

S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)

S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO - TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA) E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO)

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 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: GA&M	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Gaetano RANIERI
--	---	--	--

<h1>L0033</h1>	<h2>L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE</h2> <h3>L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI</h3> <h4>RELAZIONE DI CALCOLO MURO AD "U"</h4>
----------------	---

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. M I 3 2 4 E 1 8 0 1	L0033-T00TM00STRE33_A.dwg	A	-----
	CODICE ELAB. T 0 0 T M 0 0 S T R E 3 3		

C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBARIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. FABRIZIO BAJETTI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4	UNITA' DI MISURA	9
5	MATERIALI	10
5.1	Calcestruzzo	10
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	10
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	10
5.2	Acciaio.....	11
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	11
5.3	Calcolo dei copriferri minimi – zattera di fondazione	12
5.4	Calcolo dei copriferri minimi – elevazioni	13
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	14
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	15
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	15
7.2	Definizione della strategia progettuale	16
7.3	Parametri di calcolo	18
7.3.1	Parametri numerici sismici	18
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	18
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	18
7.3.4	Fattori di struttura.....	19
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	19
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	22
8	ANALISI DEI CARICHI.....	23
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	23
8.2	Peso del terreno a tergo del muro.....	23
8.2.1	peso proprio del parapetto metallico	23
8.3	Spinta laterale dei terreni	23
8.4	Sovraccarichi accidentali (q_1).....	25
8.5	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle pareti verticali	25
8.6	Azioni sismiche	25
8.6.1	Azione inerziale delle masse.....	25
8.6.2	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	25
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	26
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	26
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	26
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	26
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	27
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	27
10	MURO TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO	28
10.1	Definizione del modello di calcolo.....	28
10.2	Numerazione degli elementi	29
10.3	Numerazione dei nodi	29
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	30
10.5	Applicazione dei carichi elementari	31
10.5.1	Pesi propri strutturali	31

10.5.2	Peso proprio del terreno di ricoprimento	31
10.5.3	Peso proprio dei parapetti metallici	31
10.5.4	Spinta orizzontale dei terreni.....	32
10.5.5	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	32
10.5.6	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra	33
10.5.7	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra	33
10.5.8	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati	34
10.5.9	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni.....	34
11	MURO TIPO 1 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	35
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	35
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	36
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	38
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	39
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	42
12	MURO TIPO 1 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	44
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	44
12.2	Sezione e armatura di verifica	44
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	45
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	45
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente	46
12.3.3	Combinazione SLE – Rara	47
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	48
12.3.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione frequente	49
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	50
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	51
13	MURO TIPO 1 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	52
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	52
13.2	Sezione e armatura di verifica	52
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	53
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	53
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente	54
13.3.3	Combinazione SLE – Rara	55
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	56
13.4.1	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Combinazione frequente	57
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	58
13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	59
14	MURO TIPO 1 – VERIFICHE GEOTECNICHE	60
14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	60
14.2	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo alla base della zattera di fondazione	60
14.2.1	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	60
14.2.2	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	61
14.2.3	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	61
14.3	Verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento.....	62
14.3.1	Richiami teorici - Verifica al carico limite	62
14.3.2	Richiami teorici - Verifica allo scorrimento.....	63
14.4	Risultati	64
14.4.1	Dati - Geometria della fondazione.....	64

14.4.2	Dati - Descrizione terreni e falda.....	64
14.4.3	Descrizione combinazioni di carico	65
14.5	Opzioni di calcolo - Analisi in condizioni drenate	66
14.5.1	Verifica al carico limite	66
14.6	Risultati	66
14.6.1	Fattori correttivi verifica capacità portante.....	68
15	MURO TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO	70
15.1	Definizione del modello di calcolo.....	70
15.2	Numerazione degli elementi	71
15.3	Numerazione dei nodi	71
15.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	72
15.5	Applicazione dei carichi elementari	73
15.5.1	Pesi propri strutturali.....	73
15.5.2	Peso proprio del terreno di ricoprimento	73
15.5.3	Peso proprio dei parapetti metallici	73
15.5.4	Spinta orizzontale dei terreni.....	74
15.5.5	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	74
15.5.6	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra.....	75
15.5.7	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra	75
15.5.8	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati.....	76
15.5.9	Sovraspinta dinamica orizzontale dei terreni.....	76
16	MURO TIPO 2 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	77
16.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	77
16.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	78
16.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	80
16.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR	81
16.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	84
17	MURO TIPO 2 – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	86
17.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	86
17.2	Sezione e armatura di verifica	86
17.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	87
17.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	87
17.3.2	Combinazione SLE – Frequente	88
17.3.3	Combinazione SLE – Rara	89
17.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	90
17.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	91
17.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	92
18	MURO TIPO 2 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI	93
18.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	93
18.2	Sezione e armatura di verifica	93
18.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	94
18.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	94
18.3.2	Combinazione SLE – Frequente	95
18.3.3	Combinazione SLE – Rara	96
18.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	97
18.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	98
18.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	99
19	MURO TIPO 2 – VERIFICHE GEOTECNICHE	100

19.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	100
19.2	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo alla base della zattera di fondazione ..	100
19.2.1	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	100
19.2.2	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	101
19.2.3	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	101
19.3	Verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento.....	102
19.3.1	Richiami teorici - Verifica al carico limite	102
19.3.2	Richiami teorici - Verifica allo scorrimento.....	103
19.4	Risultati	104
19.4.1	Dati - Geometria della fondazione.....	104
19.4.2	Dati - Descrizione terreni e falda.....	104
19.4.3	Descrizione combinazioni di carico	105
19.5	Opzioni di calcolo - Analisi in condizioni drenate	106
19.5.1	Verifica al carico limite	106
19.6	Risultati	106
19.6.1	Fattori correttivi verifica capacità portante.....	108

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri ad "U" in cemento armato dei tombini nell'ambito del progetto esecutivo "S.S.38 – lotto 4: nodo di Tirano – Tratta A (svincolo di Bianzone – svincolo La Ganda) - Tratta B (svincolo La Ganda – Campone di Tirano)".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

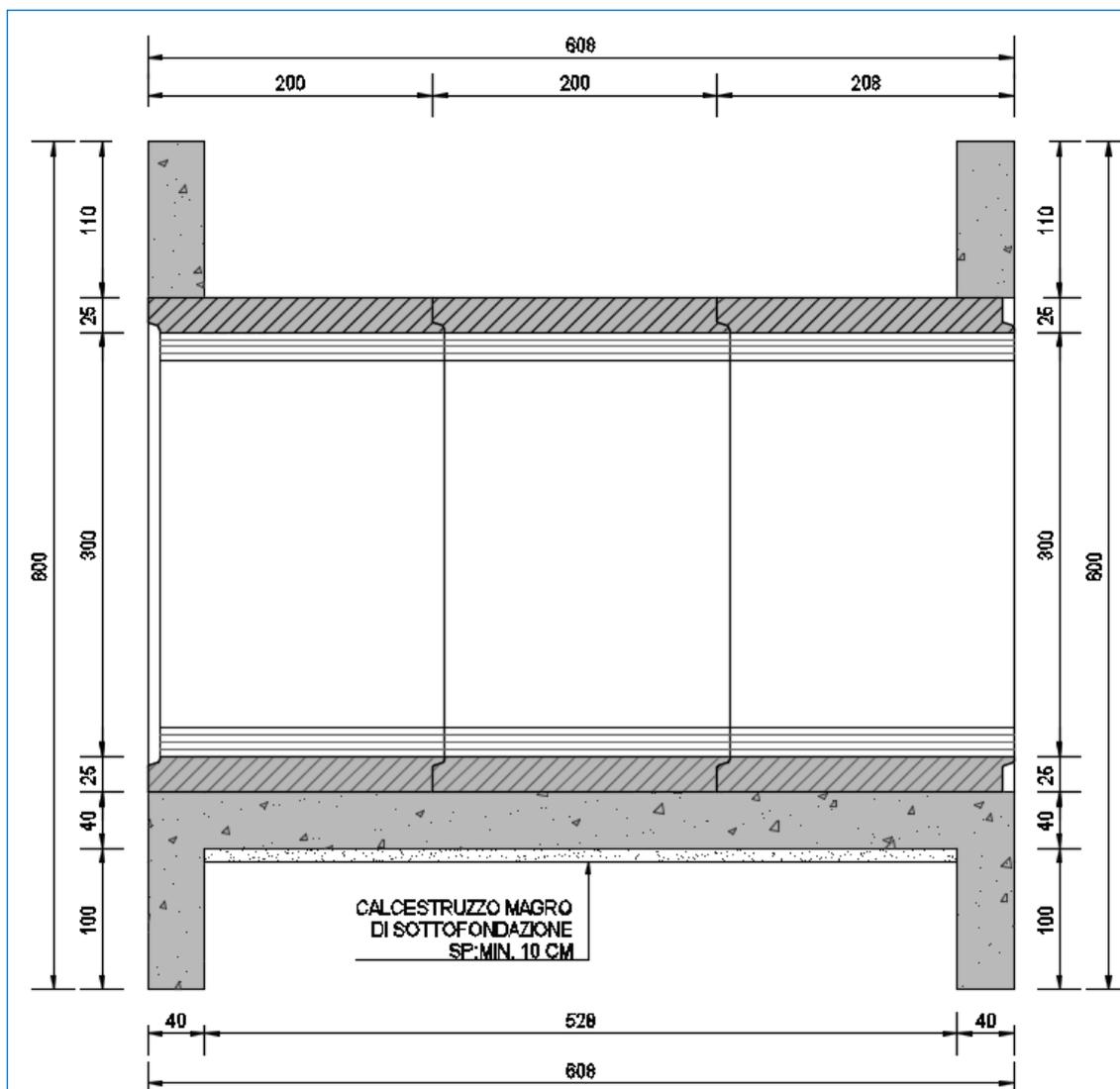
I muri presentano una sezione trasversale ad "U" (non è presente alcun piede di valle) con un taglione scavato a sezione obbligata e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

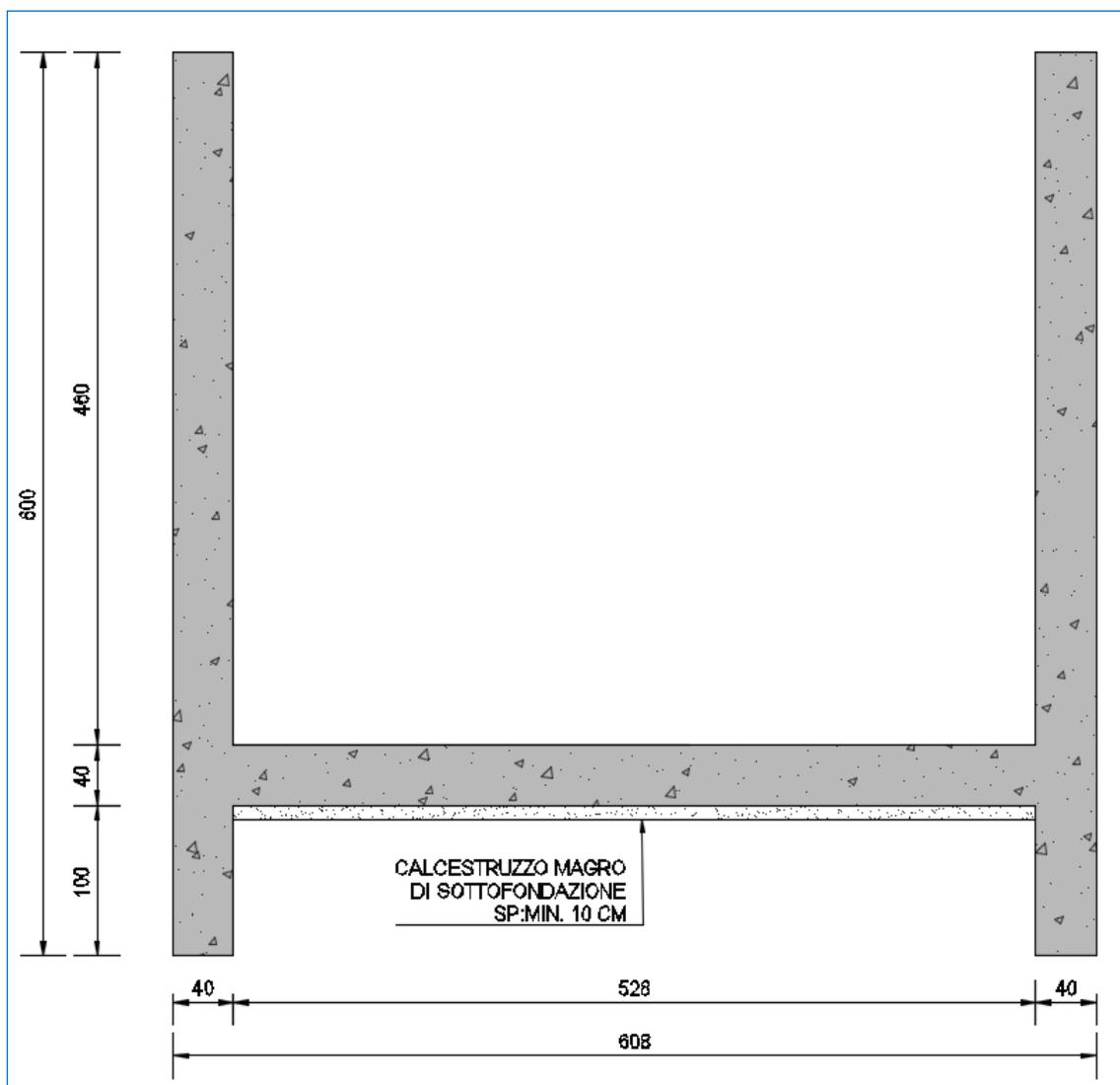
In via generale il presente progetto prevede un numero di muri ad "U" pari a quattro aventi altezze delle pareti verticali diverse. Ai fini del dimensionamento e delle verifiche strutturali e geotecniche si considerano le seguenti tipologie di muro:

MURO TIPO 1

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali: **40 x 460 cm**
- Soletta di fondazione: **608 x 40 cm**

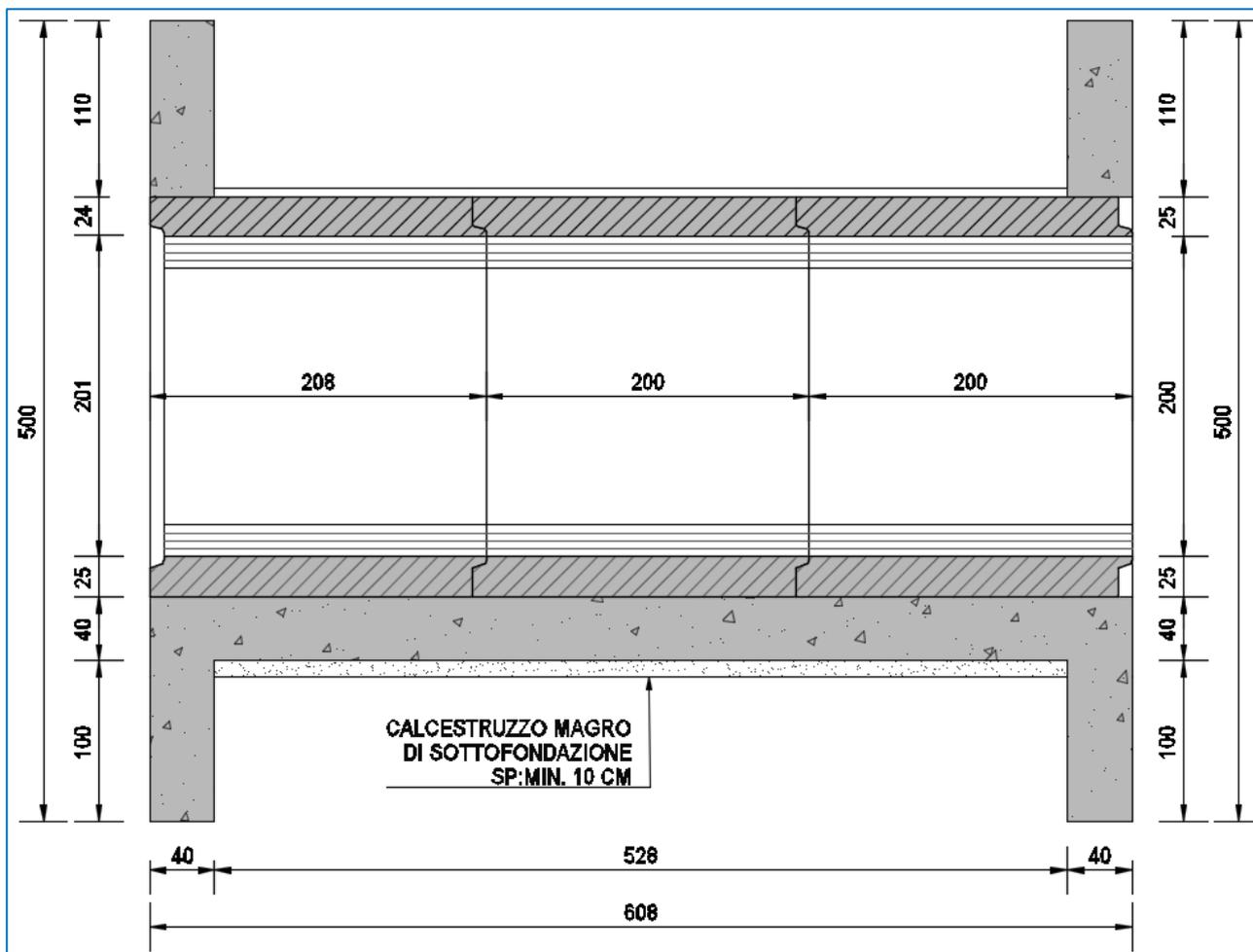


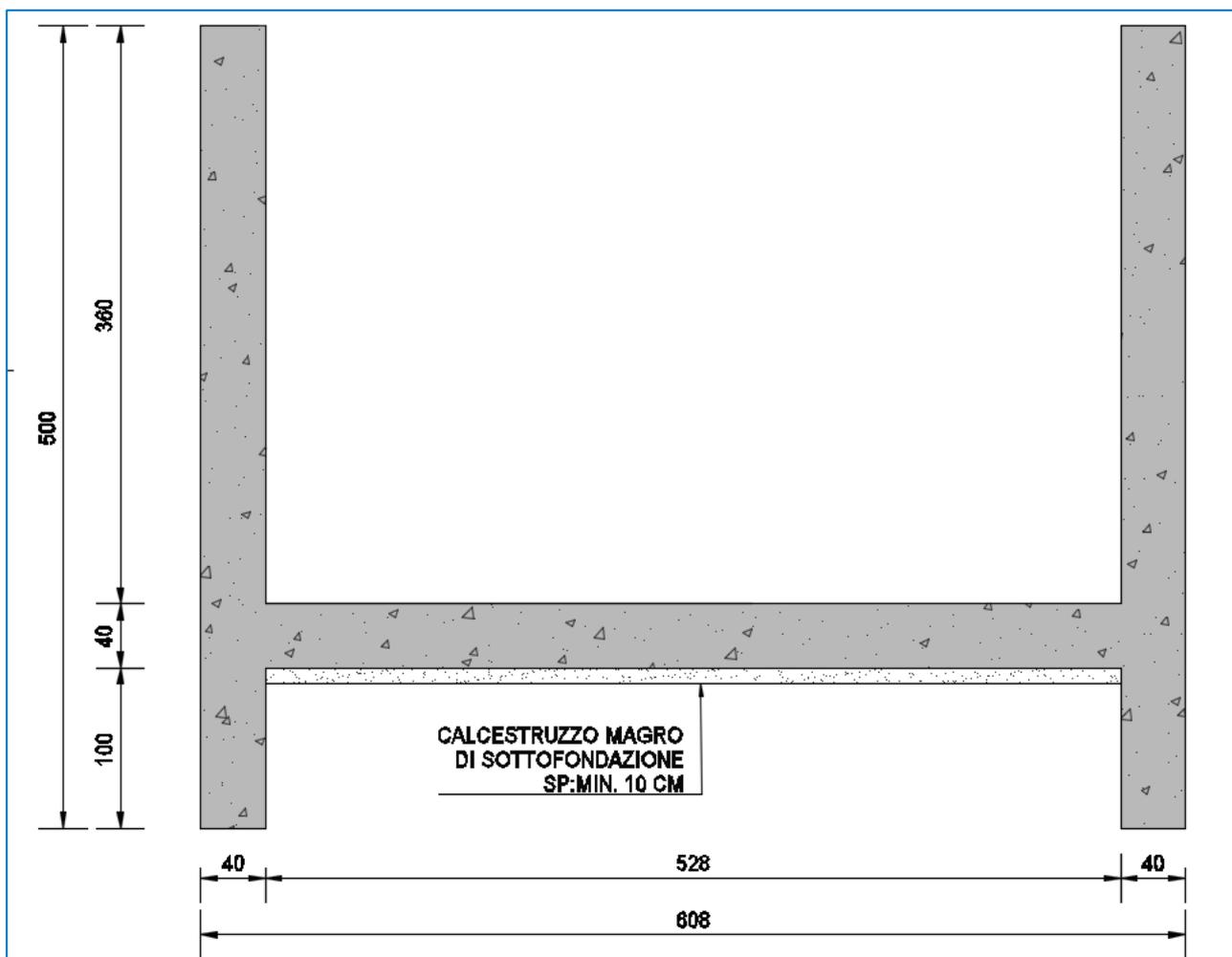


MURO TIPO 2

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali: **40 x 360 cm**
- Soletta di fondazione: **608 x 40 cm**





I muri di testata non sono rigidamente collegati con i conci di estremità del tombino prefabbricato (è presente esclusivamente una sigillatura in malta).

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

4 UNITA' DI MISURA

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

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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le zattere di fondazione delle opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C28/35		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

Per le elevazioni di fondazione delle opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF2/XA1** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C32/40		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	19,92	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	14,94	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	33.642,78	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	33.642,78	[N/mm ²]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **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/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI – ZATTERA DI FONDAZIONE

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:

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

Definizione delle classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C25/30	Barre da c.a. elementi a p	C28/35
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	100 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	30 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	35 mm

5.4 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI – ELEVAZIONI

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:

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

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C28/35	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	100 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	40 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	45 mm

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

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

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

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

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

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

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

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

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ||>

Variabilità dei parametri ||>

Elaborazioni

Tabella parametri ||>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

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

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

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

- Classe d'uso dell'opera: **III**

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

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

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

- Coefficiente di utilizzo dell'opera: **1,5**

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

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

- Vita di riferimento dell'opera: **150 anni**

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

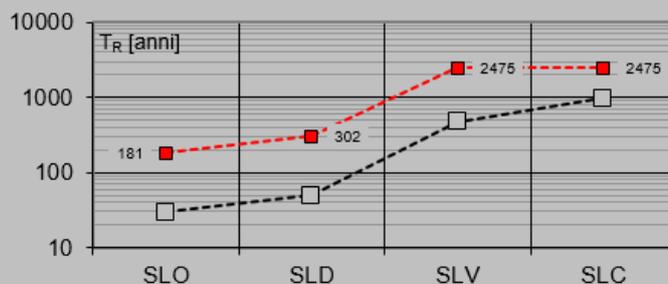
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

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

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T2**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B ▼ info $S_S =$ 1,200 $C_C =$ 1,407 ▼ info

Categoria topografica T2 ▼ info $h/H =$ 0,000 $S_T =$ 1,000 ▼ info

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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

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

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

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

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

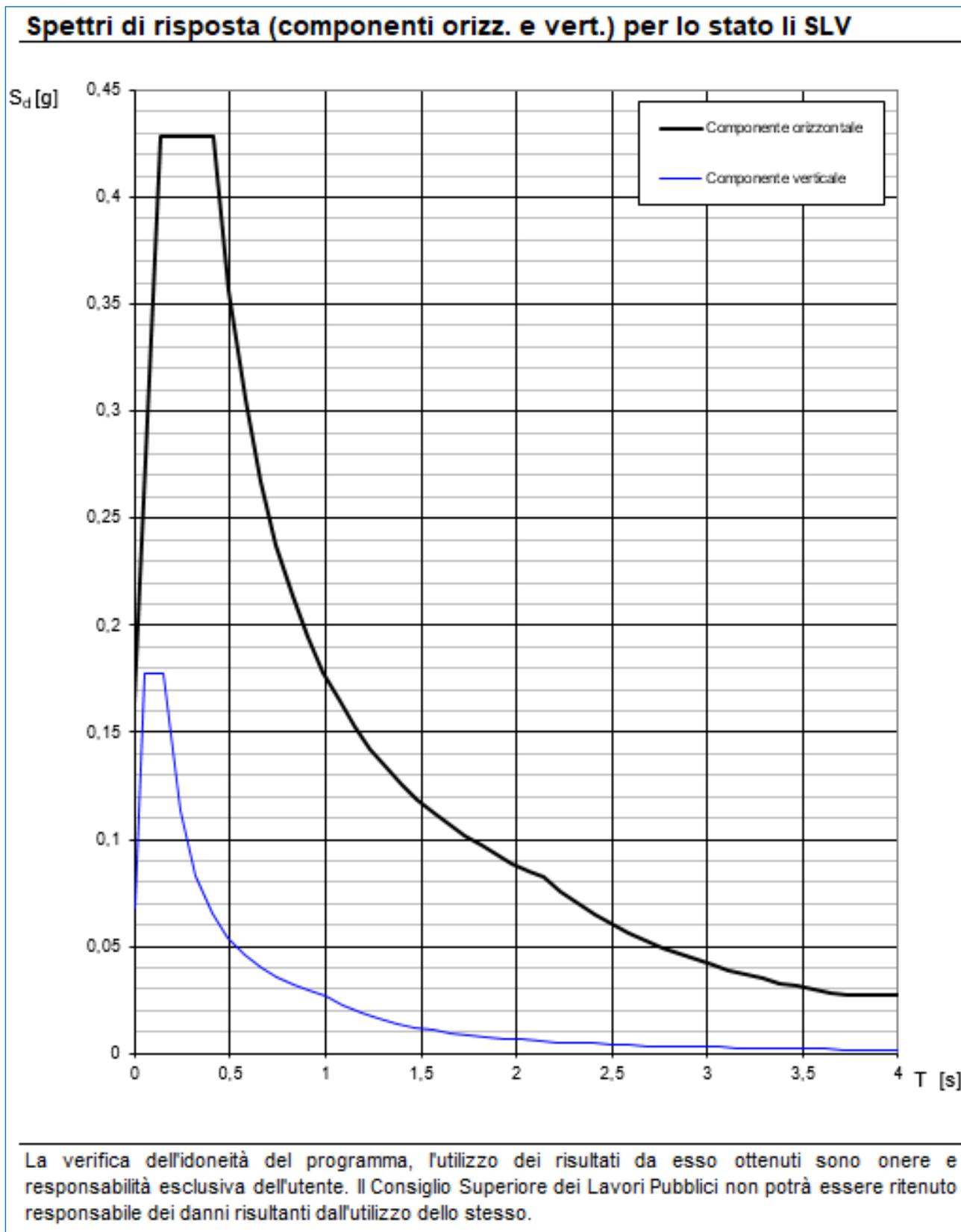
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

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

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

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

$$K_h = 0,163$$

$$K_v = 0,0815$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

Il peso dei singoli elementi strutturali in cemento armato è stato assegnato automaticamente dal software di calcolo in relazione alle dimensioni reali delle sezioni.

