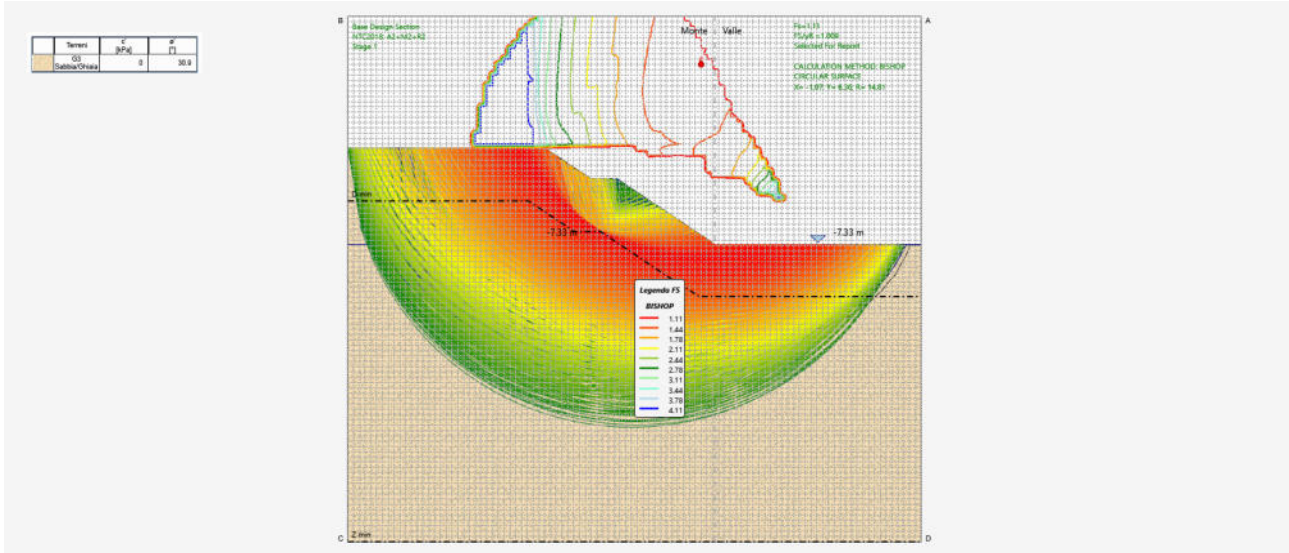
	Z min per calcolo raggio massimo		X	Z
Offset da topline per Rmin	<input type="text" value="4"/> m	A	<input type="text" value="15.7"/> m	<input type="text" value="10"/> m
Numero Raggi	<input type="text" value="100"/>	B	<input type="text" value="-28"/> m	<input type="text" value="10"/> m
Densità Griglia dei Centri	<input type="text" value="100"/>	C	<input type="text" value="-28"/> m	<input type="text" value="-30"/> m
		D	<input type="text" value="15.7"/> m	<input type="text" value="-30"/> m

Applica
OK
Annulla

### 28.1.2 SUPERFICIE CRITICA



28.1.3 RIEPILOGO DELLE SUPERFICI CRITICHE E DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA



Il coefficiente di sicurezza minimo è risultato pari a  $1,11 > 1,10 \rightarrow$  VERIFICATO.



## 29 CONFORMITÀ AL CAPITOLO 10.2 DEL D.M. 17.01.2018

La sicurezza statica è stata verificata valutando la resistenza, la funzionalità e la durabilità degli elementi strutturali in relazione alle effettive condizioni di carico in esercizio, alle prescrizioni ed ai coefficienti di sicurezza indicati dalla normativa vigente.

Le sezioni resistenti sono state verificate utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite", in base ai valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione ricavate secondo le usuali formule della Scienza delle Costruzioni.

La sicurezza sismica è stata valutata tramite un'analisi dinamica lineare di seguito descritta.

### 29.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO

#### 29.1.1 PARATIE PLUS 2023





### Affidabilità del codice di calcolo Paratie Plus

In accordo a quanto previsto nel paragrafo "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" delle "Norme tecniche per le Costruzioni", si precisa che la documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei seguenti documenti in formato PDF compresi nell'installazione di PARATE PLUS:

Guida Utente	Contiene una descrizione delle basi teoriche generali e delle procedure di progetto generali implementate, con particolare riferimento alle varie Normative tecniche adottate. Inoltre, contiene una serie di esempi tipici, per i quali vengono descritte, in modo dettagliato, le diverse fasi operative e relativi comandi del programmi. Sono contenuti inoltre commenti sui criteri di modellazione che si rendono via via necessari; infine sono discussi i risultati. Tutti i file di input dei casi risolti sono compresi nell'installazione del programma.
Teoria - Paratie Plus	Descrive in modo approfondito gli algoritmi numerici alla base della simulazione di un'opera di sostegno tramite il metodo delle molle non lineari.
Advanced-Modelling	Per tutti gli algoritmi e le diverse opzioni di modellazione implementate, sono riportati casi prova commentati con il confronto tra i risultati forniti dal programma ed i valori di riferimento, disponibili in genere da esempi teorici risolvibili con altri metodi o tramite il confronto con valori in letteratura. Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma.
Stima Parametri	Contiene una guida per la determinazione dei principali parametri geomeccanici di input, alla luce delle tecnologie sperimentali più diffuse, e secondo raccomandazioni accreditate in letteratura e da standard internazionali
Verifiche strutturali	Descrive le assunzioni ingegneristiche alla base delle procedure di verifica degli elementi strutturali, quali pareti, tiranti, puntoni, elementi di ripartizione ecc.
Interfaccia con DXF	Descrive le ipotesi alla base dell'importazione della geometria a partire da un modello cad.

Harpaceas s.r.l.  
 Ing. Paolo Sattamino



HARPACEAS s.r.l. • Viale Richard, 1 • 20143 Milano • tel +39 02 891741 • fax +39 02 89151600  
 info@harpaceas.it • harpaceas@scacert.it • www.harpaceas.it

Cod. Fisc. e P.Iva 09907290150 - Cap.Soc.Euro 100.000,00 i.v.- Iscriz. C.C.I.A.A.Milano n°1326913  
 Iscriz.Trib.Milano Rag. Sociale 300520 vol.7952 Fasc.20

## 29.2 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

Si dichiara di aver esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software contenente una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati oltre all'individuazione dei campi d'impiego, valutandone l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico.

## 29.3 VALIDAZIONE DEI CODICI

Non risulta necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

## 29.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

I risultati riassumono, in sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per il particolare tipo di analisi sviluppata.

L'esito della elaborazione è sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, per le parti più sollecitate della struttura, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari. Delle suddette grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, sono evidenziate le convenzioni sui segni, oltre ai valori numerici e le unità di misura nelle sezioni significative per la valutazione del comportamento complessivo della struttura e i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

## 29.5 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si dichiara l'attendibilità dei risultati delle elaborazioni avendoli confrontati con quelli derivanti da semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali, ossia a seguito di comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate utilizzando metodi tradizionali adottati in fase di proporzionamento della struttura.