8.2 PESO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO

Il peso del terreno a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) è stato assunto pari $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

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

- Muro tipo 1 → $P_{\text{ricoprimento}} = S_{\text{max}} \times \gamma = 4,60 \times 20 = 92,00 \text{ kN/m}^2$
- Muro tipo 2 → $P_{\text{ricoprimento}} = S_{\text{max}} \times \gamma = 3,60 \times 20 = 72,00 \text{ kN/m}^2$

8.2.1 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO METALLICO

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

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

8.3 SPINTA LATERALE DEI TERRENI

Poiché la struttura si presenta di tipo rigido si considera uno stato di riposo del terreno spingente.

La spinta a riposo del terreno a tergo del rilevato viene determinata mediante la seguente formulazione:

$$S_{i,0} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- k_0 → coefficiente di spinta a riposo del terreno, determinato mediante la seguente relazione:

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

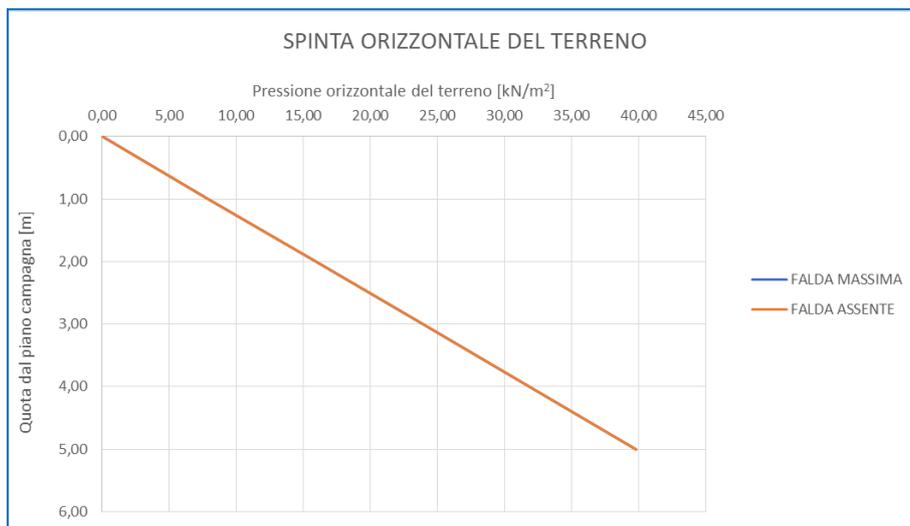
con:

- φ = angolo di attrito interno

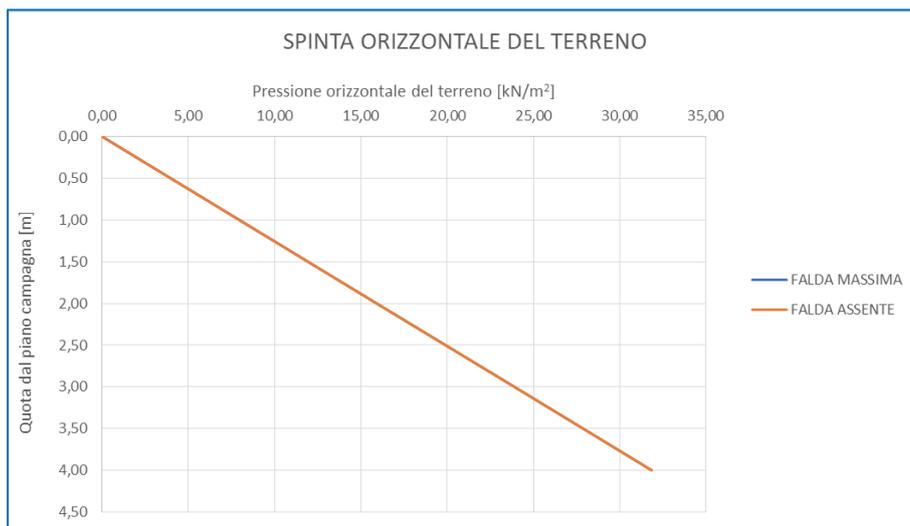
L'azione della spinta è applicata a 1/3 dell'altezza dell'opera. A favore di sicurezza l'intera spinta è applicata in direzione orizzontale.

Di seguito è riportato l'andamento della spinta orizzontale dei terreni:

- **Muro tipo 1**



- **Muro tipo 2**



8.4 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q_1)

È stato considerato un carico uniformemente distribuito sulla zattera di fondazione forfettario pari a:
 $q = 20,00 \text{ kN/m}^2$.

8.5 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

È stato considerato, in fase di esecuzione, un sovraccarico accidentale forfettario a tergo delle pareti pari a $5,00 \text{ kN/m}^2$, 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

8.6 AZIONI SISMICHE

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

8.6.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

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

8.6.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

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

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

dove:

- γ → 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

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.

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
- Ψ_{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
- Ψ_{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
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

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

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

dove:

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

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

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

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

⁽¹⁾ 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
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti.

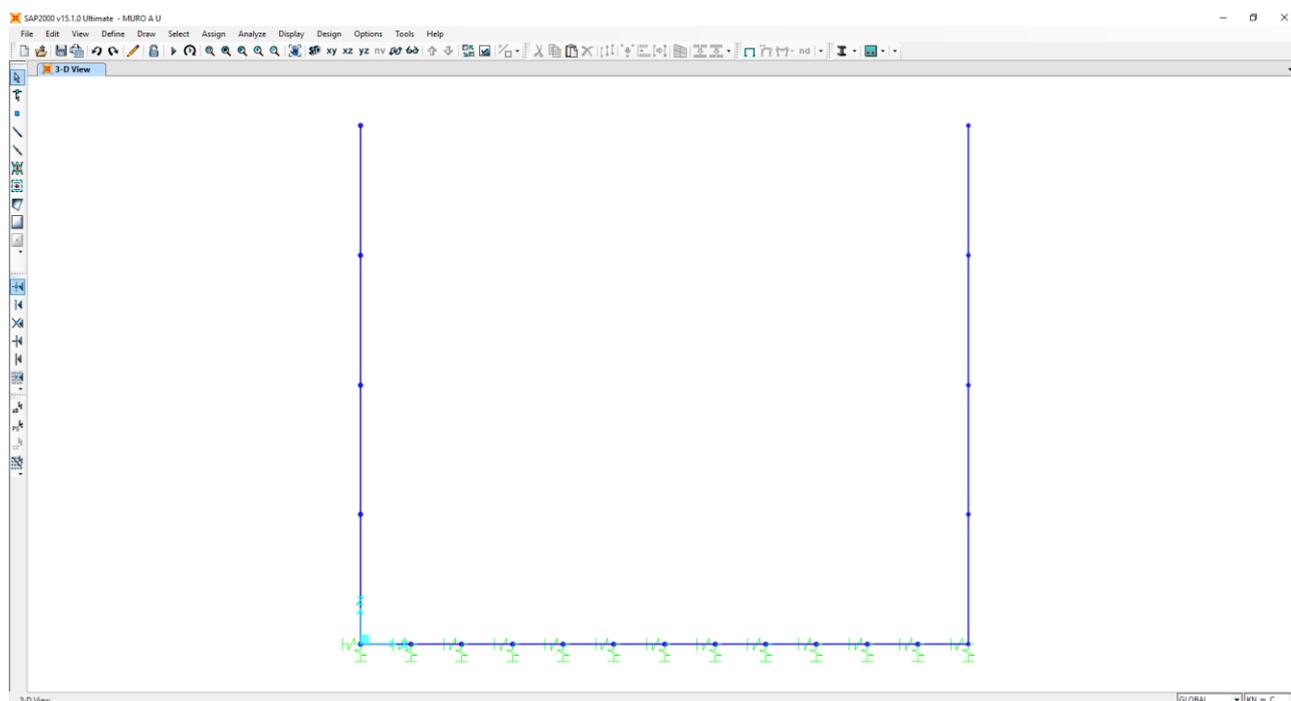
10 MURO TIPO 1 – MODELLO DI CALCOLO

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.

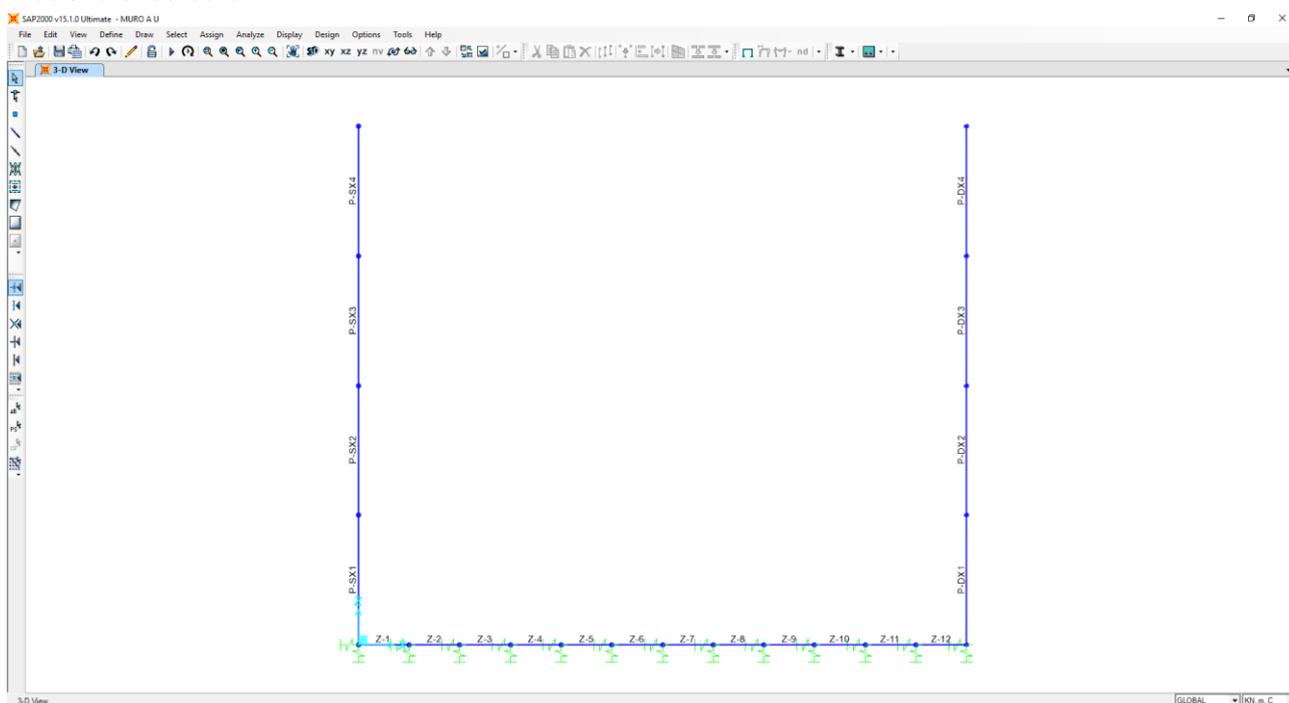
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



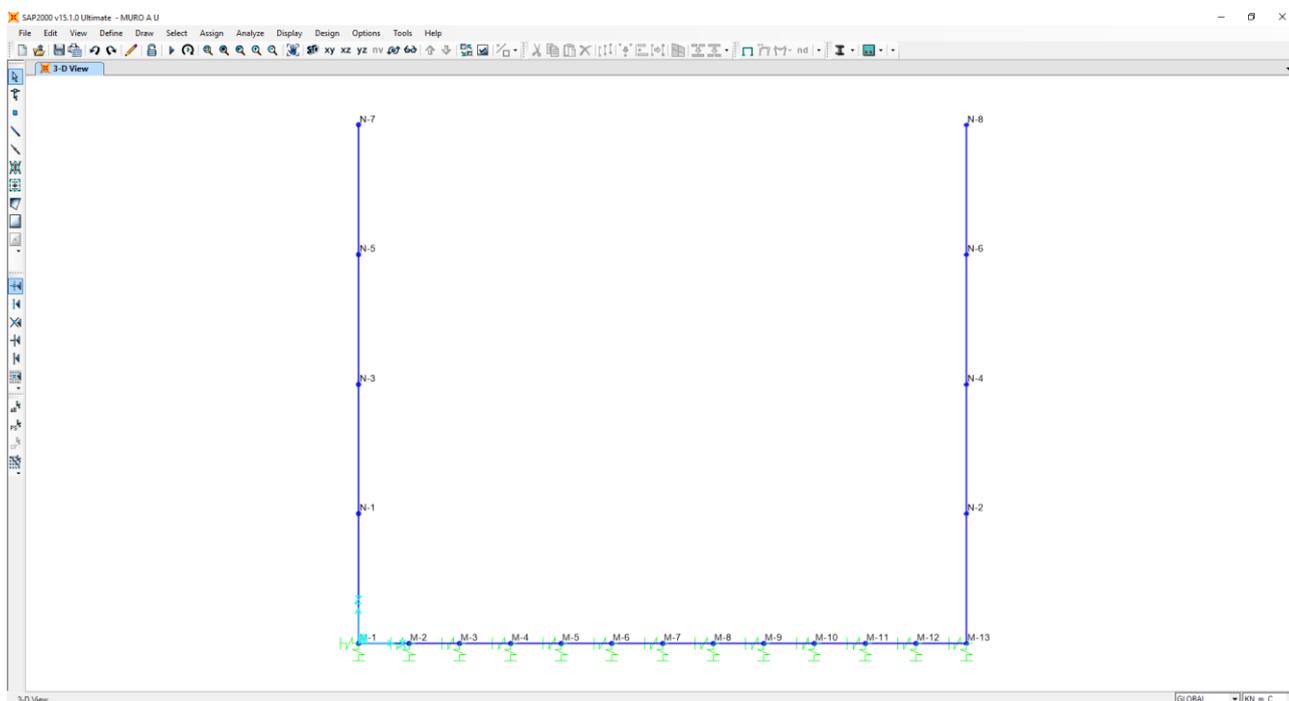
10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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 **UG2-2**.

La costante di sottofondo è definita dalla relazione di Vesic (1961):

$$k = \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$$

dove:

- E → modulo elastico del terreno di fondazione;
- B → lato della fondazione
- ν → coefficiente di Poisson

Si considera pertanto una costante di sottofondo pari a **k = 3.850,00 kN/m³**.

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 :

3.850,00 kN/m³

Larghezza della striscia di calcolo L_c :

1,00 m

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,467
M2	M3	0,467
M3	M4	0,467
M4	M5	0,467
M5	M6	0,467
M6	M7	0,467
M7	M8	0,467
M8	M9	0,467
M9	M10	0,467
M10	M11	0,467
M11	M12	0,467
M12	M13	0,467

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,233	898,32
M2	0,467	1.796,64
M3	0,467	1.796,64
M4	0,467	1.796,64
M5	0,467	1.796,64
M6	0,467	1.796,64
M7	0,467	1.796,64
M8	0,467	1.796,64
M9	0,467	1.796,64
M10	0,467	1.796,64
M11	0,467	1.796,64
M12	0,467	1.796,64
M13	0,233	898,32

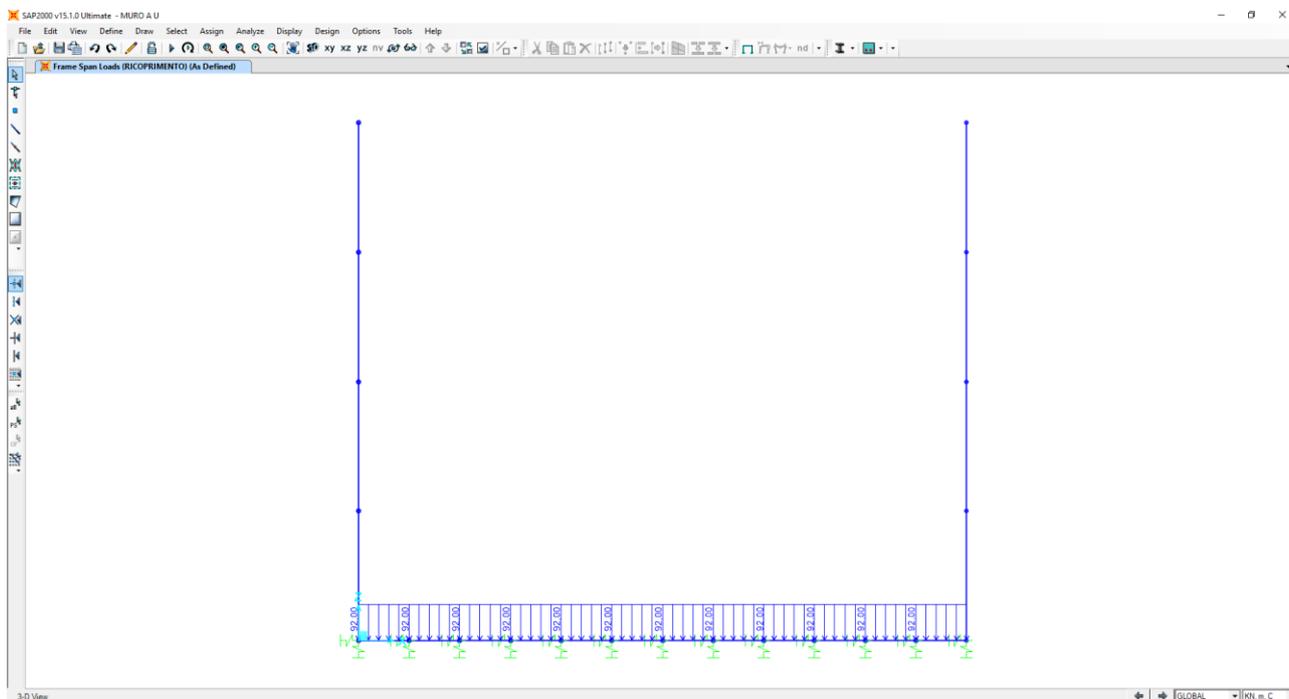
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

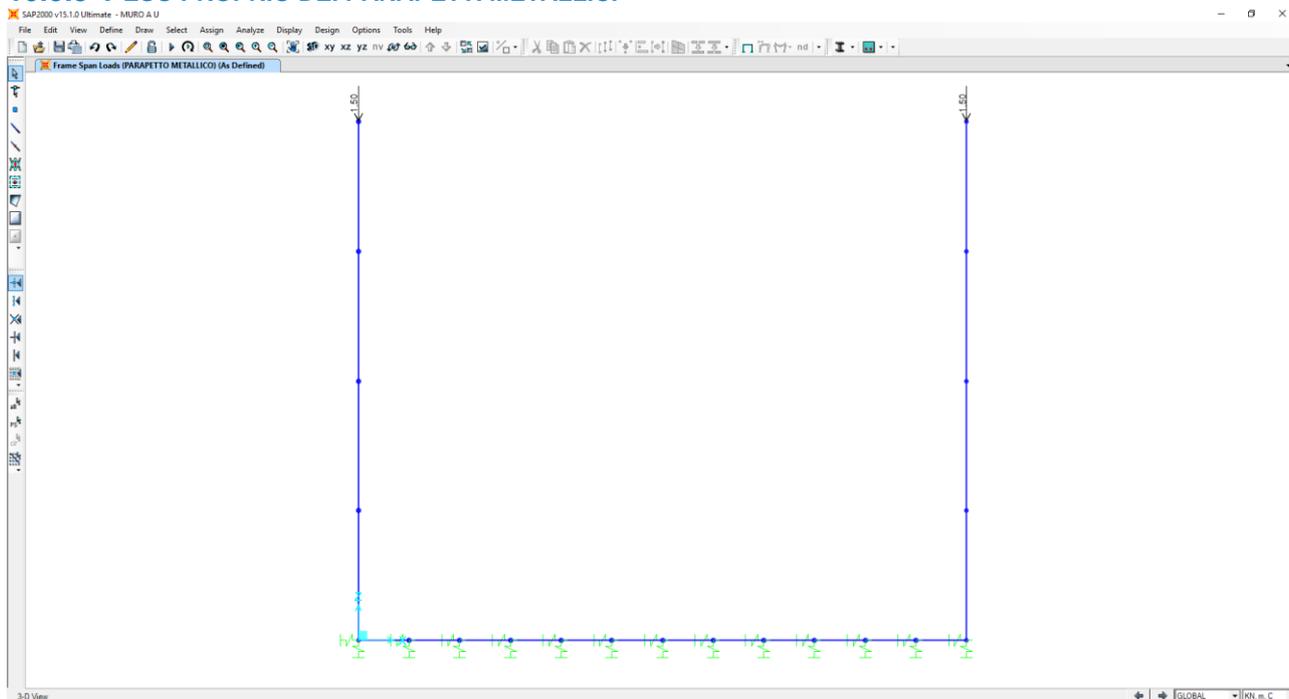
10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

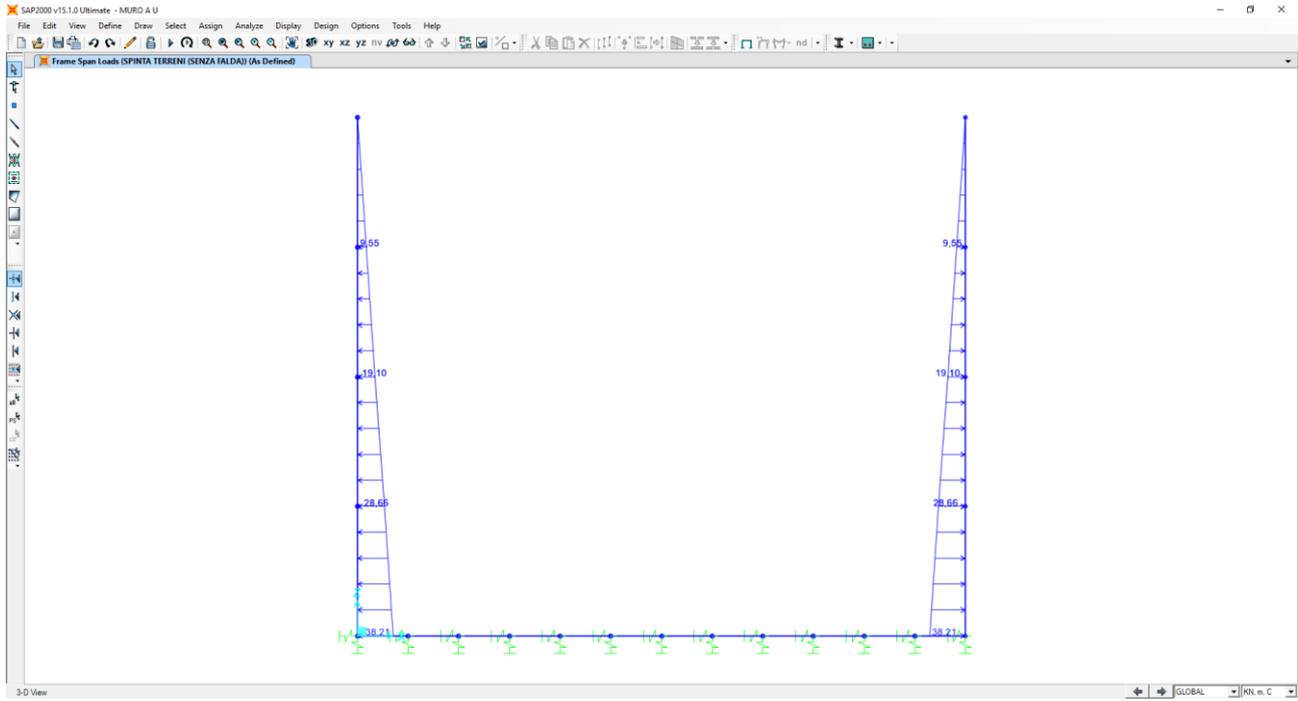
10.5.2 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



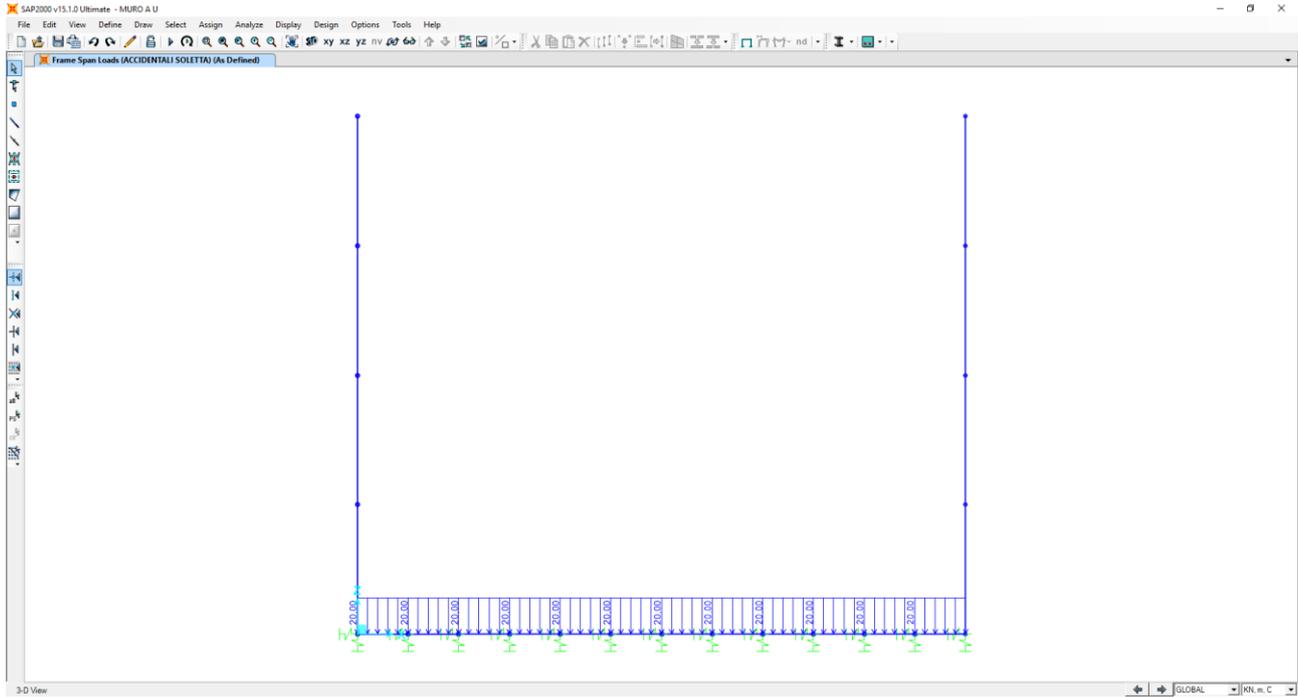
10.5.3 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



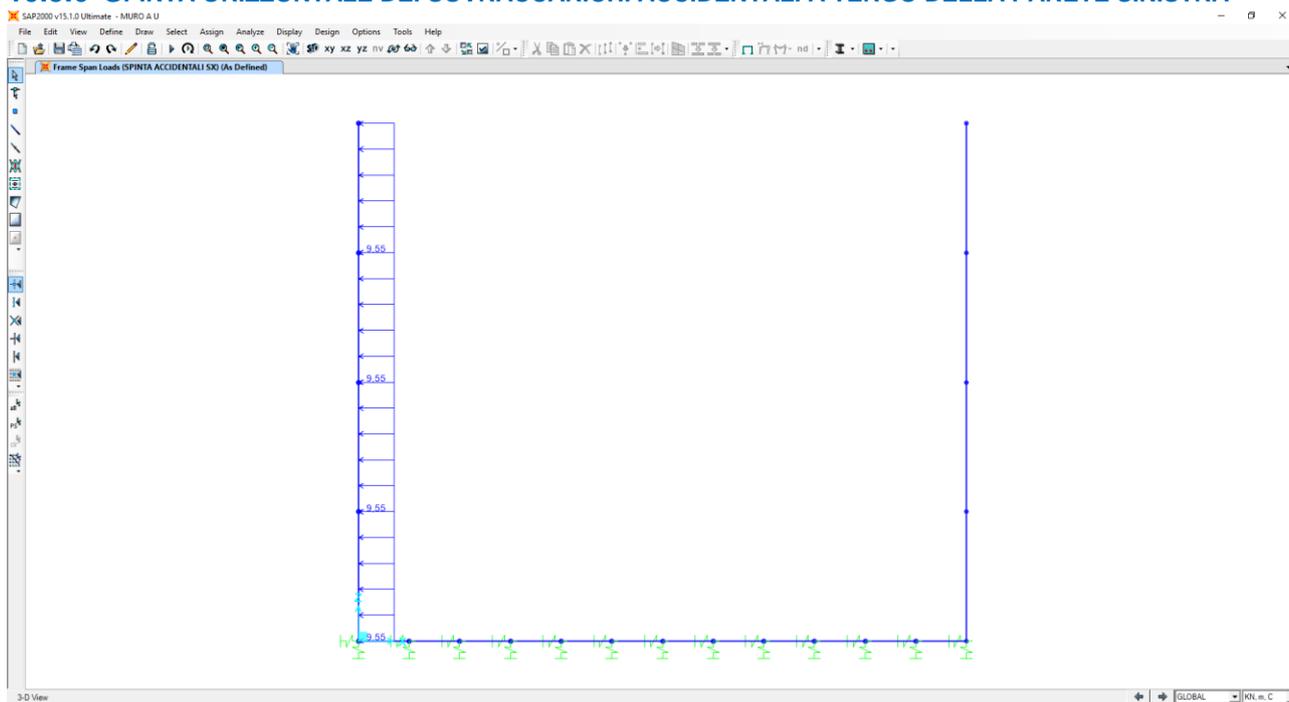
10.5.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



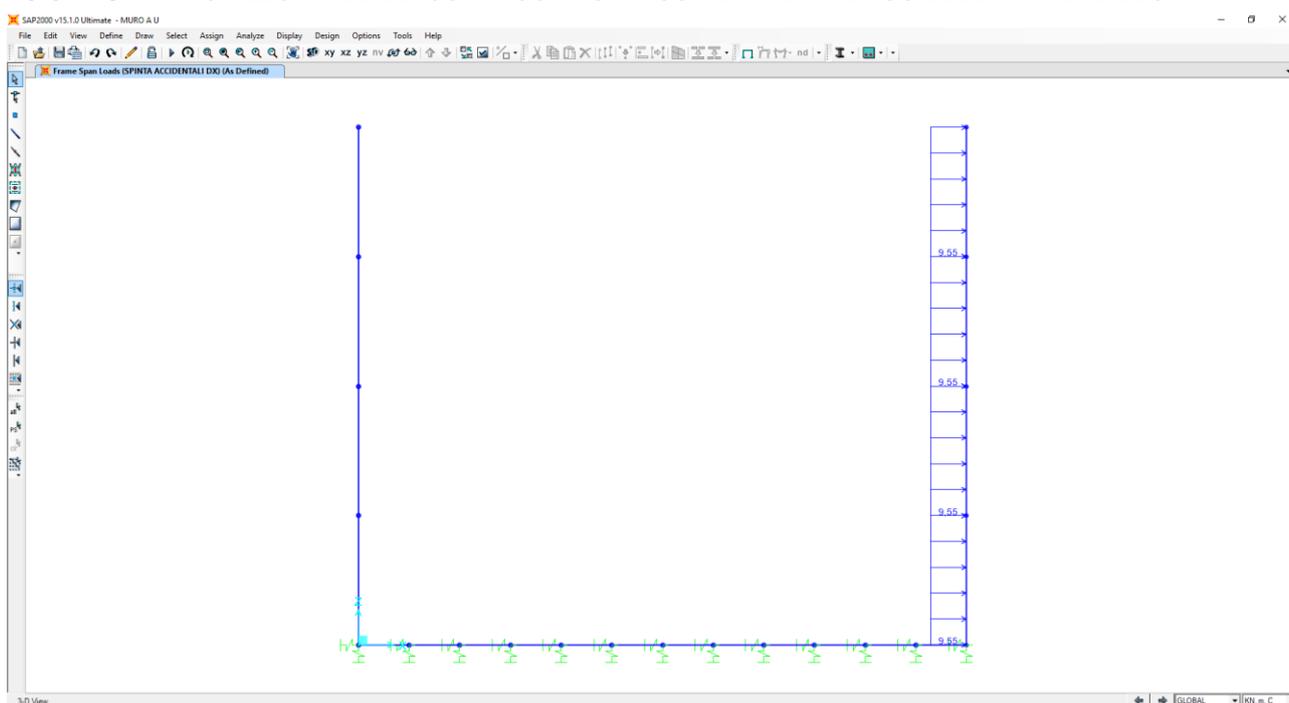
10.5.5 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



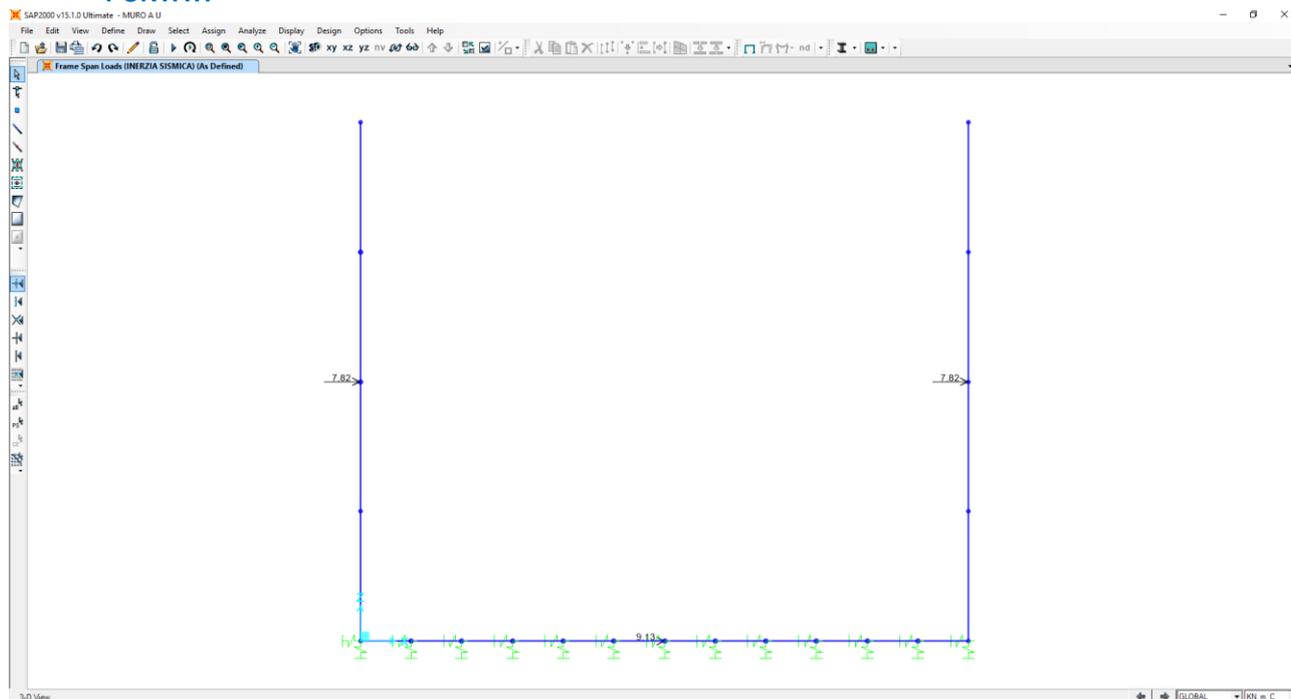
10.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



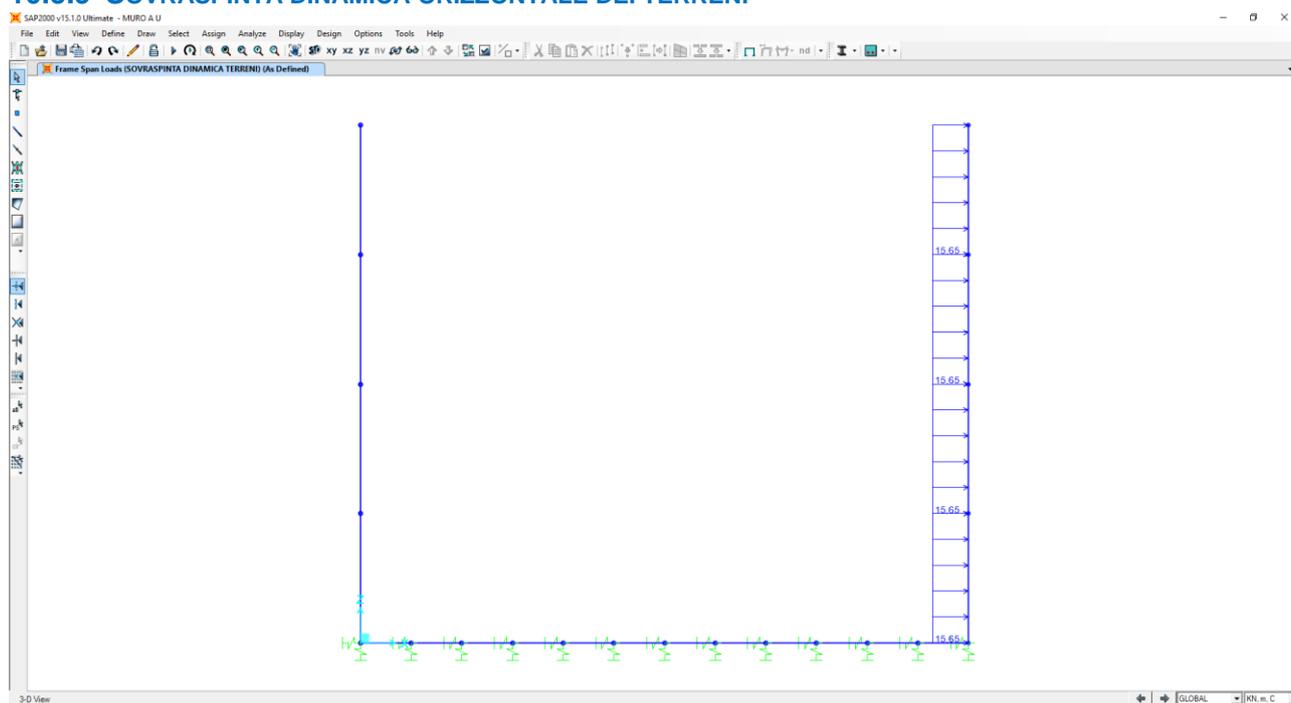
10.5.7 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



10.5.8 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



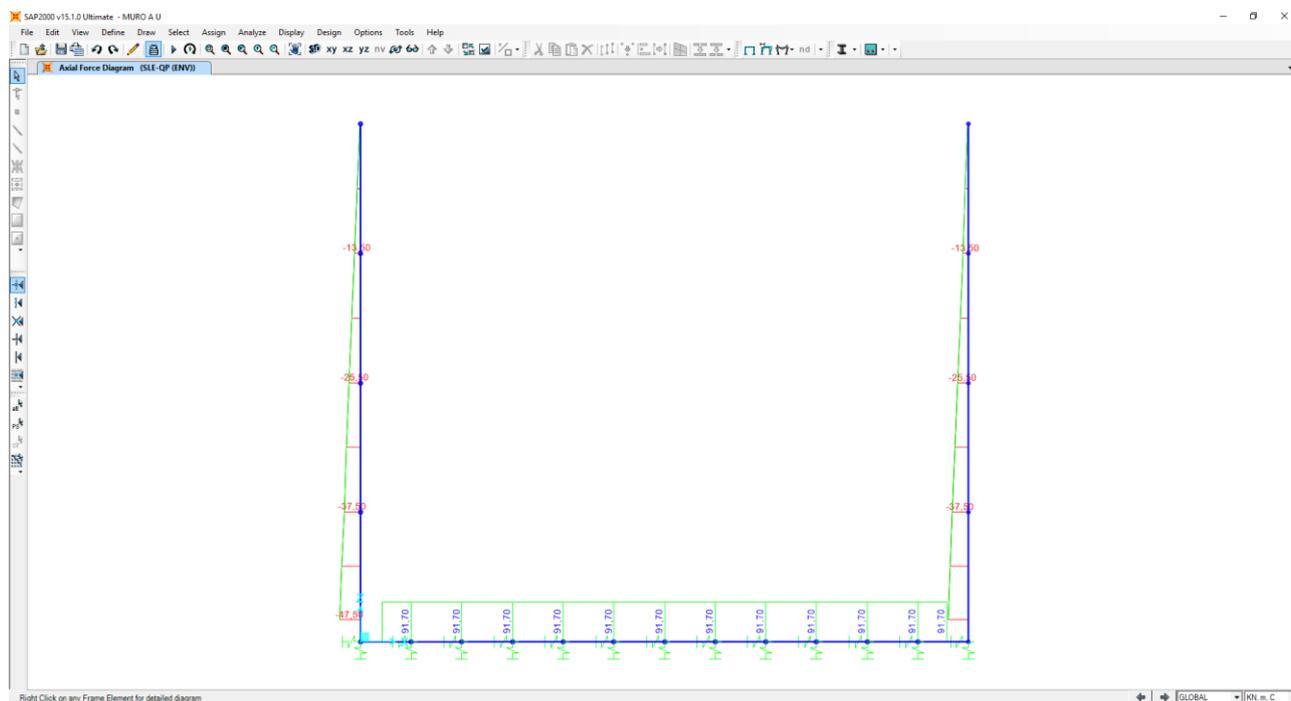
10.5.9 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



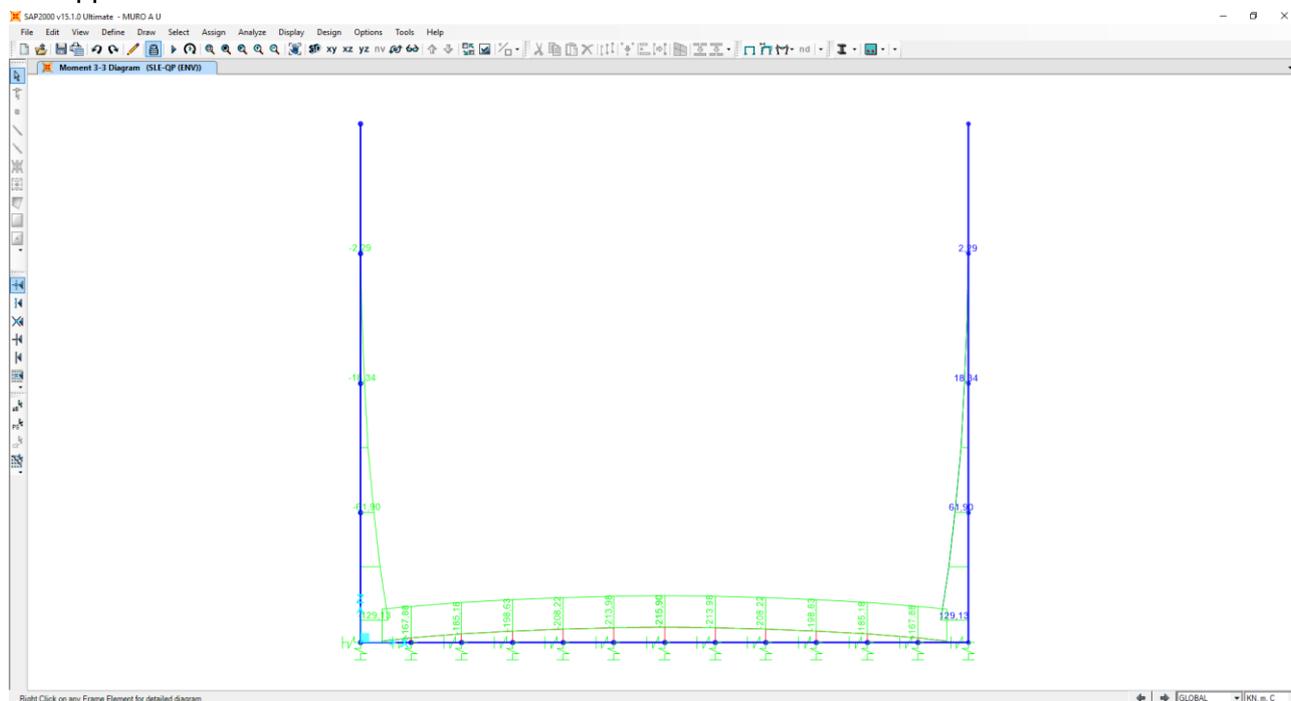
11 MURO TIPO 1 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

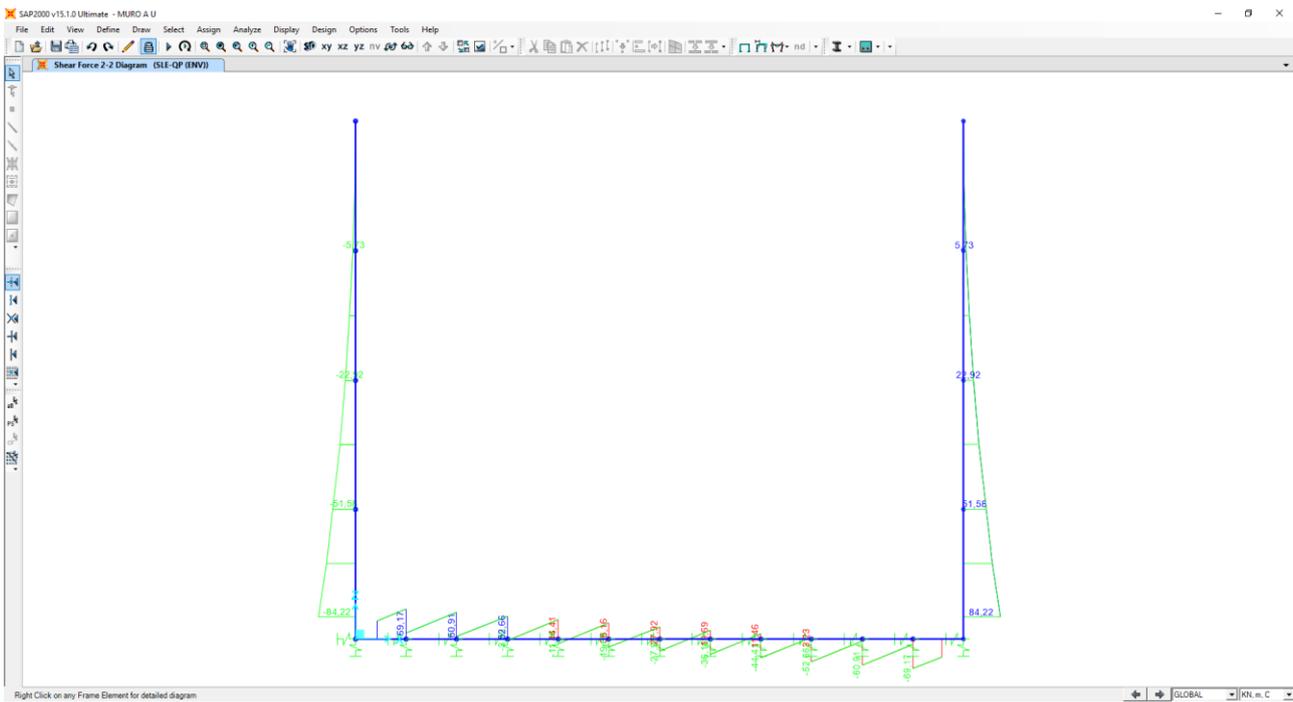
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



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:

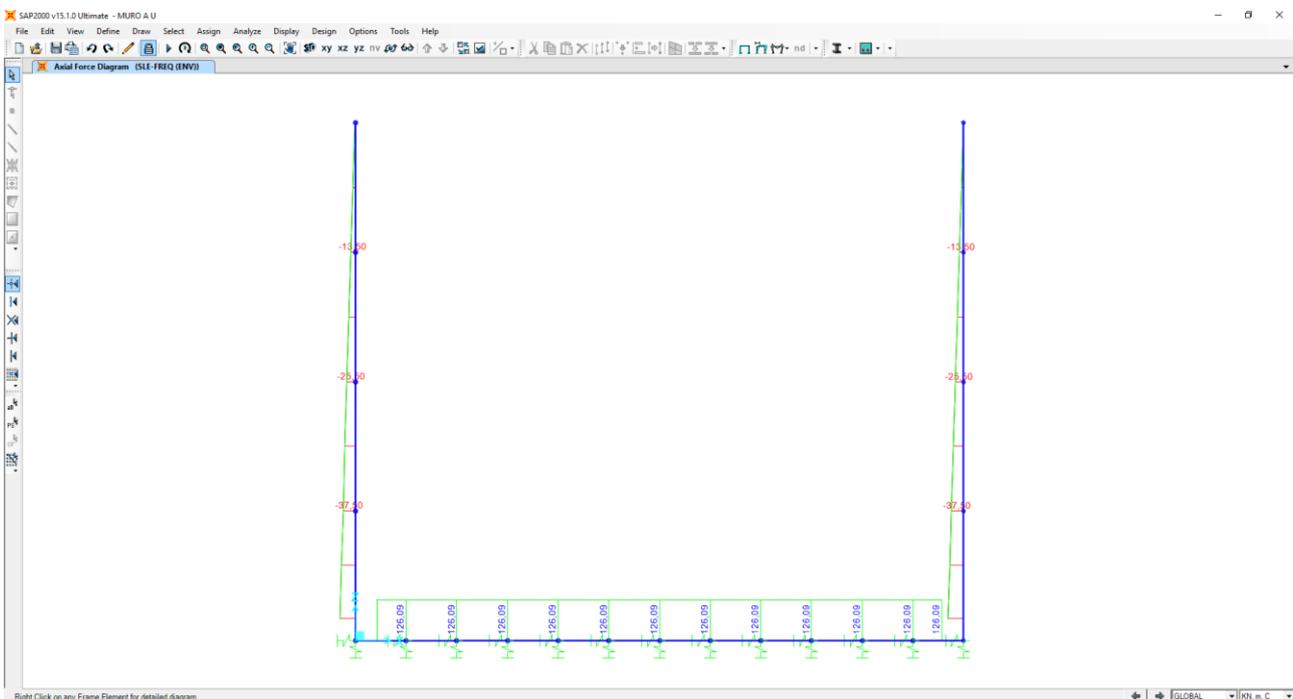


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

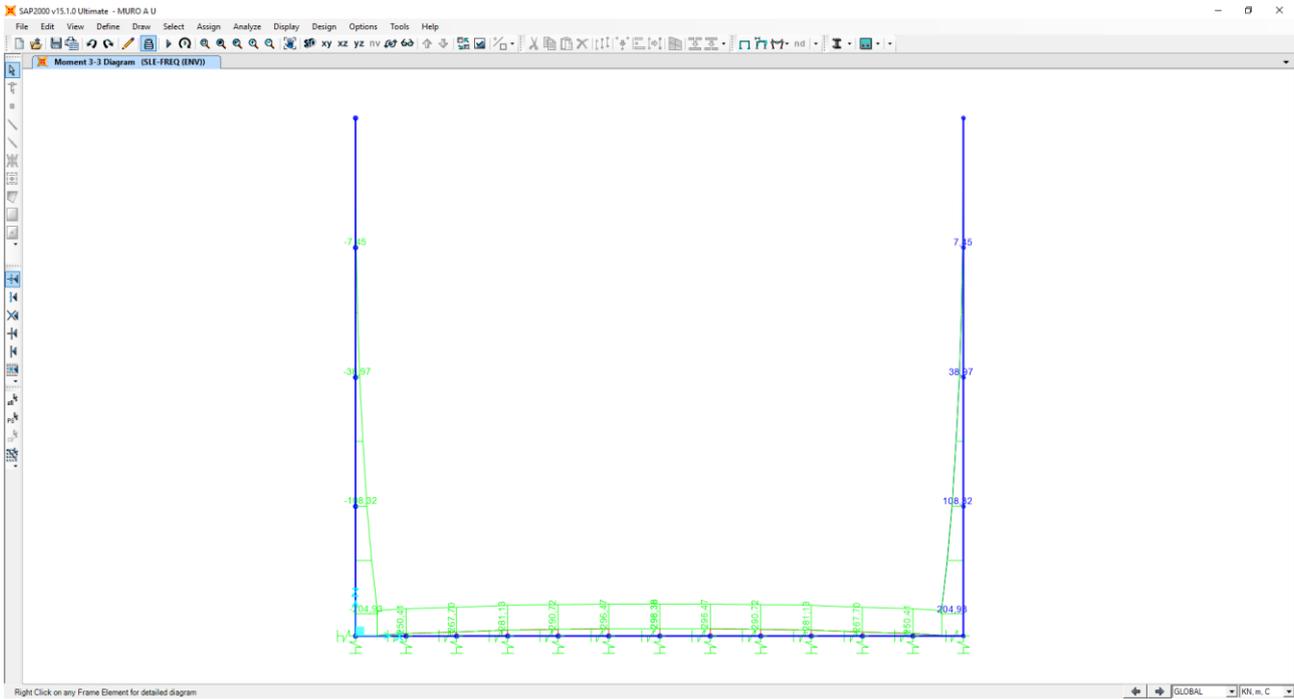


11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

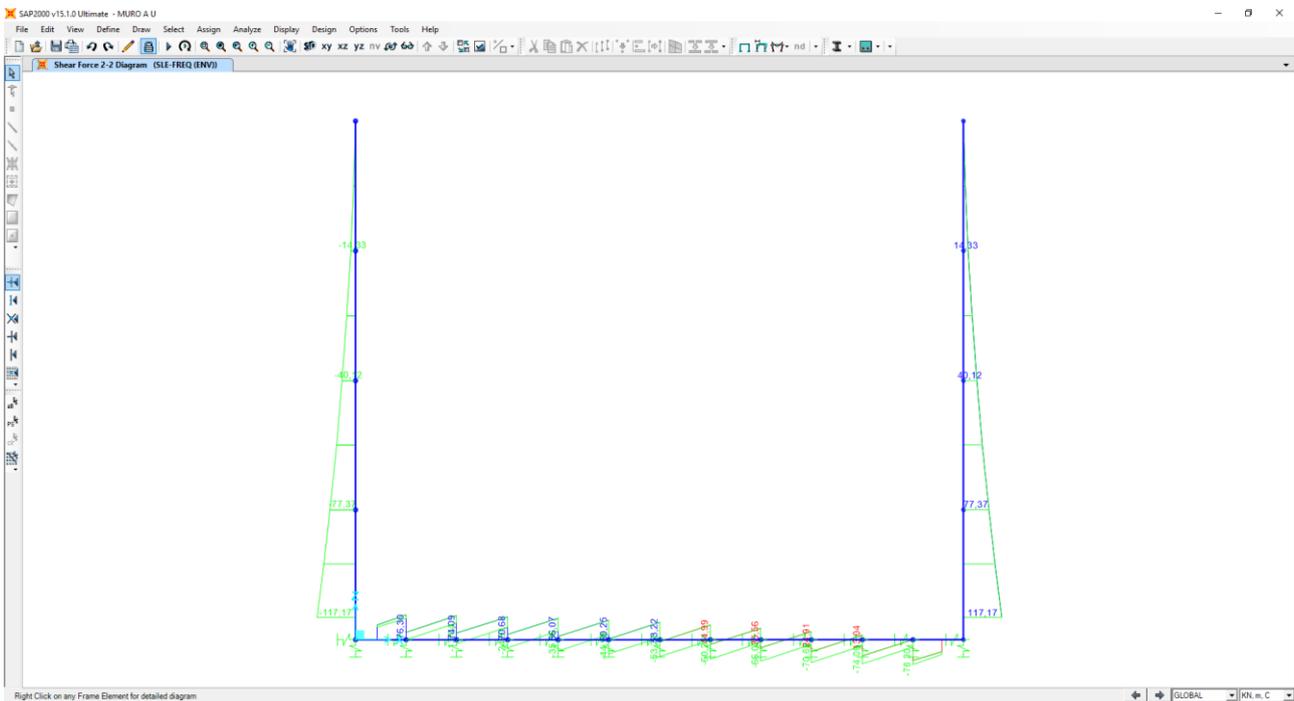
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

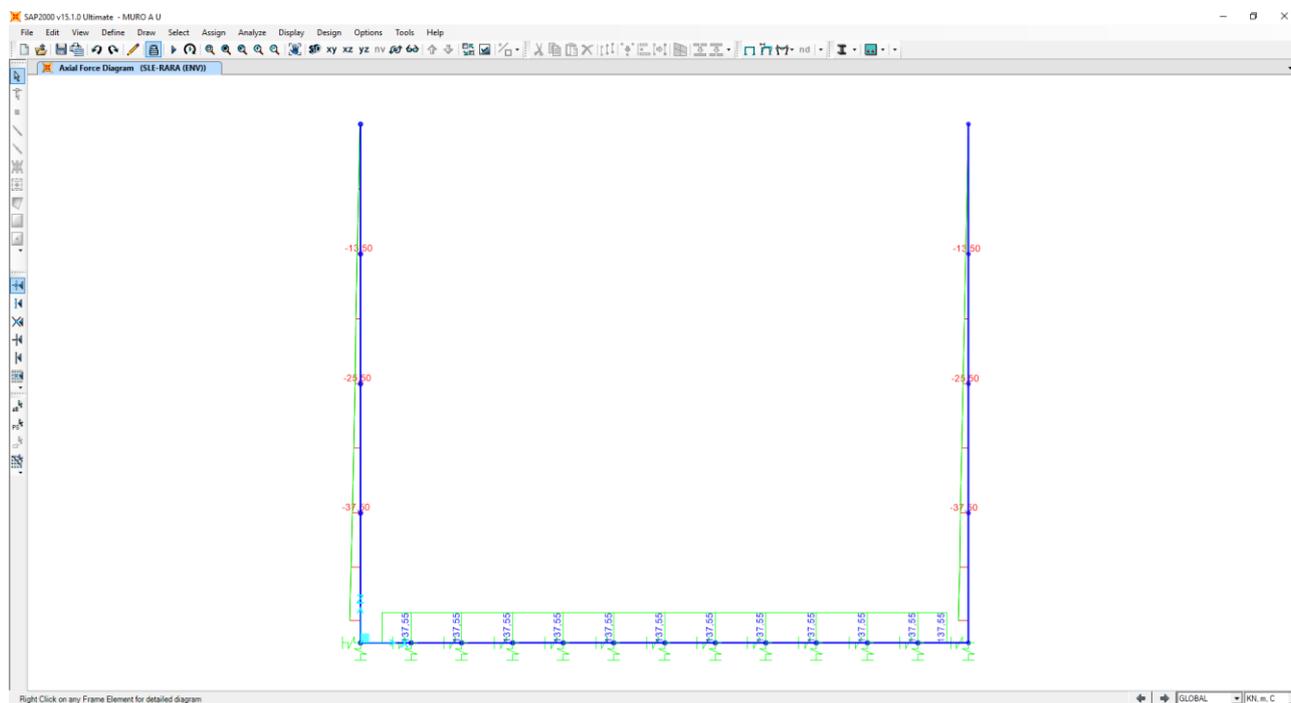


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

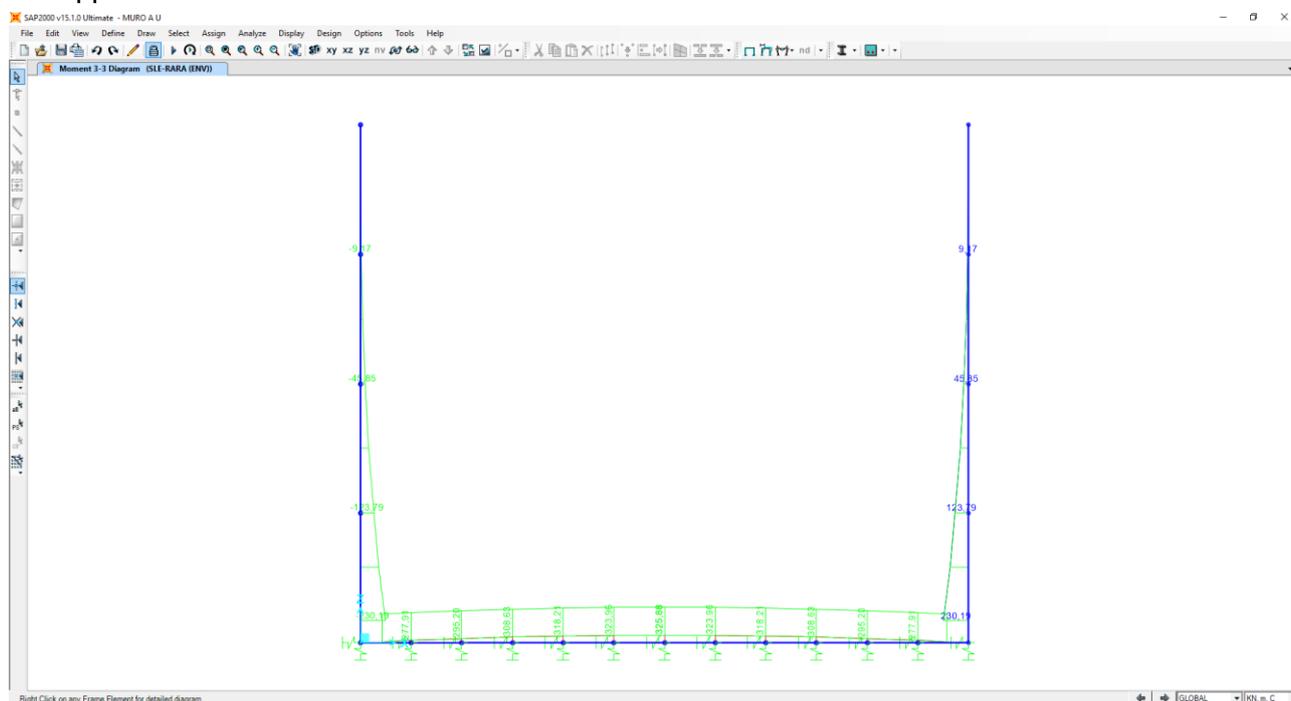


11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

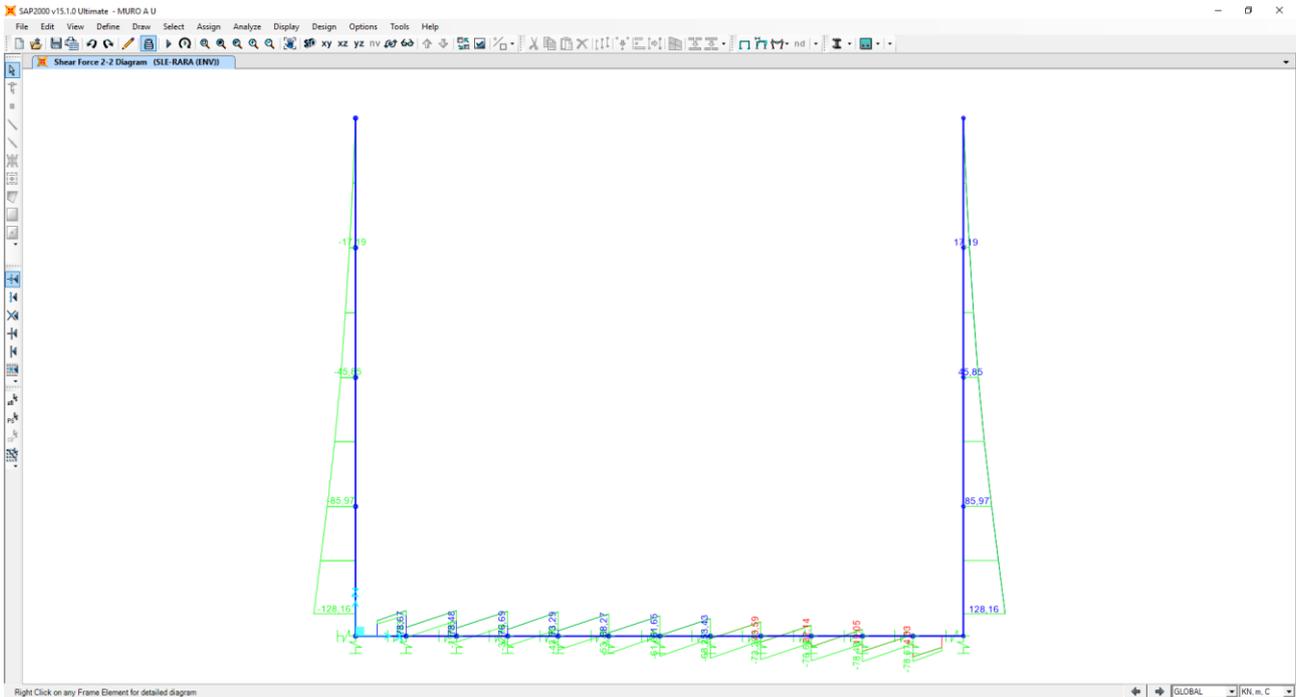
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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:

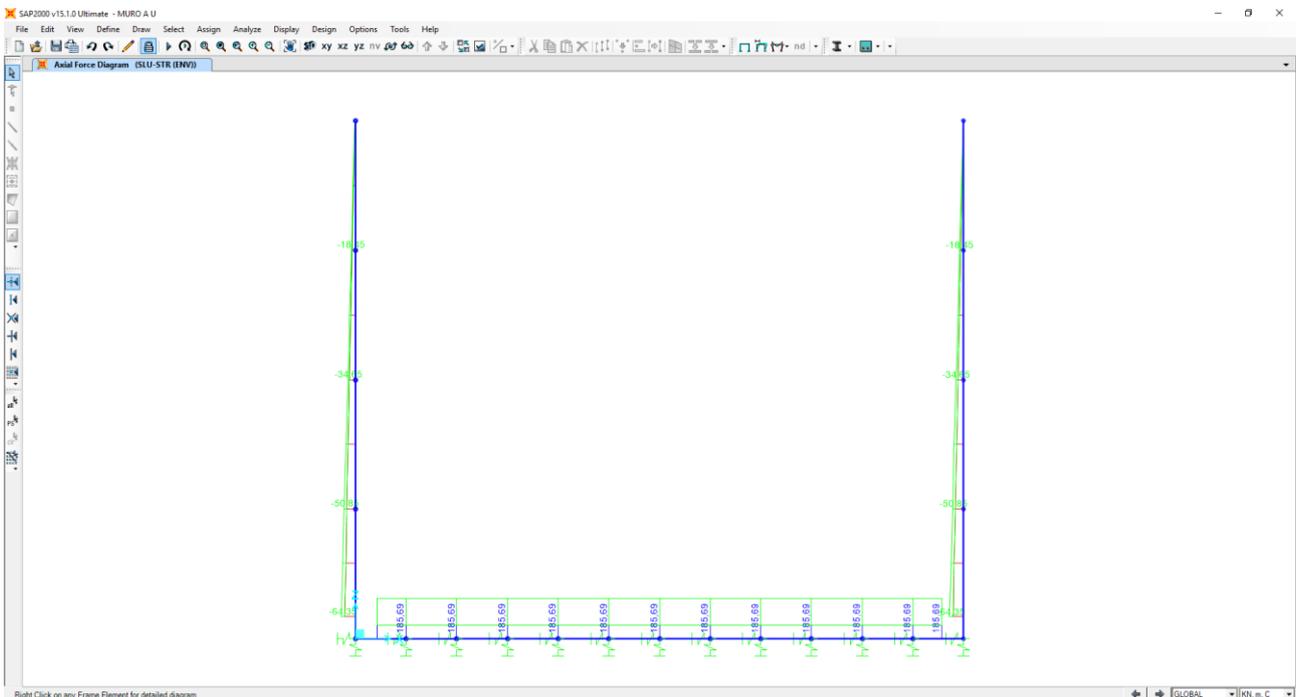


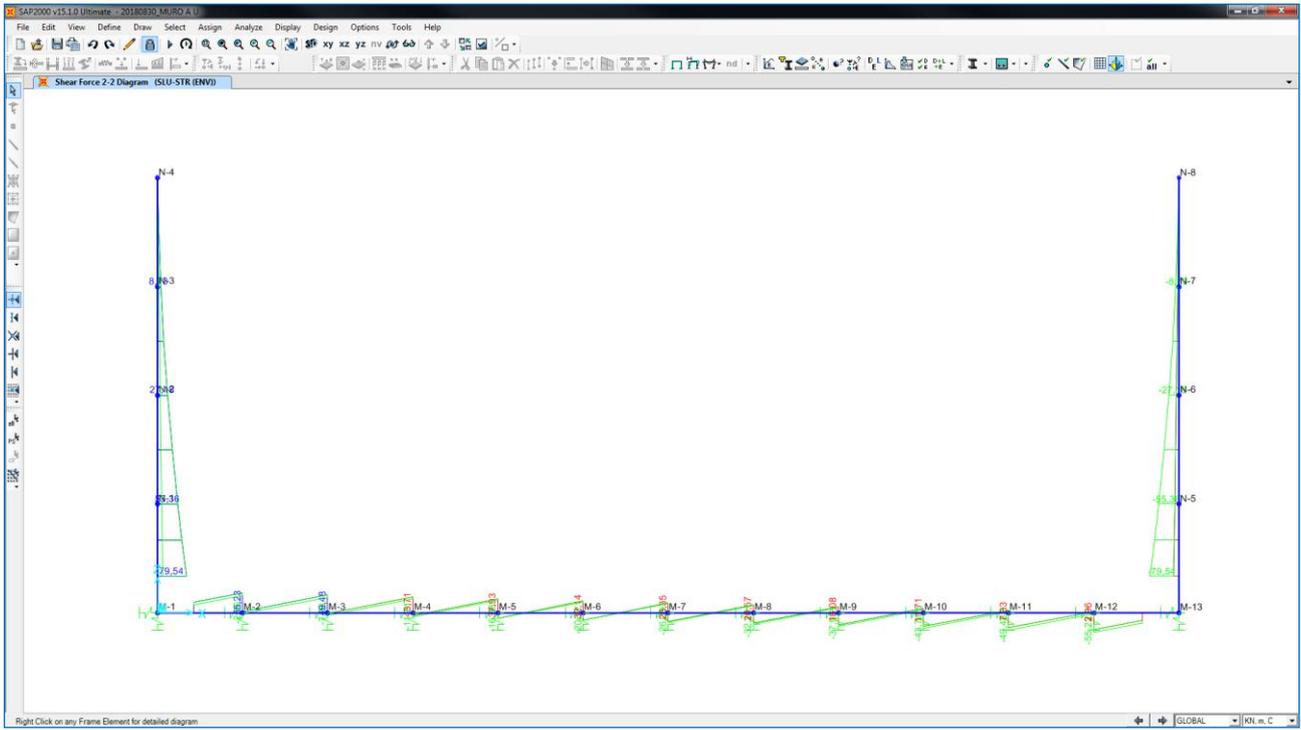
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:



11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

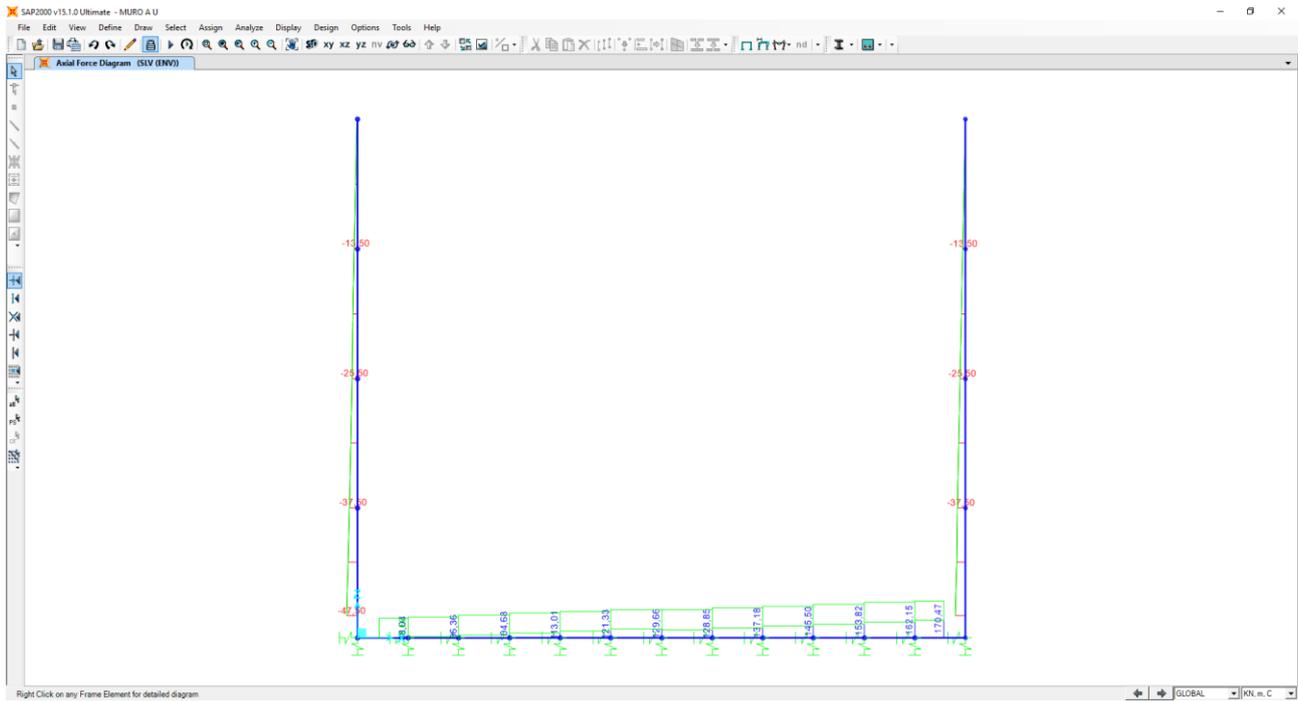
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



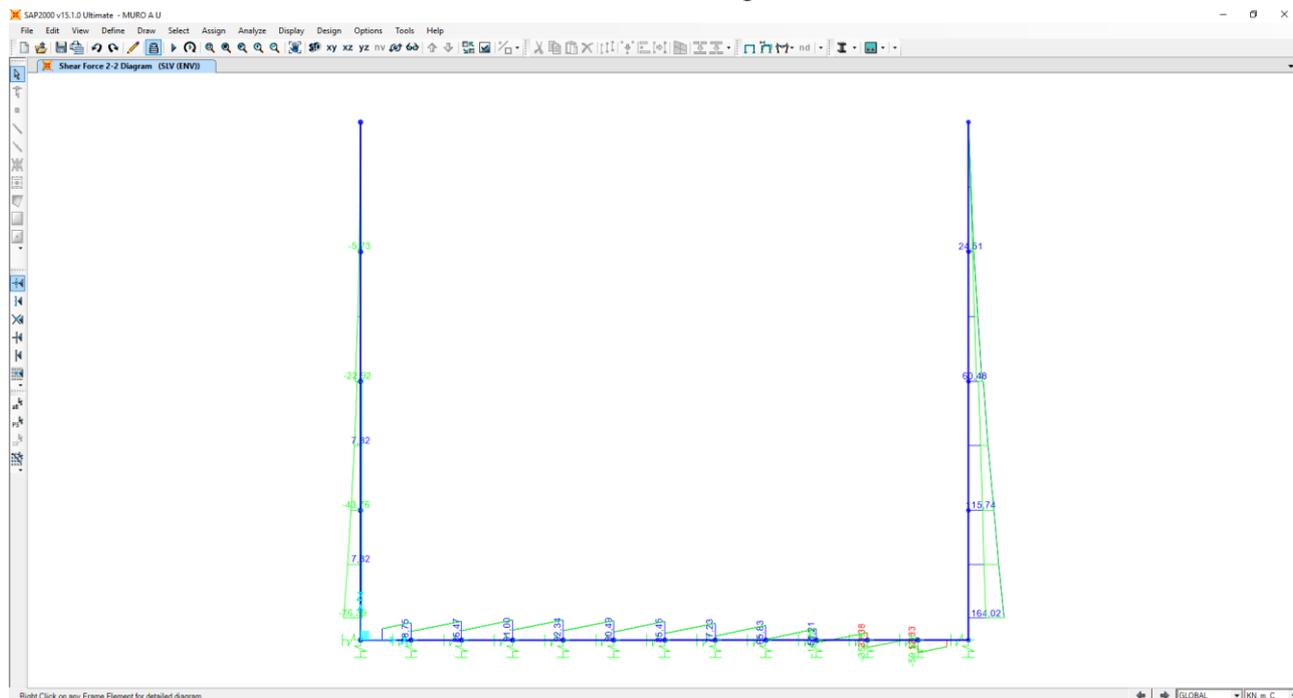


11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

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



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



12 MURO 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	$N_{max} + M + V$	-47,50	84,22	129,13
	$N + M_{max} + V$	-47,50	-84,22	-129,13
	$N + M + V_{max}$	-47,50	-84,22	-129,13
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-47,50	32,95	75,80
	$N + M_{max} + V$	-47,50	-117,17	-204,93
	$N + M + V_{max}$	-47,50	-117,17	-204,93
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-47,50	43,94	101,06
	$N + M_{max} + V$	-47,50	-128,16	-230,19
	$N + M + V_{max}$	-47,50	-128,16	-230,19
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-64,35	59,32	136,43
	$N + M_{max} + V$	-64,35	-173,01	-310,76
	$N + M + V_{max}$	-64,35	-173,01	-310,76
SLV	$N_{max} + M + V$	-47,50	79,81	182,77
	$N + M_{max} + V$	-47,50	164,02	311,90
	$N + M + V_{max}$	-47,50	164,02	311,90

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:

- **Ø20/10** interni
- **Ø20/10** 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 **Ø10/40x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

12.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

12.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 47,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -129,13$ 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	31,42	6
			2	31,42	34

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 47,50 kN
 M_{xEd} 0 -129,13 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

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

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

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

σ_c -5,256 N/mm²
 σ_s 132,5 N/mm²

ε_s 0,6625 ‰
 d 34 cm
 x 12,68 x/d 0,373
 δ 0,9063

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,26 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 132,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 47,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -204,93$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields. The 'Sollecitazioni' section shows $N_{Ed} = 47,50$ kN and $M_{xEd} = -204,93$ kNm. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C25/30, with $\sigma_c = -8,302$ N/mm² and $\sigma_s = 214,6$ N/mm². A 'Verifica' button and 'N° iterazioni: 4' are also visible.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,30 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 214,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 47,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 47,06$ 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	40	1	31.42	6
			2	31.42	34

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 47,50 kN
 M_{xEd} 0 -230,19 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

σ_c -9,317 N/mm²
 σ_s 241,9 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

ε_s 1,209 ‰
 d 34 cm
 x 12,45 x/d 0,3662
 δ 0,8977

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,32 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 241,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.4 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 σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	132,50	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	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:	$\sigma_{s,max}$	214,60	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	16,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

12.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	31,42	cm ²	A_s'	31,42	cm ²		
			$y_{G A_s} (*)$	6,00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	34,00	cm	
$c_{f\text{effettivo}}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
$c_{f\text{norma}}$	4	cm	6	10	20	34	10	20		
d	34,00	cm								
R_{ck}	35	MPa								
f_{ctm}	2,89	MPa								
f_{ctk}	2,02	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
			Φ_{medio}	20	mm	Φ_{staffe}	10	mm		
Sezione interam. reagente										
y_G	20,00	cm								
A_{ideale}	4942	cm ²								
I_{ideale}	718059	cm ⁴								
Fessurazione indotta da:										
carichi										
Caratteristiche ambiente:										
molto o moderatamente aggressivo										
β_1	1									
β_2	0,5									
k_1	0,8									
k_2	0,5									
k	-									
$h_{A\text{ cls eff}}$	15,00	cm								
$A_{\text{cls eff}}$	1500,00	cm ²								
ρ_r	0,0209									
σ_s	214,58	MPa								
σ_{sr}	108,76	MPa								
ϵ_{sm}	0,00089									
s_{rm}	145,5	mm								
w_m	0,130	mm								
β	1,7									
χ	1									
w_k	0,220	mm								
w_k limite	0,3	mm								
w_k	<	w_k limite								
Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata										
N	47,5	kN	carico assiale agente							
M	204,93	kN m	momento agente							
e	431,43	cm	eccentricità			GRANDE ECCENTRICITÀ				
en	7,26	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
d _G	20,00	cm	baricentro armature							
u	411,43	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-483430,95	cm ²								
q	-128754270	cm ³								
y_p	423,92	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
y_c	12,49	cm	asse neutro							
A^*	2191	cm ²	area ideale							
S_n^*	714	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro							
I_n^*	302824,52	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
σ_c	8,30	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
σ_s	214,58	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione										
N	48	kN	carico assiale agente							
M_F	107	kN m	momento di prima fessurazione							
e	225,63	cm	eccentricità			GRANDE ECCENTRICITÀ				
u	205,63	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-114088,62	cm ²								
q	-14499022	cm ³								
y_p	218,42	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
y_c	12,79	cm	asse neutro							
A^*	2222	cm ²	area ideale							
S_n^*	1389	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro							
I_n^*	303467,65	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
σ_{cr}	4,37	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
σ_{sr}	108,76	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 64,35$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 311,90$ 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	31,42	6
			2	31,42	34

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 64,35 kN
 M_{xEd} 311,90 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

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

Calcolo
 M_{Rd} 378 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 12,41 ‰
 d 34 cm
 x 7,481 x/d 0,22
 δ 0,715

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

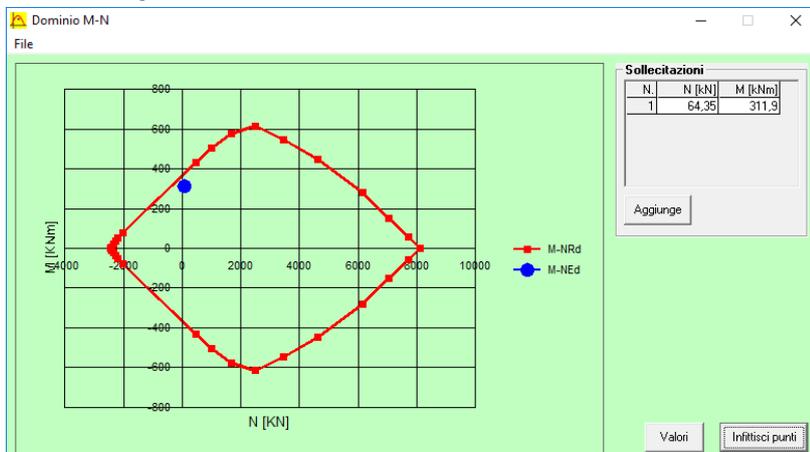
Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 378,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 311,90 \text{ kNm}$$

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 $V_{sd} = 173,01$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	173,01	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	20	3,14	31,40
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				31,40

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

La resistenza di calcolo a taglio viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.23]:

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,40	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,01	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	210,37	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,22	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13 MURO 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	$N_{max} + M + V$	91,70	41,95	-153,07
	$N + M_{max} + V$	91,70	27,91	-215,90
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-69,17	-21,17
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	126,09	41,44	-235,20
	$N + M_{max} + V$	126,09	31,41	-298,38
	$N_{max} + M + V_{max}$	1,43	-76,30	-22,87
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	137,55	41,27	-262,57
	$N + M_{max} + V$	137,55	32,57	-325,88
	$N_{max} + M + V_{max}$	1,91	-78,68	-23,43
SLU STR	$N_{max} + M + V$	185,69	55,46	-354,14
	$N + M_{max} + V$	185,69	47,21	-440,25
	$N_{max} + M + V_{max}$	61,90	-103,08	-177,22
SLV	$N_{max} + M + V$	170,47	-59,54	-362,44
	$N + M_{max} + V$	153,82	33,38	-367,79
	$N_{max} + M + V_{max}$	21,31	92,34	-99,45

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:

- **Ø24/10** interni
- **Ø24/10** esterni

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

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -153,07$ 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	45,24	6,80
			2	45,24	34,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -153,07 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

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

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

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

σ_c -5,079 N/mm²
 σ_s 118,6 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,08 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 118,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -298,38$ kNm.

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

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	6,80
2	45,24	34,8
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re
 - Trapezi
 - a T
 - Circolare
 - Rettangoli
 - Coord.
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. / Metodo n
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: -298,38 kNm
 - M_{yEd}: 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord.[cm]
 - xN: 0
 - yN: 0
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U. +
 - S.L.U. -
 - Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** E_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ε_{syd} 1,957‰, σ_{s,adm} 255 N/mm²
 - C25/30:** E_{c2} 2‰, ε_{cu} 3,5, f_{cd} 14,17, f_{cc}/f_{cd} 0,8, σ_{c,adm} 9,75, τ_{co} 0,6, τ_{c1} 1,829
- Results:**
 - σ_c: -9,9 N/mm²
 - σ_s: 231,1 N/mm²
 - ε_s: 1,156‰
 - d: 33,2 cm
 - x/d: 12,99
 - x/d: 0,3912
 - δ: 0,929
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,90 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 231,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -325,88$ 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	45,24	6,80
			2	45,24	34,8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

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

σ_c -10,81 N/mm²
 σ_s 252,4 N/mm²

ε_s 1,262 ‰
 d 33,2 cm
 x 12,99 x/d 0,3912
 δ 0,929

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 10,81 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 252,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

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 σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	118,60 [N/mm ²]
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:		$\sigma_{s,max}$	231,10 [N/mm ²]
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}	16,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		s_{max}	200,00 [mm]

VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

13.4.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	45,24	cm ²	A_s'	45,24	cm ²	
$c_{f,effettivo}$	5,6	cm	$y_{G,As} (*)$	6,80	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	34,80	cm
$c_{f,norma}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	33,20	cm	6,8	10	24	34,8	10	24	
R_{ck}	30	MPa							
f_{ctm}	2,61	MPa							
f_{ctk}	1,82	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15								
			Φ_{medio}	24	mm	Φ_{staffe}	0	mm	
Sezione interam. reagente									
y_G	20,20	cm							
A_{ideale}	5357	cm ²							
I_{ideale}	799987	cm ⁴							
Fessurazione indotta da:									
carichi									
Caratteristiche ambiente:									
molto o moderatamente aggressivo									
β_1	1								
β_2	0,5								
k_1	0,8								
k_2	0,5								
k	-								
$h_{A,cls,eff}$	17,00	cm							
$A_{cls,eff}$	1700,00	cm ²							
ρ_r	0,0266								
σ_s	252,44	MPa							
σ_{sr}	79,96	MPa							
ϵ_{sm}	0,00114								
s_{rm}	140,2	mm							
w_m	0,160	mm							
β	1,7								
χ	1,4								
w_k	0,272	mm							
w_k limite	0,3	mm							
w_k	<	w_k limite							
Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata									
N	0 kN		carico assiale agente						
M	325,88 kN m		momento agente						
e	∞ cm		eccentricità		GRANDE ECCENTRICITÀ				
en	7,54 cm		estremità nocciolo d'inerzia						
d _G	19,20 cm		baricentro armature						
u	∞ cm		distanza centro di pressione - lembo compresso						
p	∞ cm ²								
q	∞ cm ³								
y_p	0,00 cm		distanza asse neutro - centro di pressione						
y_c	12,99 cm		asse neutro						
A^*	2656 cm ²		area ideale						
S_n^*	0 cm ³		momento statico relativo all'asse neutro						
I_n^*	391407,33 cm ⁴		momento d'inerzia relativo all'asse neutro						
σ_c	10,81 MPa		massima tensione di compressione nel cls						
σ_s	252,44 MPa		tensione di trazione nell'acciaio						
Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione									
N	0 kN		carico assiale agente						
M_F	103 kN m		momento di prima fessurazione						
e	∞		eccentricità		GRANDE ECCENTRICITÀ				
u	∞		distanza centro di pressione - lembo compresso						
p	∞ cm ²								
q	∞ cm ³								
y_p	0,00 cm		distanza asse neutro - centro di pressione						
y_c	12,99 cm		asse neutro						
A^*	2656 cm ²		area ideale						
S_n^*	0 cm ³		momento statico relativo all'asse neutro						
I_n^*	391407,33 cm ⁴		momento d'inerzia relativo all'asse neutro						
σ_{cr}	3,42 MPa		massima tensione di compressione nel cls						
σ_{sr}	79,96 MPa		tensione di trazione nell'acciaio						

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -440,25$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	45,24	6,80
			2	45,24	34,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -440,25 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

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

M_{xRd} -513,7 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 12,31 %
 d 33,2 cm
 x 7,351 x/d 0,2214
 δ 0,7168

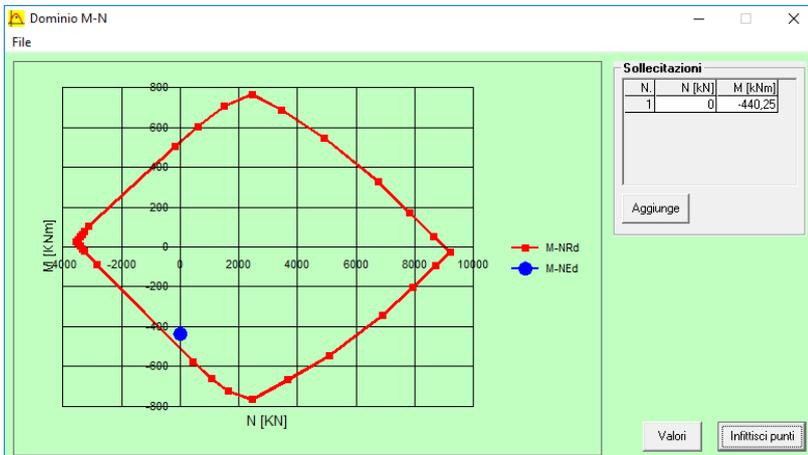
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -513,70$ kNm > $M_{Sd} = -440,25$ 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 $V_{S,d} = 103,08$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	103,08	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	24	4,52	45,20
Infillimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infillimento 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. 17.01.2018 - Capitolo 4.1.2.3.5.2.

La resistenza di calcolo a taglio viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.23]:

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,40	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,01	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	237,53	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,30	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14 MURO TIPO 1 – VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche del carico limite ultimo verranno eseguite secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

14.1 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	152,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	481,40	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	104,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	-21,05	-24,20
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	21,05	24,20
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	24,78	36,45
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	78,47	17,85
Sovraspinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	11,73	26,99

14.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

14.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	722,10	0,00	0,00	1,50	1,00	722,10	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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	-28,41	-32,67	1,35	1,00	0,00	-28,41	-32,67
q_3	1,35	1,00	0,00	28,41	32,67	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
			1.067,70	0,00	0,00			1.067,70	-28,41	-32,67

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	722,10	0,00	0,00	1,50	1,00	722,10	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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	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	28,41	32,67	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
			1.067,70	28,41	32,67			1.067,70	0,00	0,00

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	722,10	0,00	0,00	1,50	1,00	722,10	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	-28,41	-32,67	1,35	1,00	0,00	-28,41	-32,67
q_3	1,35	1,00	0,00	28,41	32,67	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
			927,30	0,00	0,00			927,30	-28,41	-32,67

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	205,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	722,10	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	28,41	32,67
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
			927,30	28,41	32,67

14.2.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,00	1,00	152,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	481,40	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	24,78	36,45
s_2	1,00	1,00	0,00	78,47	17,85
s_3	1,00	1,00	0,00	11,73	26,99
			633,40	114,98	81,28

14.2.3 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	1.067,70	0,00	0,00
SLU - STR 02	1.067,70	-28,41	-32,67
SLU - STR 03	1.067,70	28,41	32,67
SLU - STR 04	1.067,70	0,00	0,00
SLU - STR 05	927,30	0,00	0,00
SLU - STR 06	927,30	-28,41	-32,67
SLU - STR 07	927,30	28,41	32,67
SLV 01	633,40	114,98	81,28

14.3 VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO E DELLO SCORRIMENTO

La verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento verrà eseguita secondo l'approccio 2 definito dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

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

Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

14.3.1 RICHIAMI TEORICI - VERIFICA AL CARICO LIMITE

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

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

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

In questa espressione:

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

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

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

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

Fattori di profondità

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

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

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

Fattori di inclinazione

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

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

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

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

14.3.2 RICHIAMI TEORICI - VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

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

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

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 δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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

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

14.4 RISULTATI

14.4.1 DATI - GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Fondazione	(N)	0,00	--	6,00	--	1,00	0,00	0,00

14.4.2 DATI - DESCRIZIONE TERRENI E FALDA

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

φ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [N/mm^q]

ca Adesione del terreno espressa in [N/mm^q]

Descr	γ	γ _{sat}	φ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[N/mm ^q]	[N/mm ^q]
UG2-2	20,000	22,000	33.00	33.00	0,0000	0,0000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

Terreno 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	-20,0	-20,0	-20,0	UG2-2

14.4.3 DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 8	1.00	1.00

14.5 OPZIONI DI CALCOLO - ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE

14.5.1 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

14.6 RISULTATI

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

Cmb Indice della combinazione

Fnd Indice della fondazione

PF Rottura per punzonamento in presenza di falda

q_u Portanza ultima, espressa in [N/mm²]

q_d Portanza di progetto, espressa in [N/mm²]

P_u Portanza ultima, espressa in [kN]

P_d Portanza di progetto, espressa in [kN]

V Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]

η Fattore di sicurezza a carico limite ($\eta = P_d/V$)

Cmb	Fnd	PF	q_u [N/mm ²]	q_d [N/mm ²]	P_u [kN]	P_d [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2,156	0,937	12935,95	5624,33	1067,70	5.27
2	1	NO	1,974	0,858	11703,84	5088,62	1067,70	4.77
3	1	NO	1,952	0,849	11584,87	5036,90	1067,70	4.72
4	1	NO	2,156	0,937	12935,95	5624,33	1067,70	5.27
5	1	NO	2,156	0,937	12935,95	5624,33	927,30	6.07
6	1	NO	1,926	0,837	11436,49	4972,39	927,30	5.36
7	1	NO	1,926	0,837	11436,49	4972,39	927,30	5.36
8	1	NO	1,375	0,598	7751,63	3370,27	633,40	5.32

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 [N/mm²]

G Modulo di taglio, espresso in [N/mm²]

B' Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($B'=B-2e_x$), espressa in [m]

L' Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($L'=L-2e_y$), espressa in [m]

R_{ex} Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X

R_{ey} Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y

I_R Indice di rigidezza

I_{RC} Indice di rigidezza critico

Cmb	Fnd	H	γ	ϕ	c	G	B'	L'	R_{ex}	R_{ey}	I_C	I_{RC}
		[m]	[kN/m ³]	[°]	[N/m ²]	[N/m ²]	[m]	[m]				
1	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	218.0 4
2	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	5,93	1,00	--	--	0.97	218.0 4
3	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	5,93	1,00	--	--	0.96	218.0 4
4	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	218.0 4
5	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	218.0 4
6	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.96	218.0 4
7	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.96	218.0 4
8	1	5,53	20,00 00	33.00	0,000	0,000	5,64	1,00	--	--	0.84	218.0 4

14.6.1 FATTORI CORRETTIVI VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Combinazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 2

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.97$	$I_q = 0.97$	$I_\gamma = 0.91$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 3

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.96$	$I_q = 0.96$	$I_\gamma = 0.90$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 4

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 5

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 6

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.96$	$I_q = 0.96$	$I_\gamma = 0.88$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 7

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.96$	$I_q = 0.96$	$I_\gamma = 0.88$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 8

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.84$	$I_q = 0.84$	$I_\gamma = 0.61$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

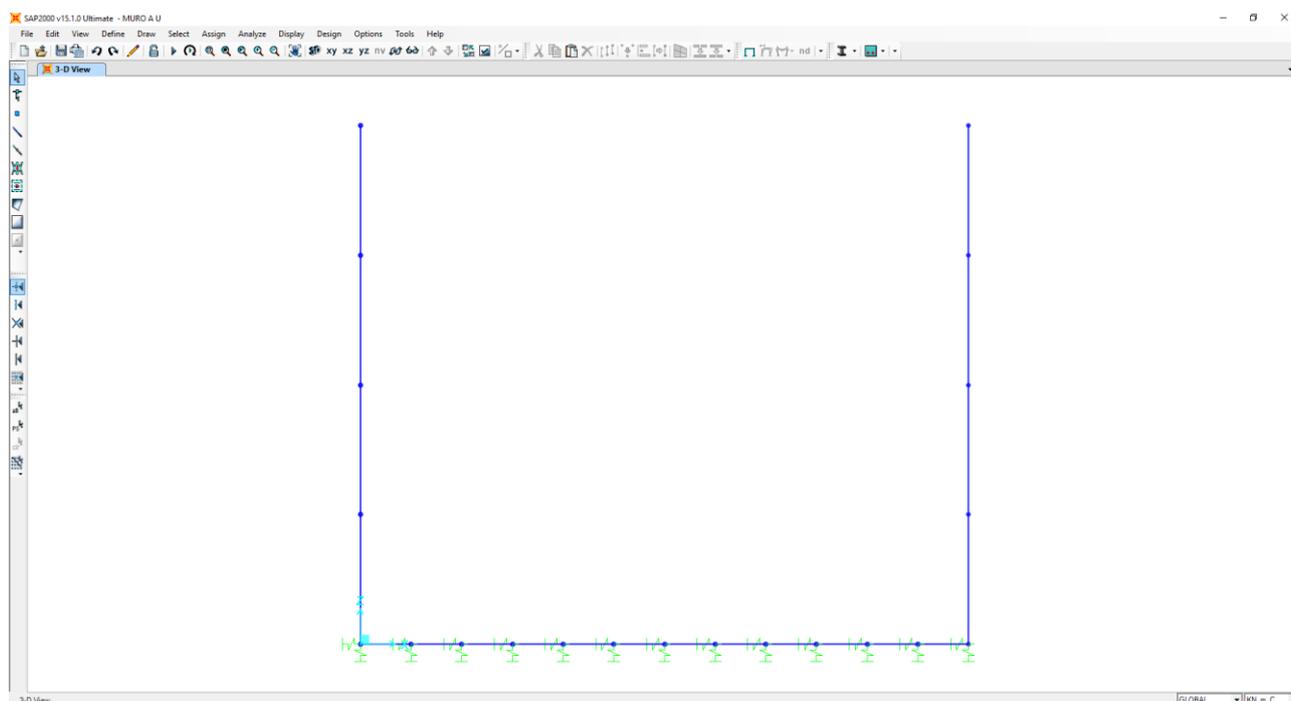
15 MURO TIPO 2 – MODELLO DI CALCOLO

15.1 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.

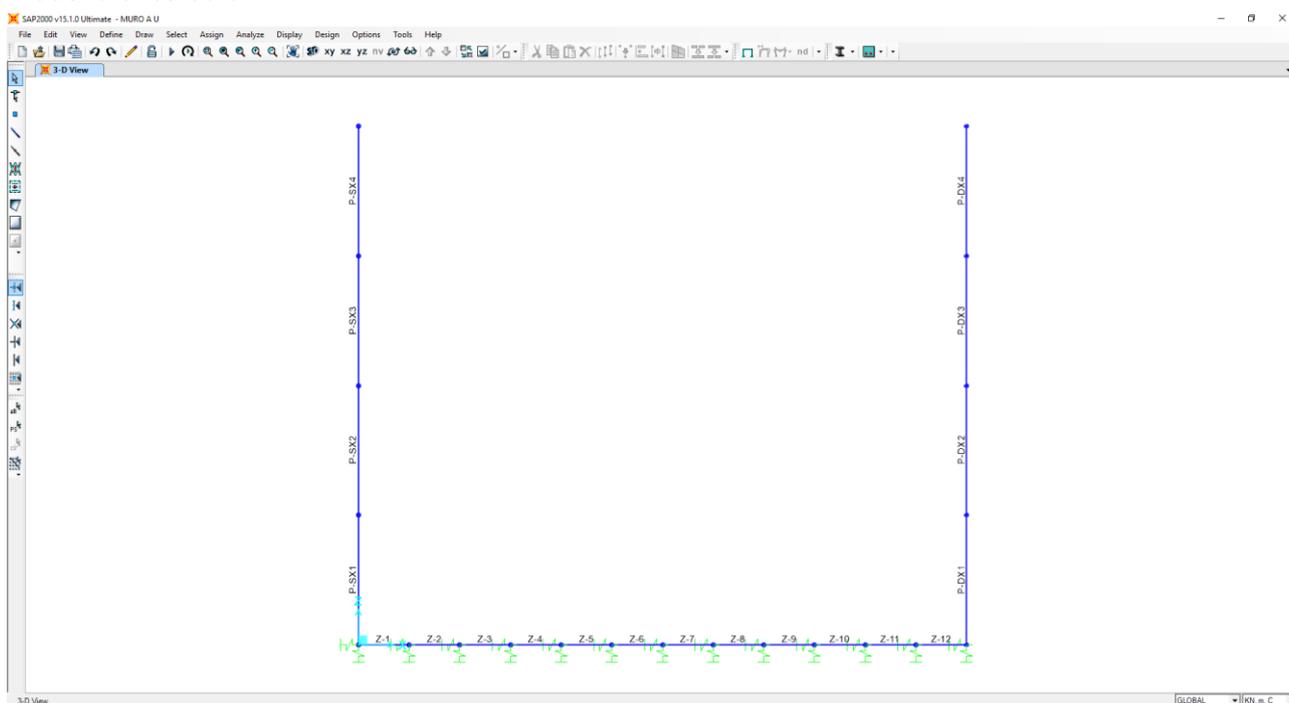
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



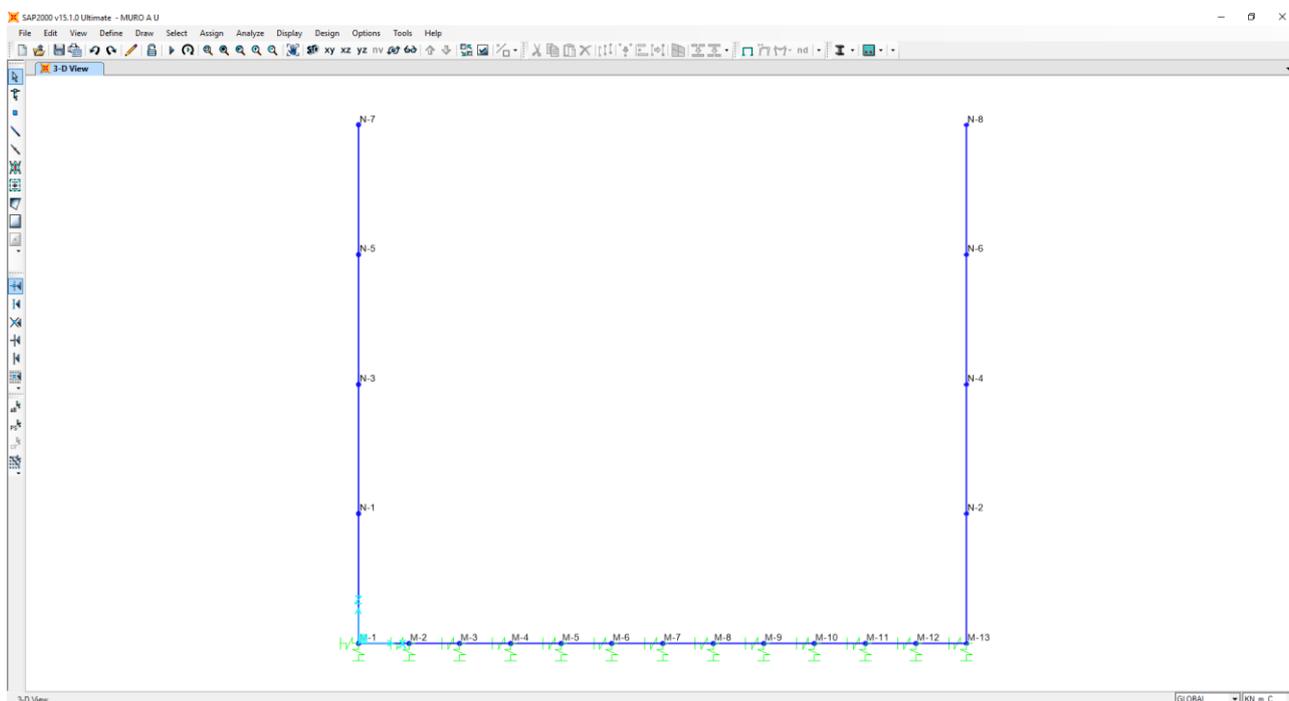
15.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



15.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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



15.4 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ELASTICHE

A favore di sicurezza si considera come terreno di fondazione l'unità litotecnica **UG2-2**.

La costante di sottofondo è definita dalla relazione di Vesic (1961):

$$k = \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$$

dove:

- E → modulo elastico del terreno di fondazione;
- B → lato della fondazione
- ν → coefficiente di Poisson

Si considera pertanto una costante di sottofondo pari a **k = 3.850,00 kN/m³**.

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 :

3.850,00 kN/m³

Larghezza della striscia di calcolo L_c :

1,00 m

INTERASSI		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)
M1	M2	0,467
M2	M3	0,467
M3	M4	0,467
M4	M5	0,467
M5	M6	0,467
M6	M7	0,467
M7	M8	0,467
M8	M9	0,467
M9	M10	0,467
M10	M11	0,467
M11	M12	0,467
M12	M13	0,467

RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	0,233	898,32
M2	0,467	1.796,64
M3	0,467	1.796,64
M4	0,467	1.796,64
M5	0,467	1.796,64
M6	0,467	1.796,64
M7	0,467	1.796,64
M8	0,467	1.796,64
M9	0,467	1.796,64
M10	0,467	1.796,64
M11	0,467	1.796,64
M12	0,467	1.796,64
M13	0,233	898,32

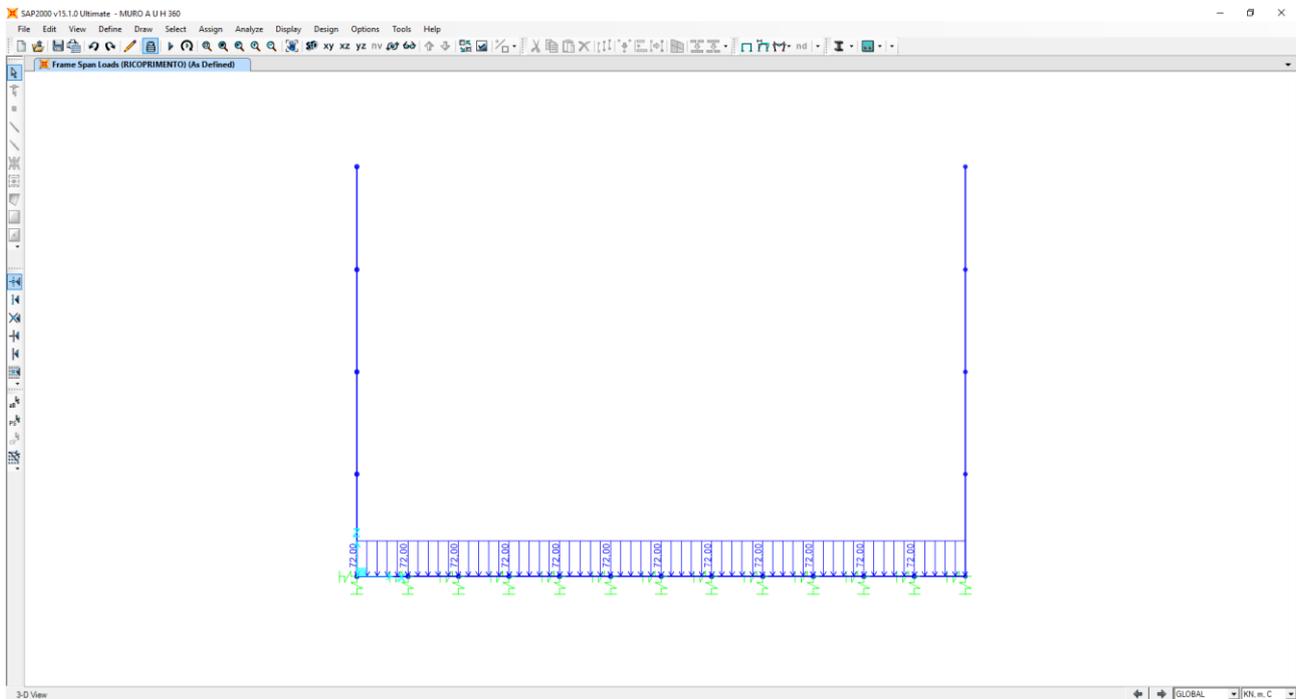
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

15.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

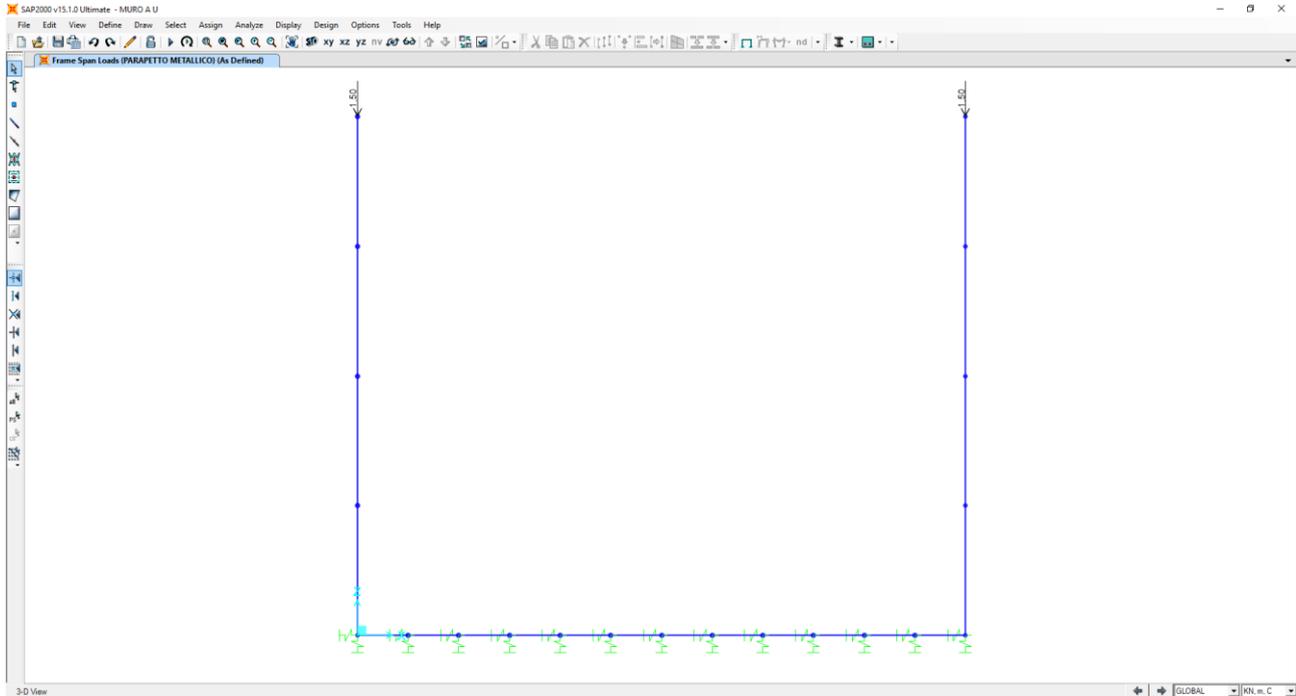
15.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

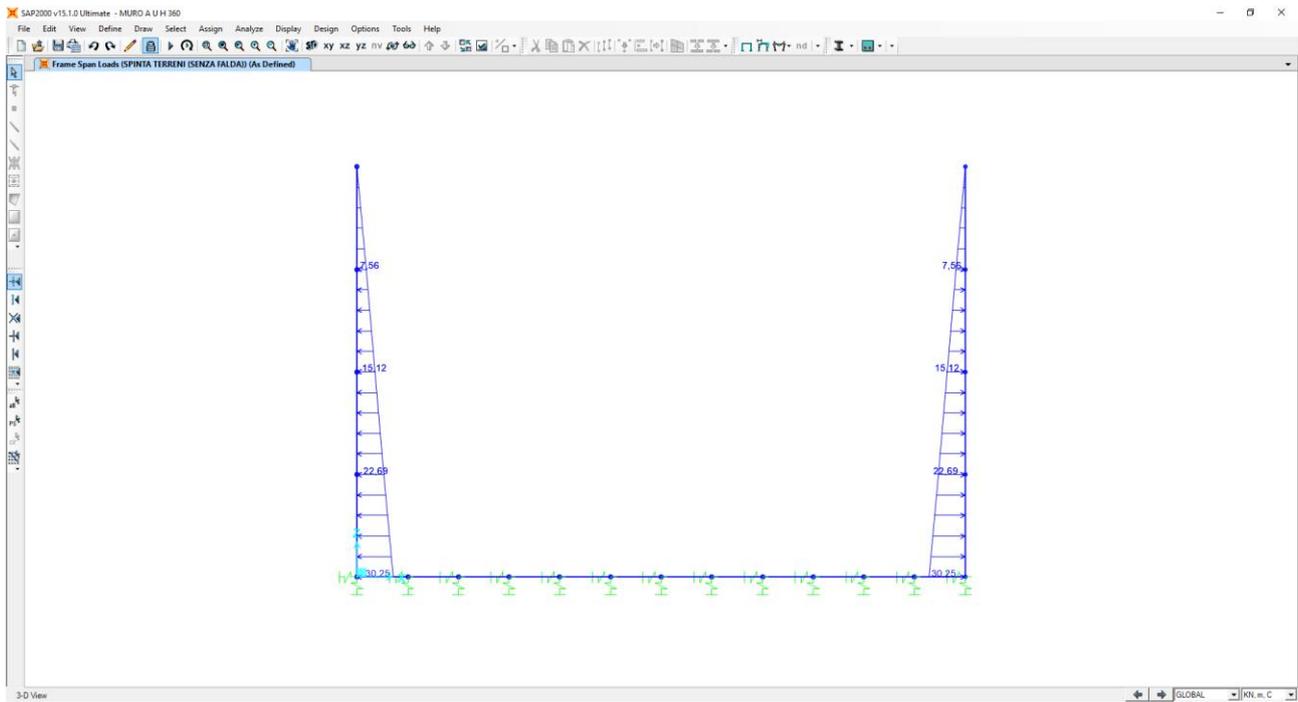
15.5.2 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



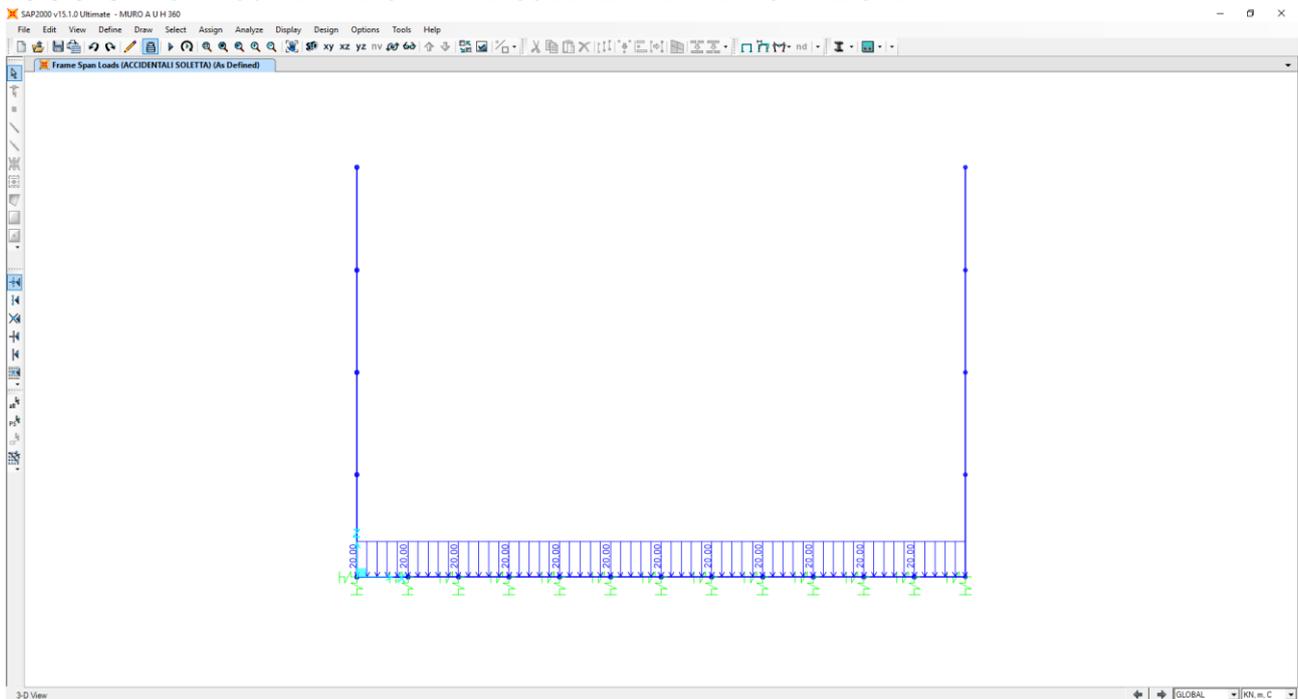
15.5.3 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



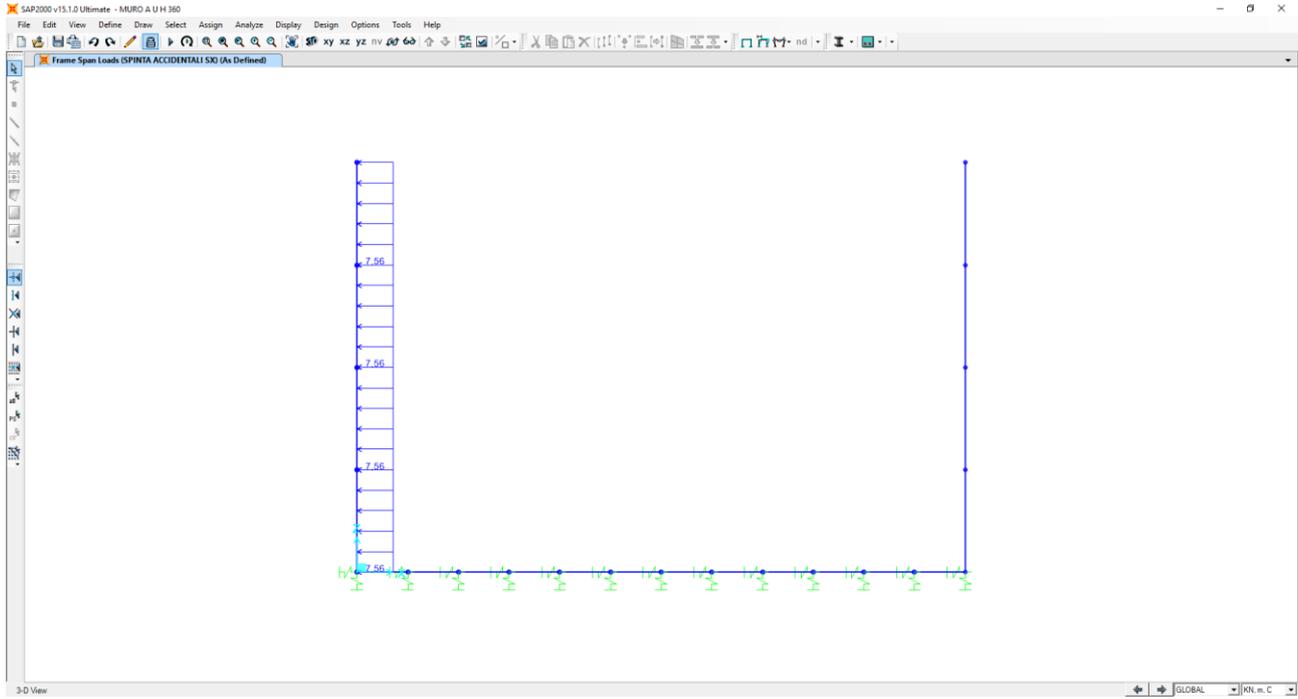
15.5.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



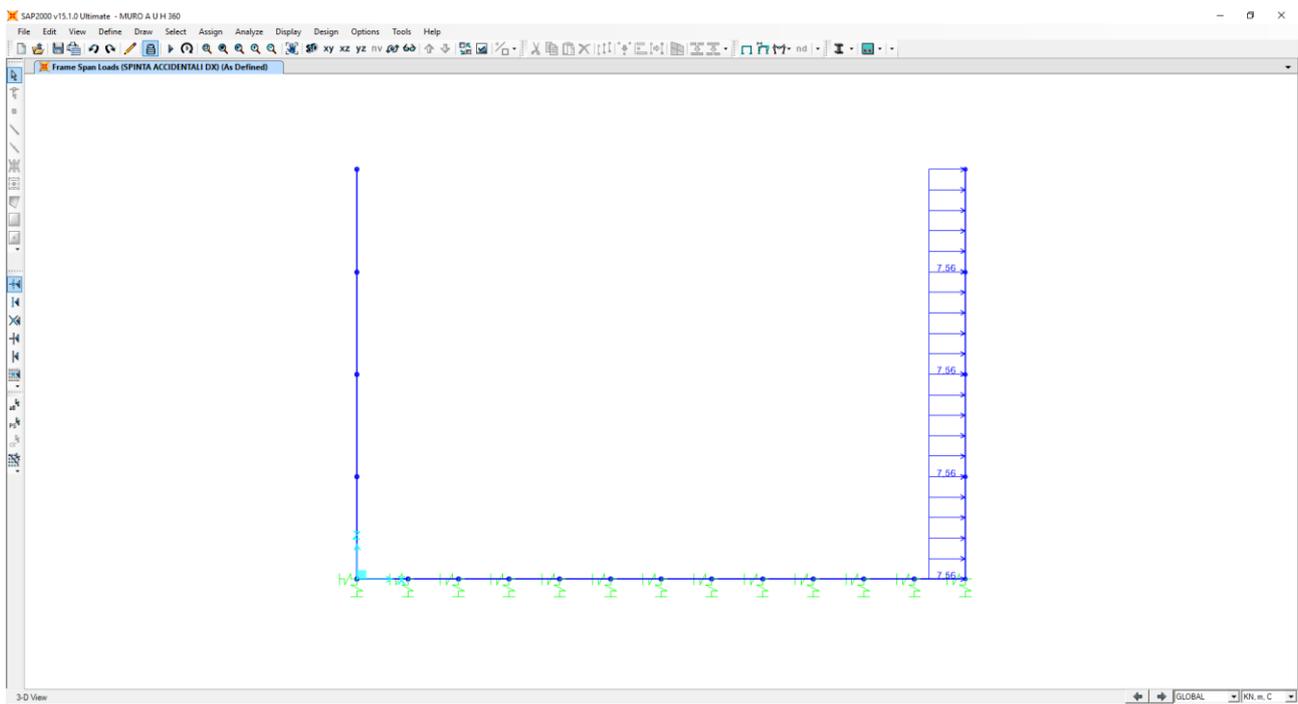
15.5.5 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



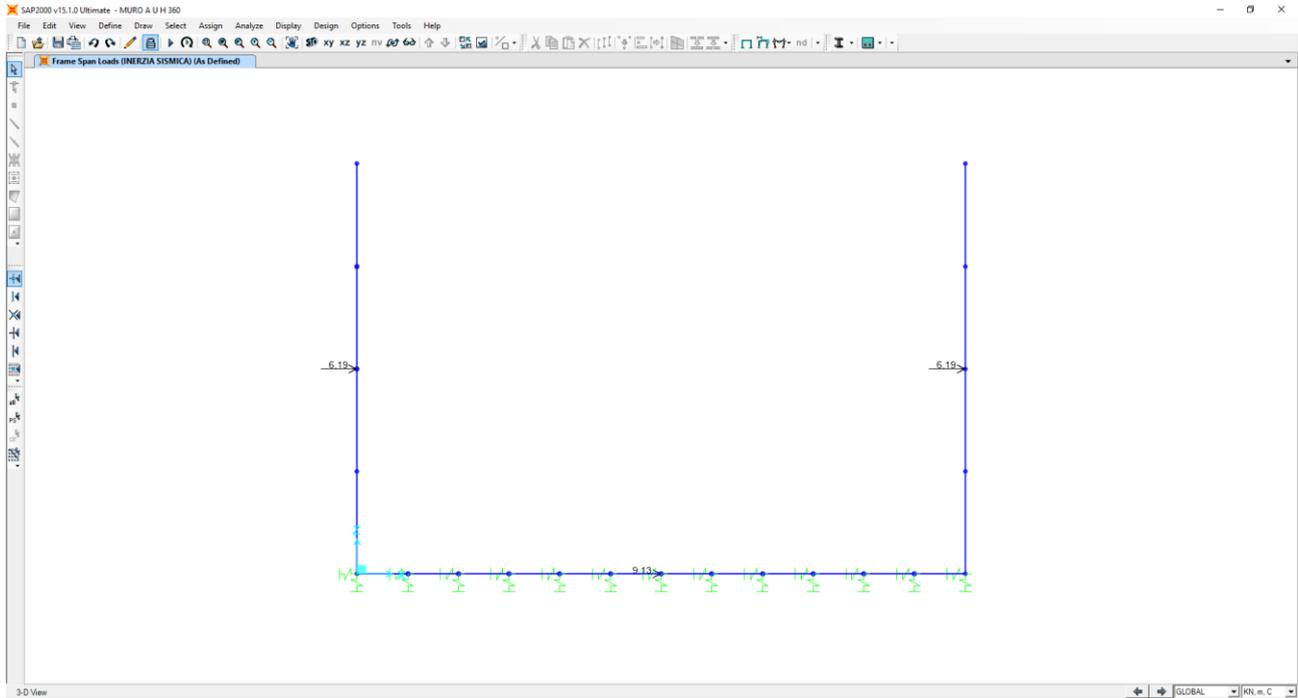
15.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



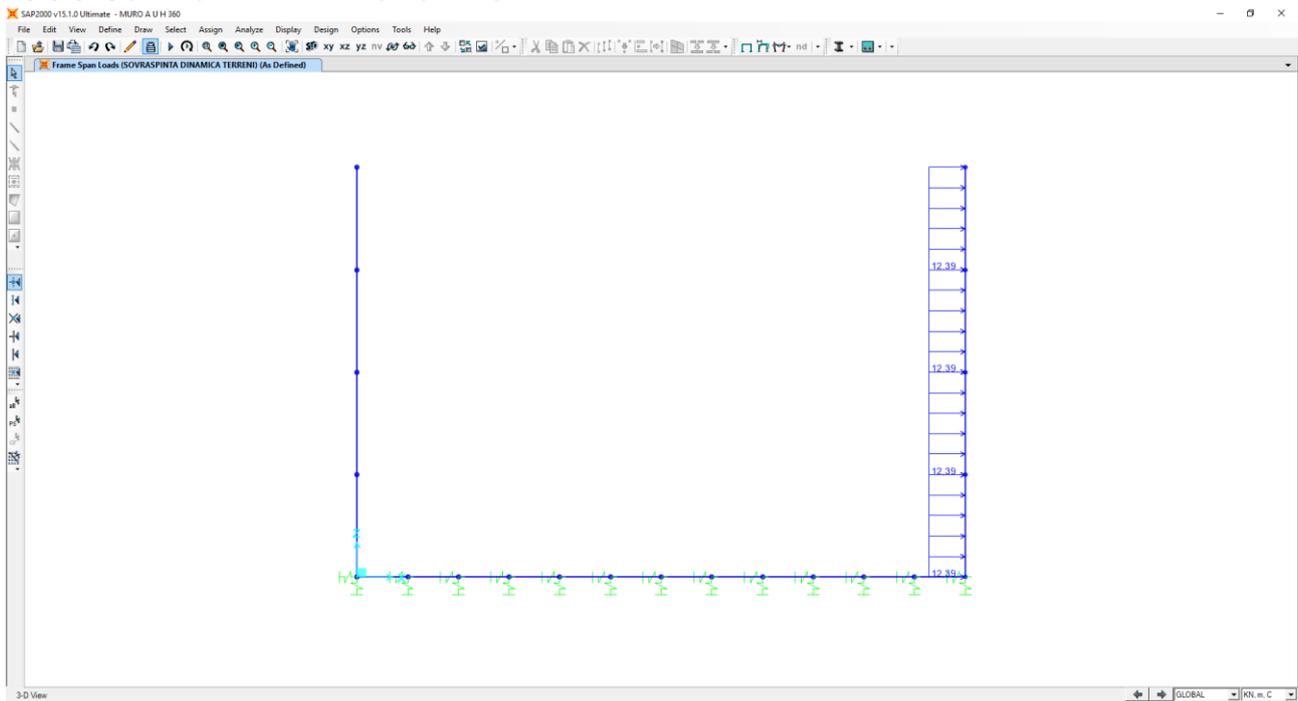
15.5.7 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



15.5.8 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI



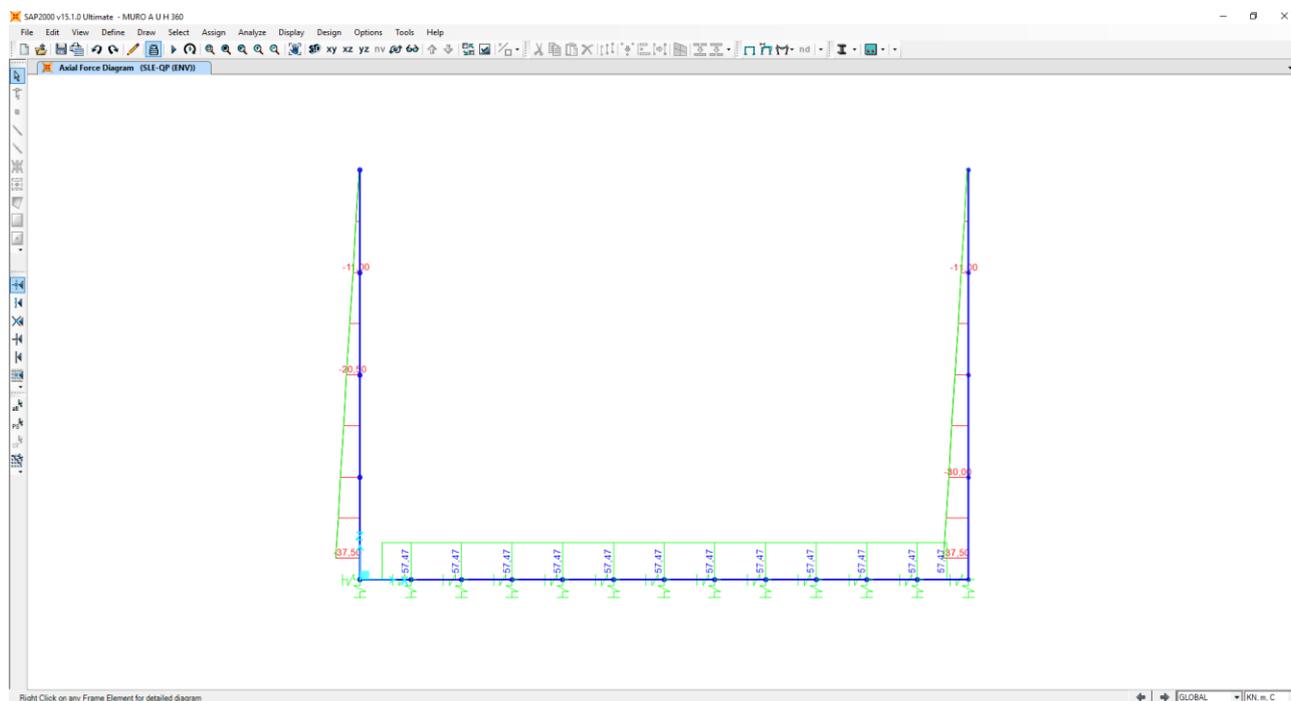
15.5.9 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



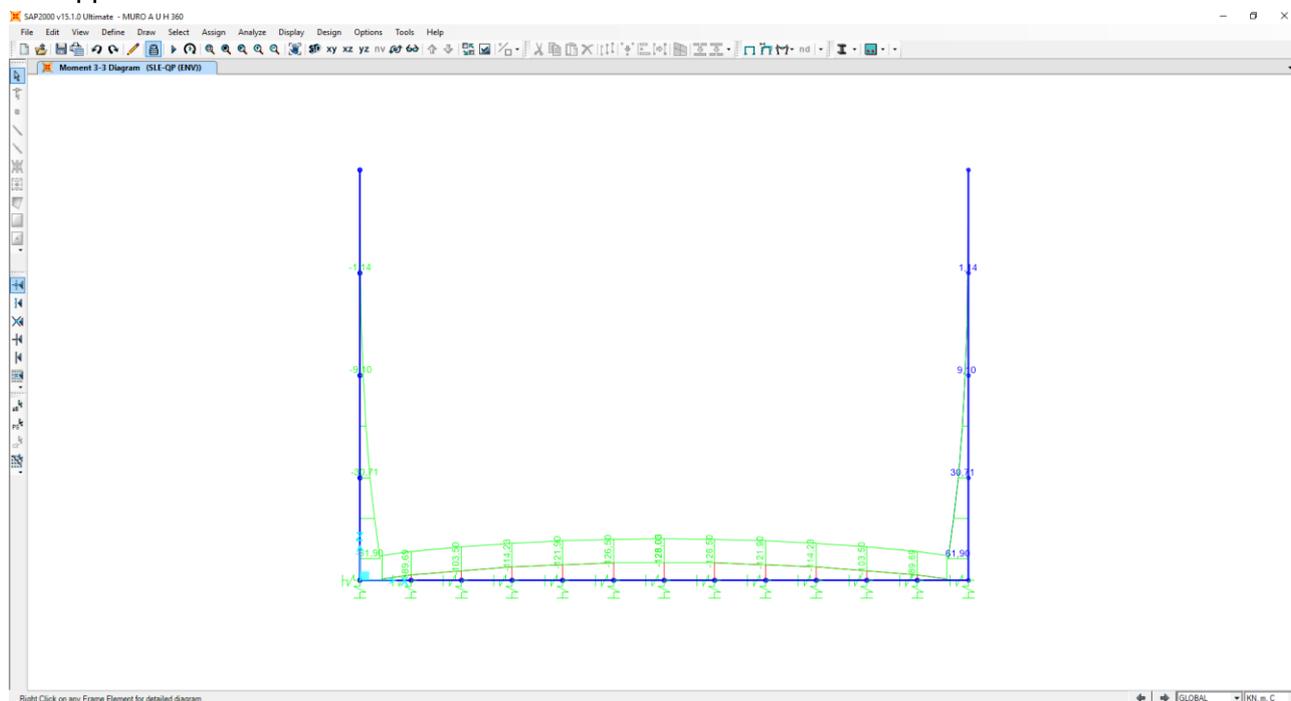
16 MURO TIPO 2 – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

16.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

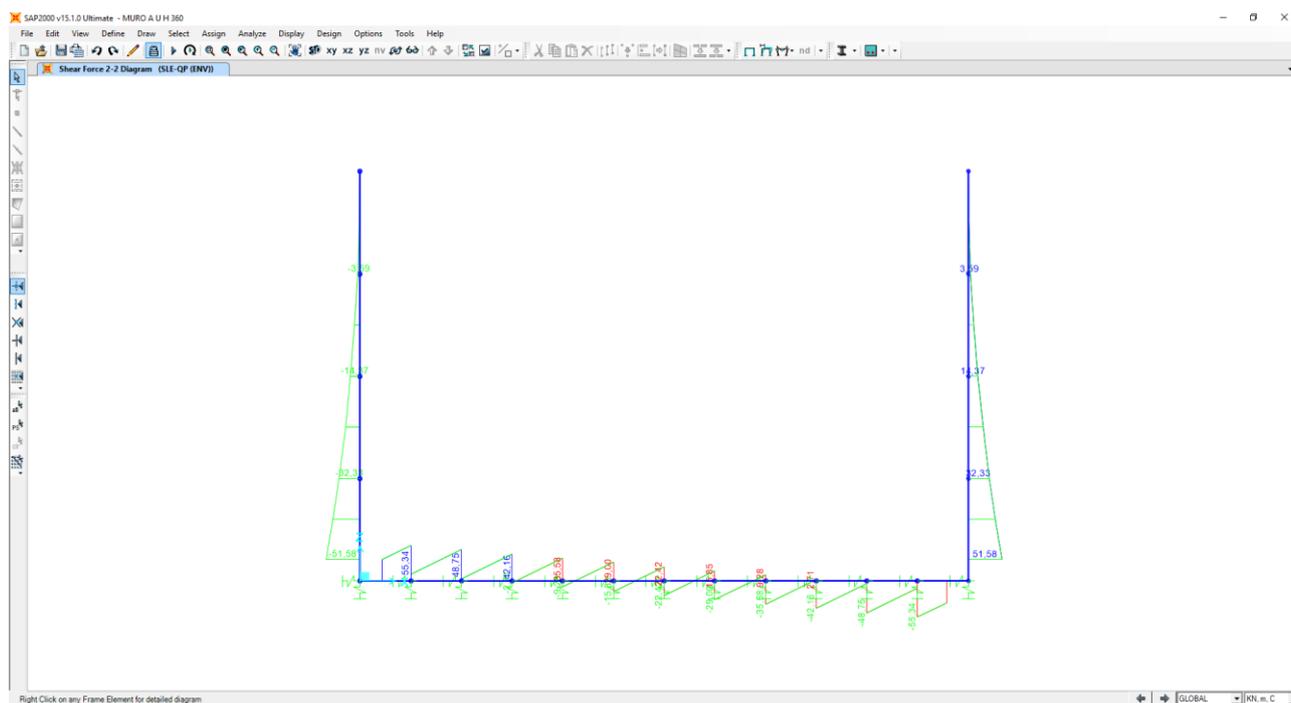
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



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:

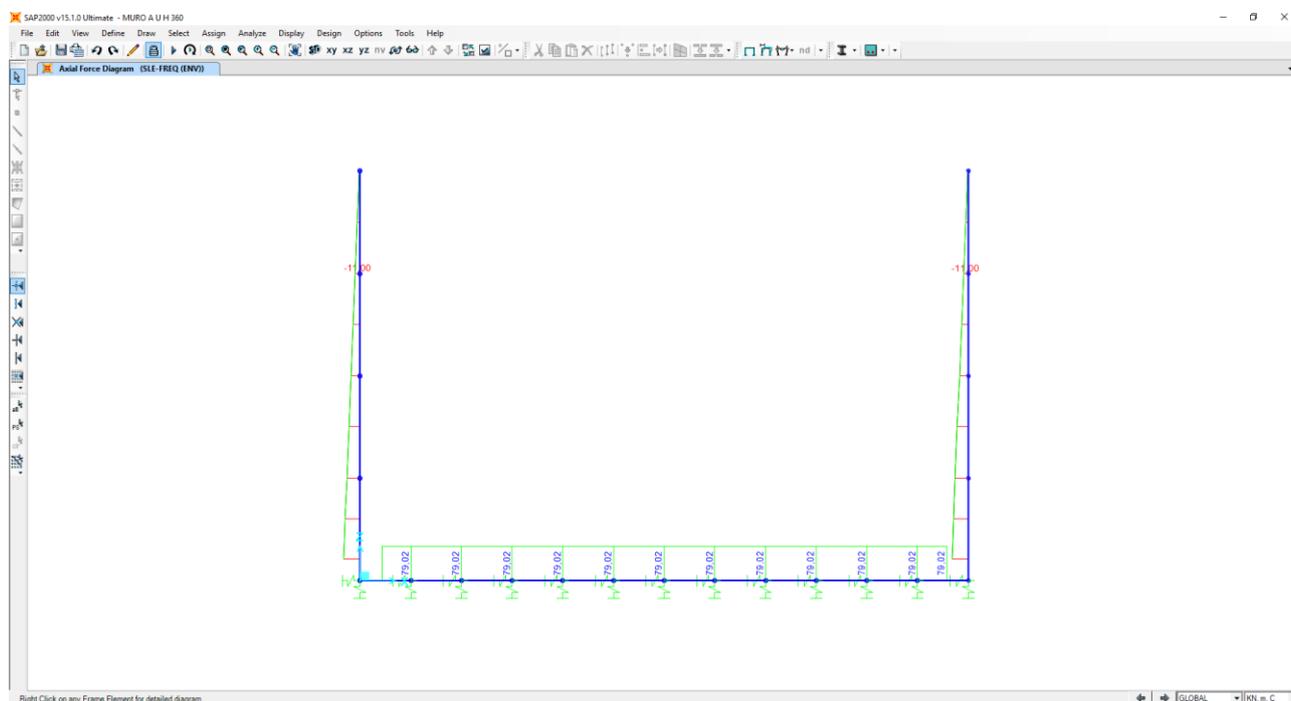


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:

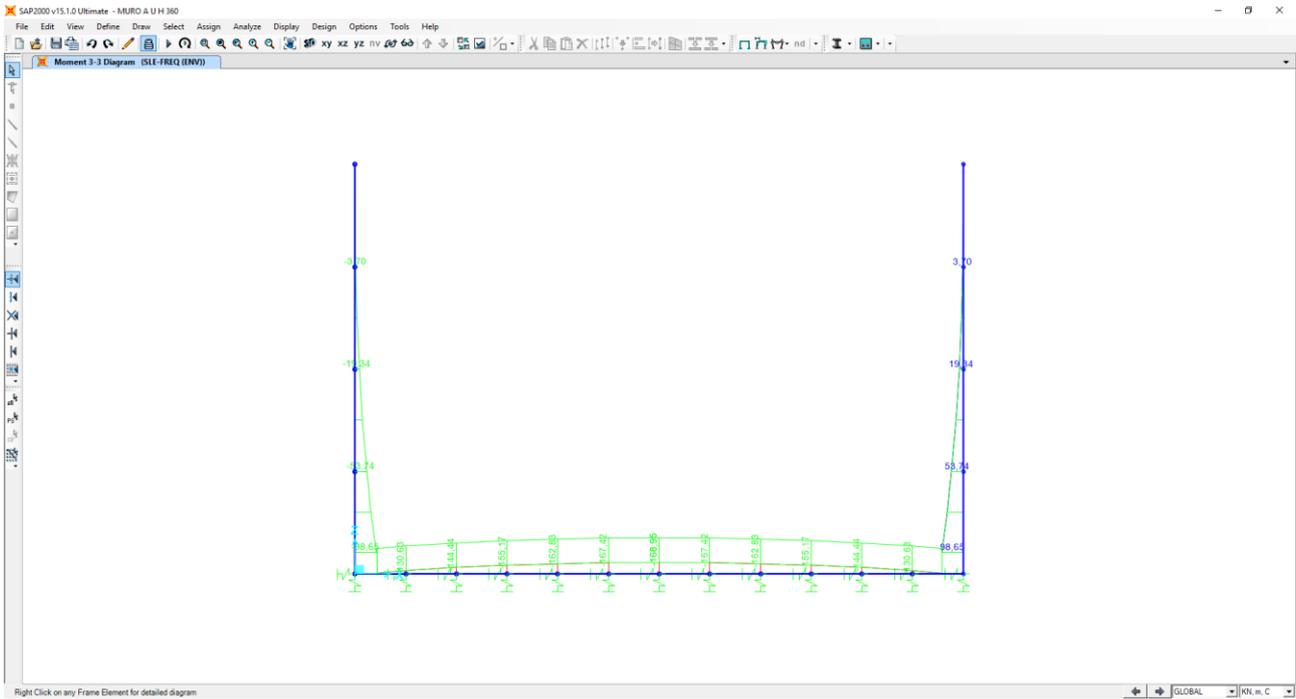


16.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

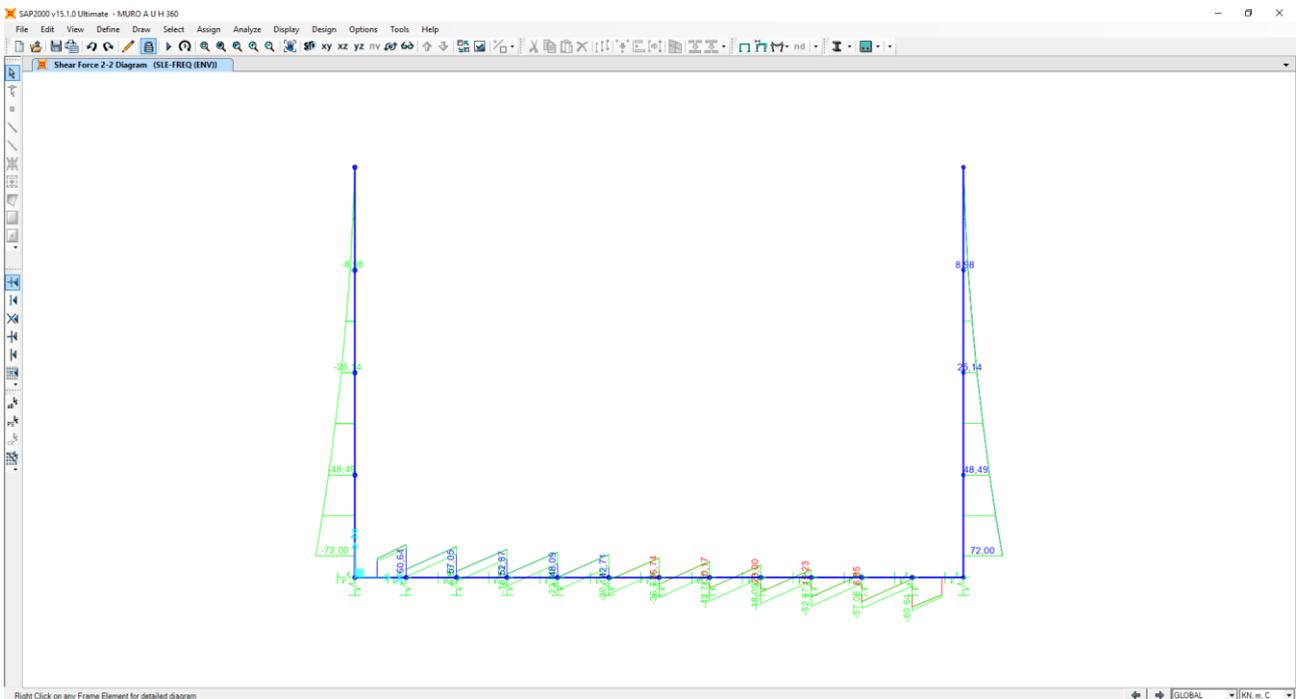
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:



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:

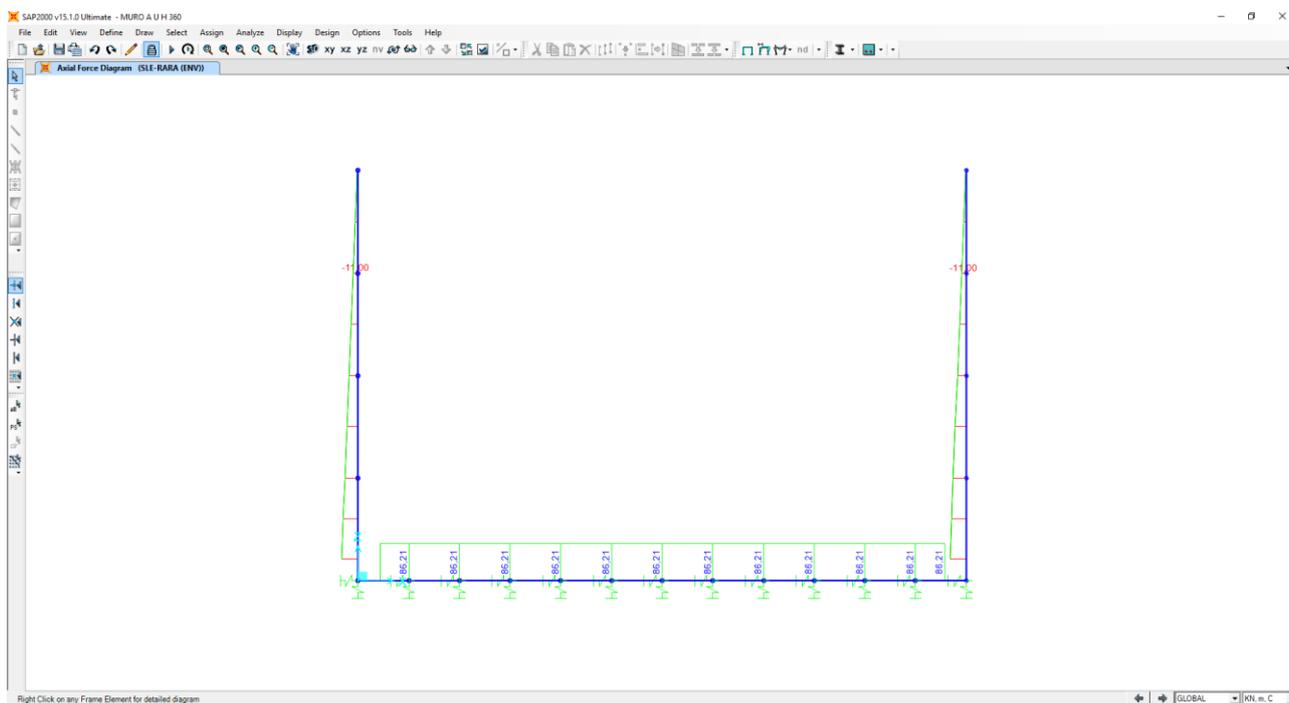


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti:

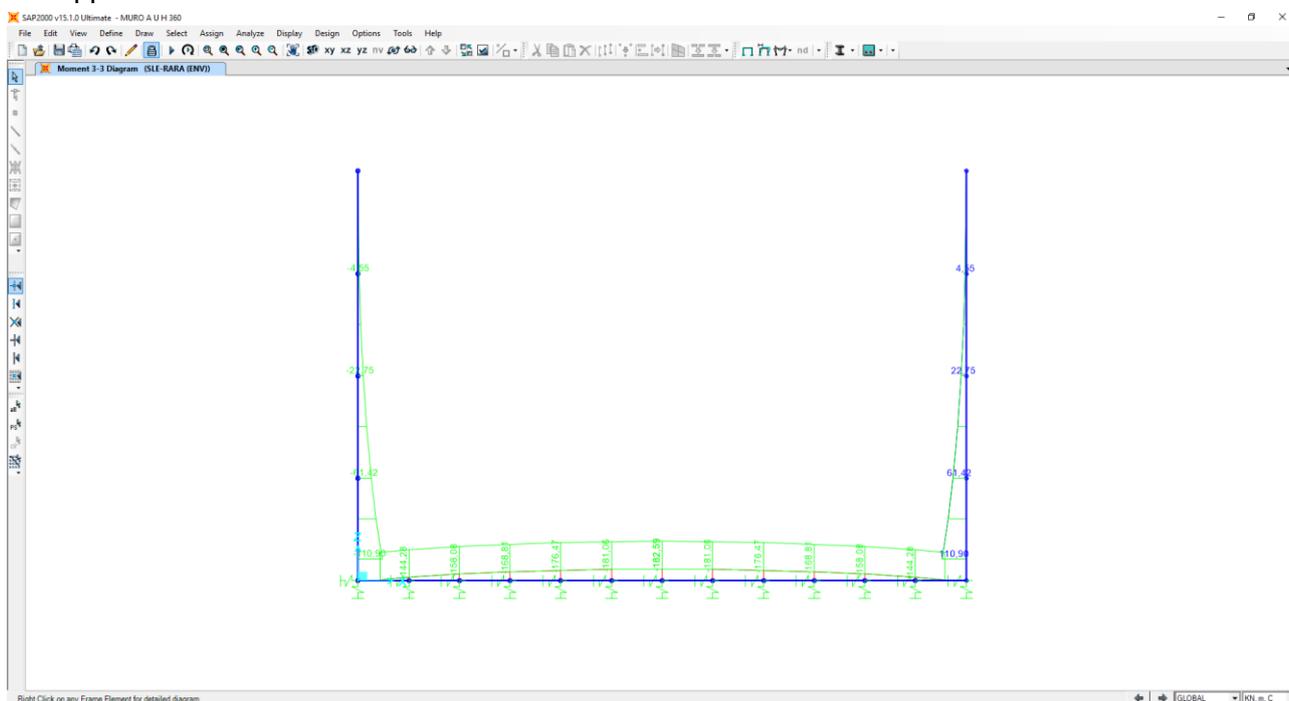


16.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

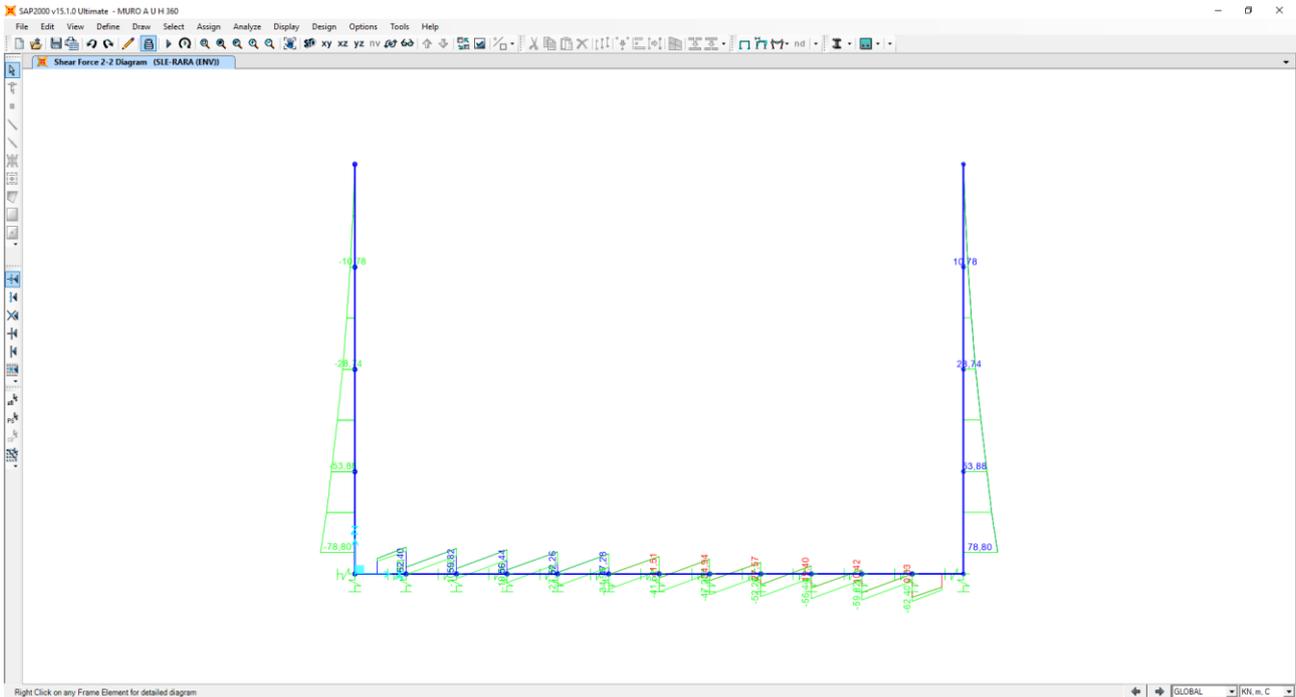
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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:

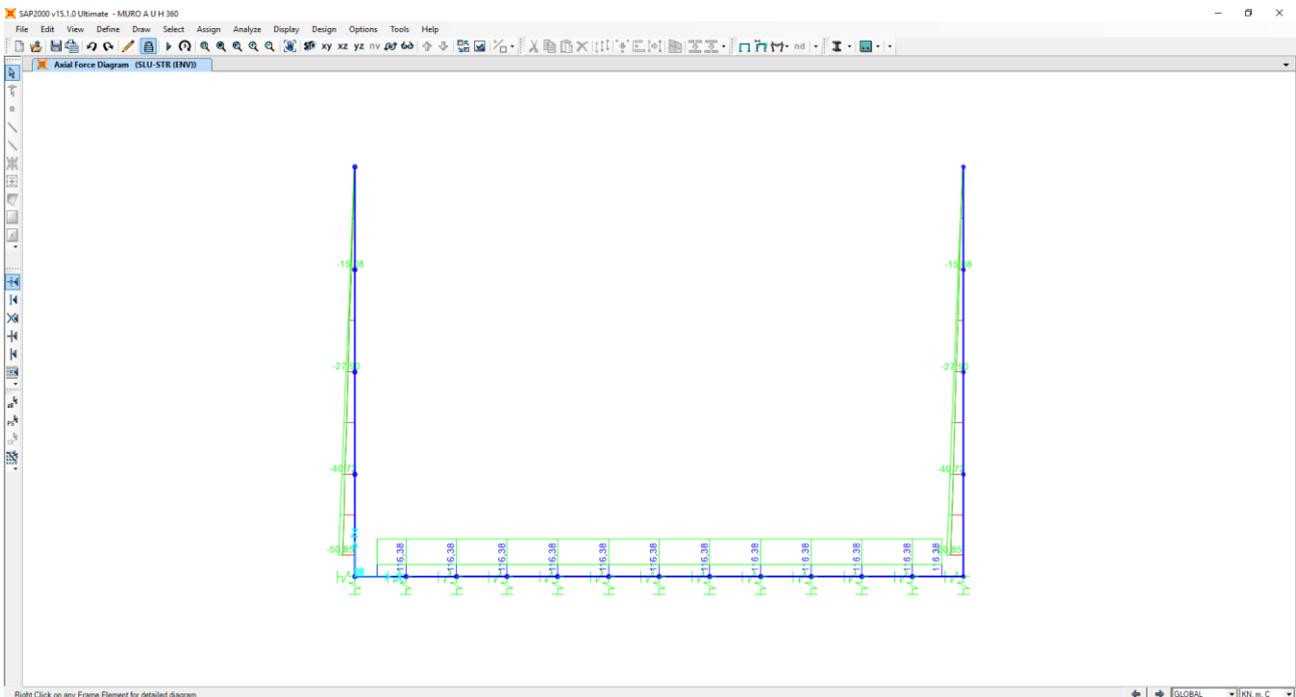


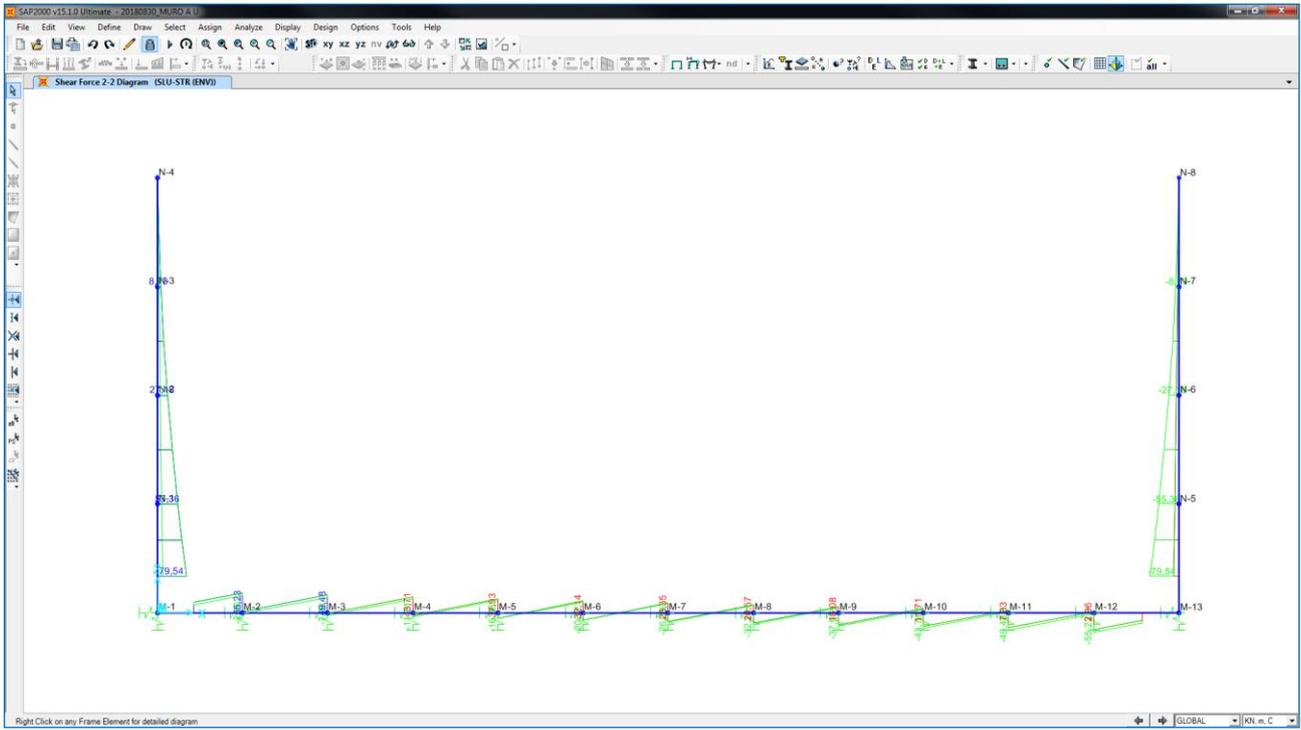
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:



16.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

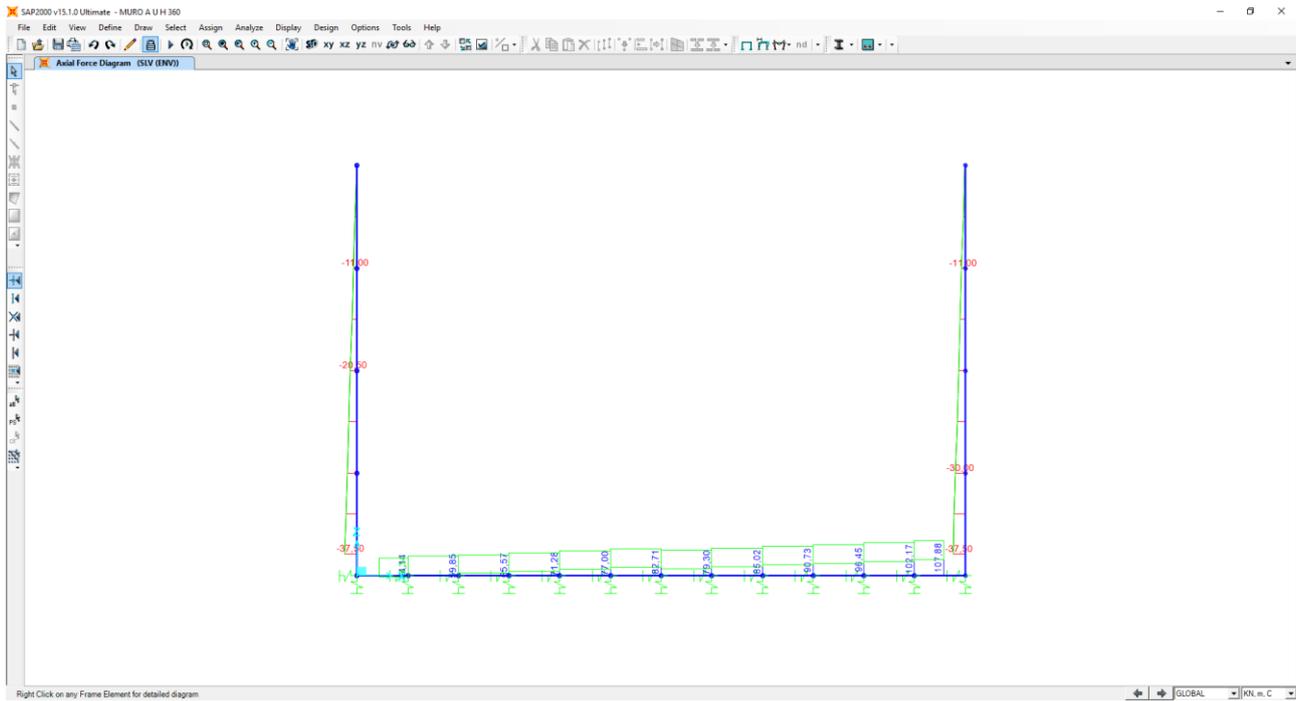
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



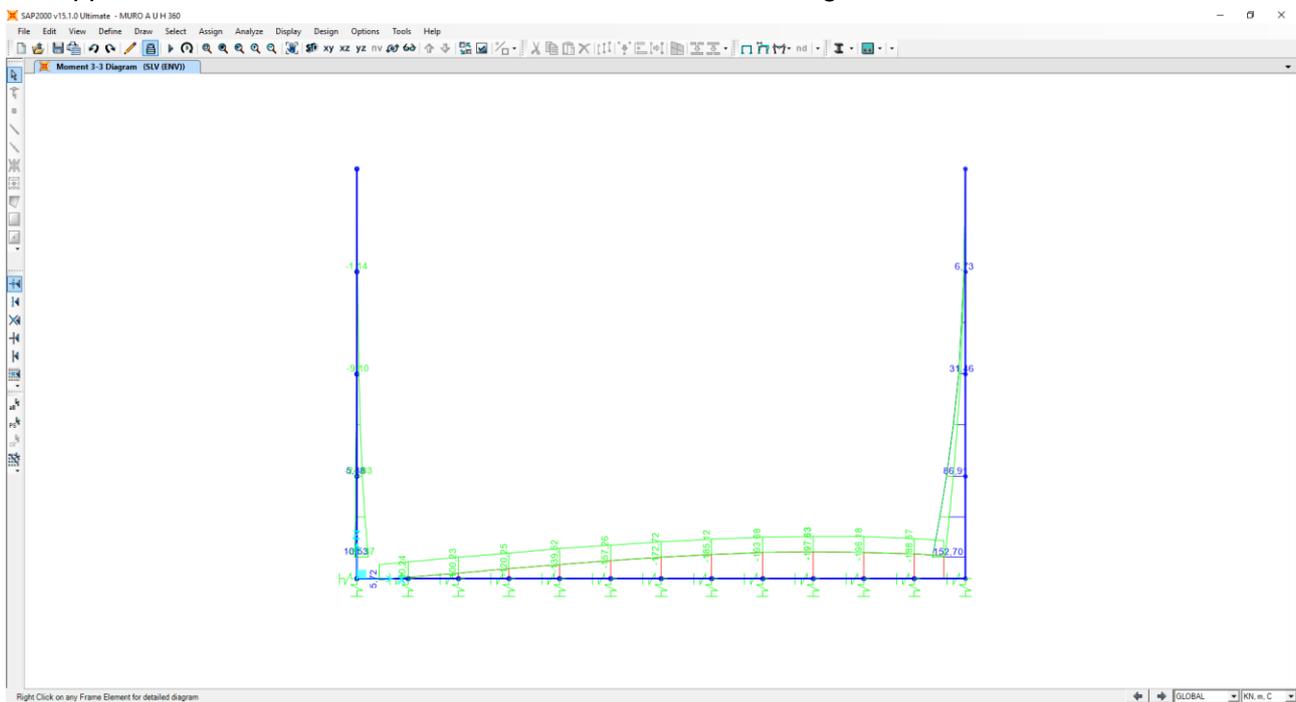


16.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

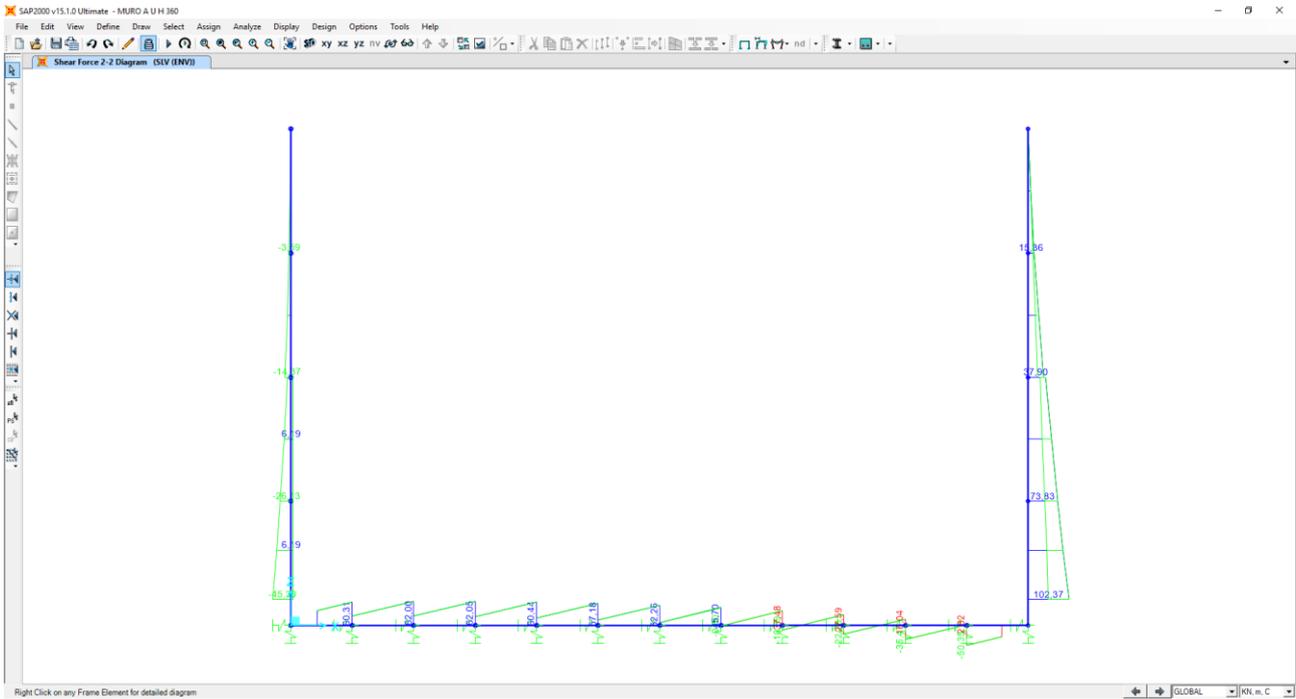
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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:



17 MURO TIPO 2 – PARETI VERTICALI - 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	$N_{max} + M + V$	-37,50	-51,58	-61,90
	$N + M_{max} + V$	-37,50	-51,58	-61,90
	$N + M + V_{max}$	-37,50	-51,58	-61,90
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-37,50	-20,42	-36,75
	$N + M_{max} + V$	-37,50	-72,00	-98,65
	$N + M + V_{max}$	-37,50	-72,00	-98,65
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-37,50	-27,22	-49,00
	$N + M_{max} + V$	-37,50	-78,80	-110,90
	$N + M + V_{max}$	-37,50	-78,80	-110,90
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-50,85	-36,75	-66,15
	$N + M_{max} + V$	-50,85	-106,39	-149,71
	$N + M + V_{max}$	-50,85	-106,39	-149,71
SLV	$N_{max} + M + V$	-37,50	6,19	10,53
	$N + M_{max} + V$	-37,50	102,37	152,70
	$N + M + V_{max}$	-37,50	102,37	152,70

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 verticale è costituita da:

- **Ø20/20** 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 **Ø10/40x40**. 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 $N_{sd} = 37,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -61,90$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	6
			2	15,71	34

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 37,50 kN
 M_{xEd} 0 -61,90 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c -3,547 N/mm²
 σ_s 118,2 N/mm²
 ε_s 0,5911 %
 d 34 cm
 x 10,55 x/d 0,3104
 δ 0,828

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,55 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 118,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 37,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -98,65$ kNm.

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

- Titolo:** Empty field.
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties for 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. Properties for C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$.
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. $N_{Ed} = 0$, $M_{xEd} = 0$, $M_{yEd} = 0$. $N = 37,50$ kN, $M = -98,65$ kNm.
- P.to applicazione N:** Centro. $xN = 0$, $yN = 0$.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n.
- Verifica:** $\sigma_c = -5,635$ N/mm², $\sigma_s = 195,4$ N/mm². $\epsilon_s = 0,9769$ ‰, $d = 34$ cm, $x/d = 10,27$, $x/d = 0,302$, $\delta = 0,8175$. N^* iterazioni: 4.
- Precompresso:**

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,63$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 195,40$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 37,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -110,95$ kNm.

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

- Titolo:** Empty field for title.
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties shown include $E_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_{s2} = 15$, $E_{syd} = 1.957$ ‰, $G_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_c = -6,333$ N/mm², $\sigma_s = 221,2$ N/mm², $\epsilon_s = 1,106$ ‰, $d = 34$ cm, $x/d = 10,21$, $x/d = 0,3004$, $\delta = 0,8155$.
- Calcolo:** Metodo n selected.
- Verifica:** N° iterazioni: 4. Precompresso checkbox is unchecked.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,33$ N/mm² < $0,60 \cdot f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 221,20$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.3.4 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 σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	118,20	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	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:	$\sigma_{s,max}$	195,40	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

17.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 37,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 152,70$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	6
			2	15.71	34

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 37,50 kN
 M_{xEd} 152,70 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

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

M_{xRd} 201,3 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 16,74 ‰
 d 34 cm
 x 5,879 x/d 0,1729
 δ 0,7

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

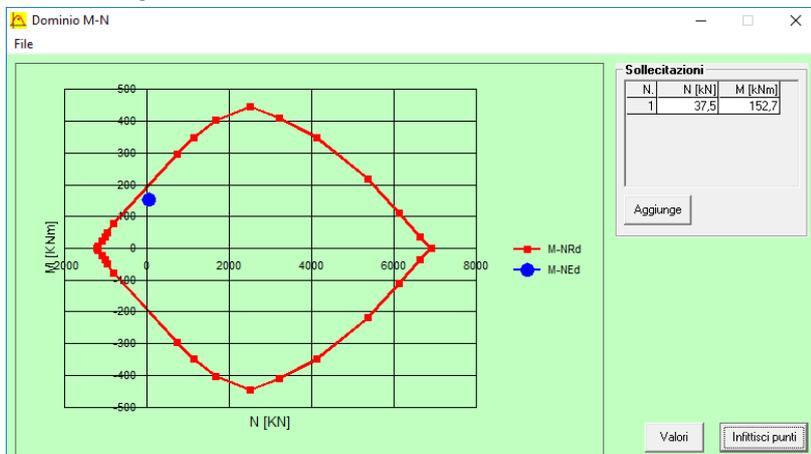
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 201,30$ kNm > $M_{Sd} = 152,70$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 106,39$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	106,39	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

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

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

La resistenza di calcolo a taglio viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.23]:

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,40	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,00	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	166,97	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,57	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

18 MURO TIPO 2 – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI

18.1 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	$N_{max} + M + V$	57,47	33,46	-77,85
	$N + M_{max} + V$	57,47	22,42	-128,03
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	-55,34	-16,89
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	79,02	32,96	-118,40
	$N + M_{max} + V$	79,02	25,91	-168,95
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,90	-60,64	-17,74
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	86,21	32,79	-131,91
	$N + M_{max} + V$	86,21	27,08	-182,59
	$N_{max} + M + V_{max}$	1,20	-62,40	-18,02
SLU STR	$N_{max} + M + V$	116,38	44,11	-177,83
	$N + M_{max} + V$	116,38	39,10	-246,82
	$N_{max} + M + V_{max}$	38,79	-83,72	-96,61
SLV	$N_{max} + M + V$	107,88	-50,35	-188,57
	$N + M_{max} + V$	90,73	27,59	-197,63
	$N_{max} + M + V_{max}$	8,10	62,05	-47,48

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

18.2 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:

- **Ø20/10** interni
- **Ø20/10** esterni

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**.

18.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

18.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -128,03$ kNm.

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

Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	31,42	6,6
			2	31,42	35

Materials:

Material	Property	Value	Unit
B450C	ϵ_{su}	67,5	%
	f_{yd}	391,3	N/mm²
C25/30	ϵ_{c2}	2	%
	ϵ_{cu}	3,5	%
	E_s	200.000	N/mm²
	f_{cd}	14,17	N/mm²
	E_s / E_c	15	
	f_{cc} / f_{cd}	0,8	
	ϵ_{syd}	1,957	%
	$\sigma_{c,adm}$	9,75	N/mm²
	$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
	τ_{co}	0,6	
	τ_{c1}	1,829	

Calculation Results:

σ_c	-5,099	N/mm²
σ_s	139,9	N/mm²
ϵ_s	0,6994	%
d	33,4	cm
x	11,81	cm
x/d	0,3535	
δ	0,8819	

Other Parameters:

- N_{Ed} : 0 kN
- M_{Ed} : -128,03 kNm
- M_{yEd} : 0
- M_{zEd} : 0
- σ_c : -5,099 N/mm²
- σ_s : 139,9 N/mm²
- ϵ_s : 0,6994 %
- d : 33,4 cm
- x : 11,81 cm
- x/d : 0,3535
- δ : 0,8819

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,09 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 139,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -168,95$ 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	31,42	6,6
			2	31,42	35

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -168,95 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

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

σ_c -6,728 N/mm²
 σ_s 184,6 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,73$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 184,60$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -182,59$ kNm.

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	6,6
2	31,42	35

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

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

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

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

σ_c -7,272 N/mm²
 σ_s 199,5 N/mm²

Verifica **N° iterazioni:** 4

Precompresso

ϵ_s 0,9975 ‰
 d 33,4 cm
 x 11,81 x/d 0,3535
 δ 0,8819

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 7,27 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 199,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.4 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 σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

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

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

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

Condizioni ambientali:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **139,90** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

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

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **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:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **184,60** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 20 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 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

18.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -246,82$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	31,42	6,6
			2	31,42	35

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

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 τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

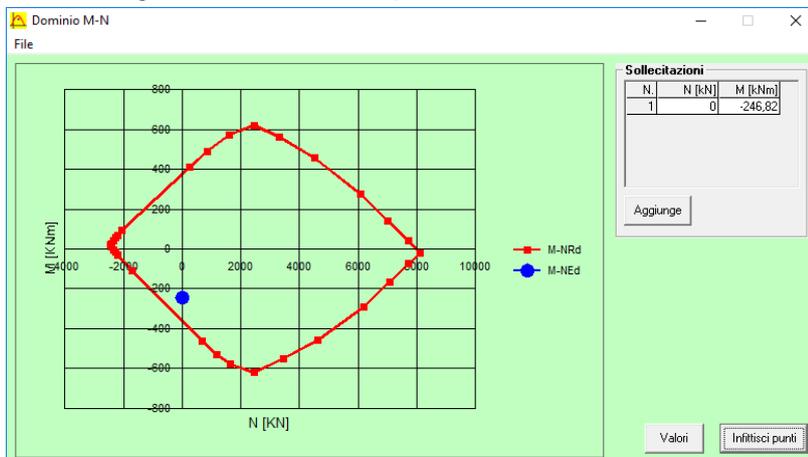
Calcoli
 M_{Rd} -366,3 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,66 ‰
 d 33,4 cm
 x 6,436 x/d 0,1927
 δ 0,7

Altri parametri
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -366,30$ kNm > $M_{Sd} = -246,82$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

18.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 83,72$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	83,72	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	20	3,14	31,40
Infillimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infillimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				31,40

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

La resistenza di calcolo a taglio viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.23]:

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,40	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,01	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	210,37	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,51	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

19 MURO TIPO 2 – VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche del carico limite ultimo verranno eseguite secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

19.1 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	132,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	377,40	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	104,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	-13,61	-12,25
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	13,61	12,25
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	21,52	23,08
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	61,52	13,97
Sovraspinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	7,27	13,09

19.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

19.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	566,10	0,00	0,00	1,50	1,00	566,10	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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	-18,37	-16,53	1,35	1,00	0,00	-18,37	-16,53
q_3	1,35	1,00	0,00	18,37	16,53	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
			884,70	0,00	0,00			884,70	-18,37	-16,53

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	566,10	0,00	0,00	1,50	1,00	566,10	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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	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	18,37	16,53	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
			884,70	18,37	16,53			884,70	0,00	0,00

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	566,10	0,00	0,00	1,50	1,00	566,10	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	-18,37	-16,53	1,35	1,00	0,00	-18,37	-16,53
q_3	1,35	1,00	0,00	18,37	16,53	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
			744,30	0,00	0,00			744,30	-18,37	-16,53

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	178,20	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	566,10	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	18,37	16,53
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
			744,30	18,37	16,53

19.2.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,00	1,00	132,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	377,40	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	21,52	23,08
s_2	1,00	1,00	0,00	61,52	13,97
s_3	1,00	1,00	0,00	7,27	13,09
			509,40	90,30	50,13

19.2.3 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	884,70	0,00	0,00
SLU - STR 02	884,70	-18,37	-16,53
SLU - STR 03	884,70	18,37	16,53
SLU - STR 04	884,70	0,00	0,00
SLU - STR 05	744,30	0,00	0,00
SLU - STR 06	744,30	-18,37	-16,53
SLU - STR 07	744,30	18,37	16,53
SLV 01	509,40	90,30	50,13

19.3 VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO E DELLO SCORRIMENTO

La verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento verrà eseguita secondo l'approccio 2 definito dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

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

Le verifiche sono state eseguite mediante il software Aztec Carl.

19.3.1 RICHIAMI TEORICI - VERIFICA AL CARICO LIMITE

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

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

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

In questa espressione:

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

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

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

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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

Fattori di profondità

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

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

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

Fattori di inclinazione

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

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

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

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

19.3.2 RICHIAMI TEORICI - VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

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

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

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 δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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

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

19.4 RISULTATI

19.4.1 DATI - GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Fondazione	(N)	0,00	--	6,00	--	1,00	0,00	0,00

19.4.2 DATI - DESCRIZIONE TERRENI E FALDA

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [N/mm²]

ca Adesione del terreno espressa in [N/mm²]

Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
UG2-2	20,000	22,000	33,00	33,00	0,0000	0,0000

Simbologia adottata

n° Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

Terreno 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	-20,0	-20,0	-20,0	UG2-2

19.4.3 DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 3	1.00	1.00

Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 4	1.00	1.00

Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 5	1.00	1.00

Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 6	1.00	1.00

Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 7	1.00	1.00

Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	γ	Ψ
Condizione n° 8	1.00	1.00

19.5 OPZIONI DI CALCOLO - ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE

19.5.1 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

19.6 RISULTATI

Verifica della portanza per carichi verticali

Simbologia adottata

Cmb Indice della combinazione

Fnd Indice della fondazione

PF Rottura per punzonamento in presenza di falda

q_u Portanza ultima, espressa in [N/mm²]

q_d Portanza di progetto, espressa in [N/mm²]

P_u Portanza ultima, espressa in [kN]

P_d Portanza di progetto, espressa in [kN]

V Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]

η Fattore di sicurezza a carico limite ($\eta=P_d/V$)

Cmb	Fnd	PF	q_u [N/mm ²]	q_d [N/mm ²]	P_u [kN]	P_d [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	2,156	0,937	12935,95	5624,33	884,70	6.36
2	1	NO	2,028	0,882	12066,43	5246,28	884,70	5.93
3	1	NO	2,028	0,882	12066,43	5246,28	884,70	5.93
4	1	NO	2,156	0,937	12935,95	5624,33	884,70	6.36
5	1	NO	2,156	0,937	12935,95	5624,33	744,30	7.56
6	1	NO	2,006	0,872	11938,31	5190,57	744,30	6.97
7	1	NO	2,006	0,872	11938,31	5190,57	744,30	6.97
8	1	NO	1,521	0,661	8585,90	3733,00	509,40	7.33

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 [N/mm^q]

G Modulo di taglio, espresso in [N/mm^q]

B' Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($B'=B-2e_x$), espressa in [m]

L' Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ($L'=L-2e_y$), espressa in [m]

R_{ex} Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X

R_{ey} Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y

I_R Indice di rigidezza

I_{RC} Indice di rigidezza critico

Cmb	Fnd	H	γ	ϕ	c	G	B'	L'	R_{ex}	R_{ey}	I_c	I_{RC}
		[m]	[kN/mc]	[°]	[N/mm ^q]	[N/mm ^q]	[m]	[m]				
1	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	218.04
2	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	5,95	1,00	--	--	0.98	218.04
3	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	5,95	1,00	--	--	0.98	218.04
4	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	218.04
5	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	218.04
6	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	5,95	1,00	--	--	0.97	218.04
7	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	5,95	1,00	--	--	0.97	218.04
8	1	5,53	20,0000	33.00	0,000	0,000	5,65	1,00	--	--	0.88	218.04

19.6.1 FATTORI CORRETTIVI VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Combinazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 2

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.98$	$I_q = 0.98$	$I_\gamma = 0.94$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 3

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.98$	$I_q = 0.98$	$I_\gamma = 0.94$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 4

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 5

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 6

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.97$	$I_q = 0.97$	$I_\gamma = 0.92$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 7

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.97$	$I_q = 0.97$	$I_\gamma = 0.92$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$

Combinazione n° 8

Fattori di capacità portante	$N_c = 38.64$	$N_q = 26.09$	$N_\gamma = 26.17$
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	$I_c = 0.88$	$I_q = 0.88$	$I_\gamma = 0.69$
Fattori di profondità	$D_c = 1.06$	$D_q = 1.03$	$Q_\gamma = 1.03$