

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

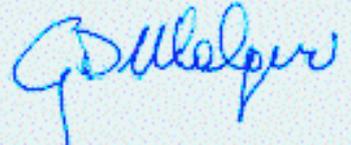
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

L0015

L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE

L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI

RELAZIONE DI CALCOLO MURO AD "U" TOMBINO SCATOLARE 100x100cm

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO203 E 2301

NOME FILE

L0015-T00TM00STRRRE15_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T00 TM00 STR RE 15

A

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. MARTINA D'AVERSA	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	UNITA' DI MISURA	6
5	MATERIALI	6
5.1	Calcestruzzo	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali	6
5.2	Acciaio	6
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	7
5.4	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura	8
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	10
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	11
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	11
7.2	Definizione della strategia progettuale	12
7.3	Parametri di calcolo	14
7.3.1	Parametri numerici sismici	14
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	14
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	14
7.3.4	Fattori di struttura	14
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	15
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	18
8	ANALISI DEI CARICHI	19
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	19
8.2	Peso del terreno a tergo del muro	19
8.2.1	peso proprio del parapetto metallico	19
8.3	Spinta laterale dei terreni	19
8.4	Sovraccarichi accidentali (q_1)	20
8.5	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle pareti verticali	20
8.6	Azioni sismiche	20
8.6.1	Azione inerziale delle masse	21
8.6.2	Sovrappinta dinamica dei terreni	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO	21
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	21
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	21
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	22
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	22
9.5	Combinazione di carico sismiche	23
10	MURO A "U" – MODELLO DI CALCOLO	24
10.1	Definizione del modello di calcolo	24
10.2	Numerazione degli elementi	25
10.3	Numerazione dei nodi	25
10.4	Valutazione della costante di rigidezza delle molle elastiche	26
10.5	Applicazione dei carichi elementari	27
10.5.1	Pesi propri strutturali	27

10.5.2	Peso proprio del terreno di ricoprimento	27
10.5.3	Peso proprio dei parapetti metallici	27
10.5.4	Spinta orizzontale dei terreni.....	28
10.5.5	Carichi accidentali stradali sulla zattera di fondazione	28
10.5.6	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete sinistra	29
10.5.7	Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo della parete destra	29
10.5.8	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati	30
10.5.9	Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni.....	30
11	MURO A "U" – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	31
11.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	31
11.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	32
11.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Rare.....	34
11.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo - STR.....	35
11.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	37
12	MURO A "U" – PARETI VERTICALI - VERIFICHE STRUTTURALI.....	39
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	39
12.2	Sezione e armatura di verifica	39
12.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	40
12.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	40
12.3.2	Combinazione SLE – Frequente	41
12.3.3	Combinazione SLE – Rara	42
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	43
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	44
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	45
13	MURI A "U" – ZATTERA DI FONDAZIONE - VERIFICHE STRUTTURALI.....	46
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	46
13.2	Sezione e armatura di verifica	46
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	47
13.3.1	Combinazione SLE – Quasi Permanente.....	47
13.3.2	Combinazione SLE – Frequente	48
13.3.3	Combinazione SLE – Rara	49
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	50
13.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	51
13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	52
14	MURO A "U" – VERIFICHE GEOTECNICHE	53
14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	53
14.2	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo alla base della zattera di fondazione	53
14.2.1	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR.....	53
14.2.2	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV	54
14.2.3	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo.....	54
14.3	Verifica del carico limite ultimo e dello scorrimento.....	55
14.3.1	Richiami teorici - Verifica al carico limite	55
14.3.2	Richiami teorici - Verifica allo scorrimento.....	56
14.4	Risultati	57
14.4.1	Dati - Geometria della fondazione.....	57
14.4.2	Dati - Descrizione terreni e falda.....	57
14.4.3	Dati - Falda	57

14.4.4	Descrizione combinazioni di carico	58
14.5	Opzioni di calcolo - Analisi in condizioni drenate	59
14.5.1	Verifica al carico limite	59
14.6	Risultati	59
14.6.1	Fattori correttivi verifica capacità portante.....	61

1 PREMESSA

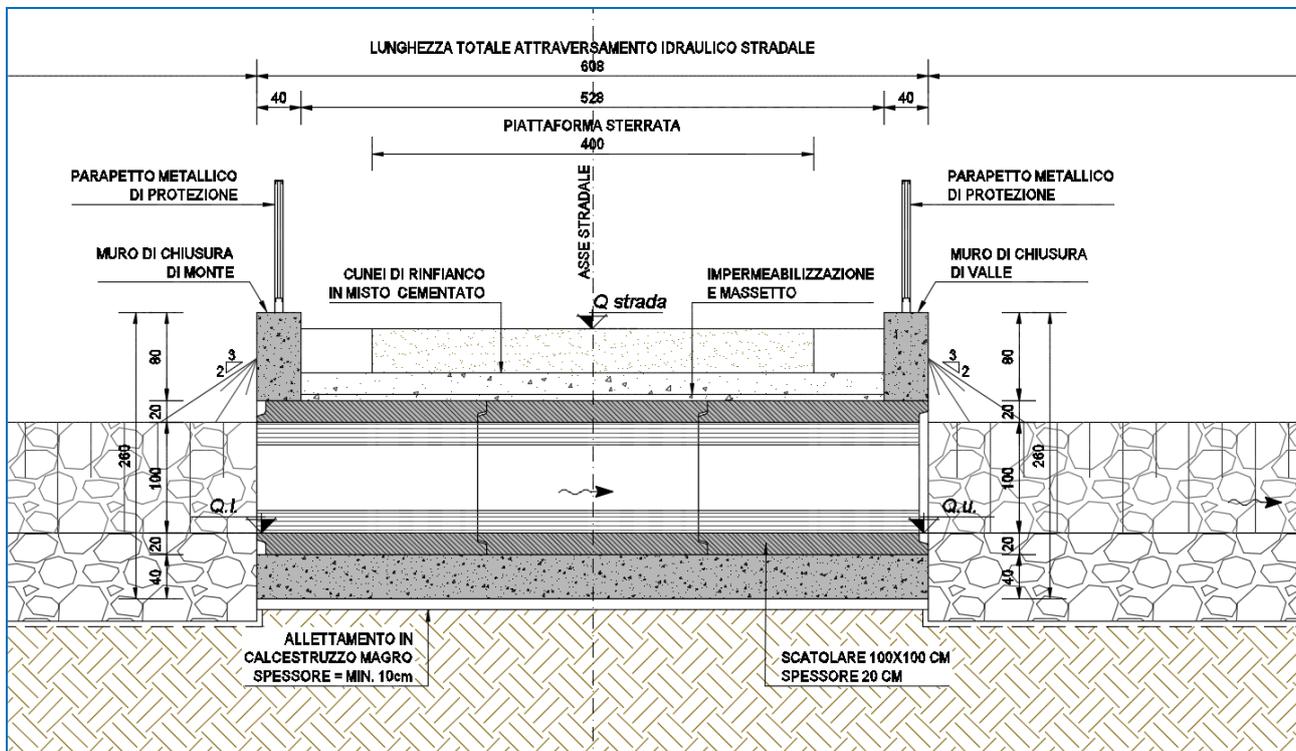
La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di testata (imbocco e sbocco) in cemento armato dei tombini scatolari 1,00 x 1,00 m nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

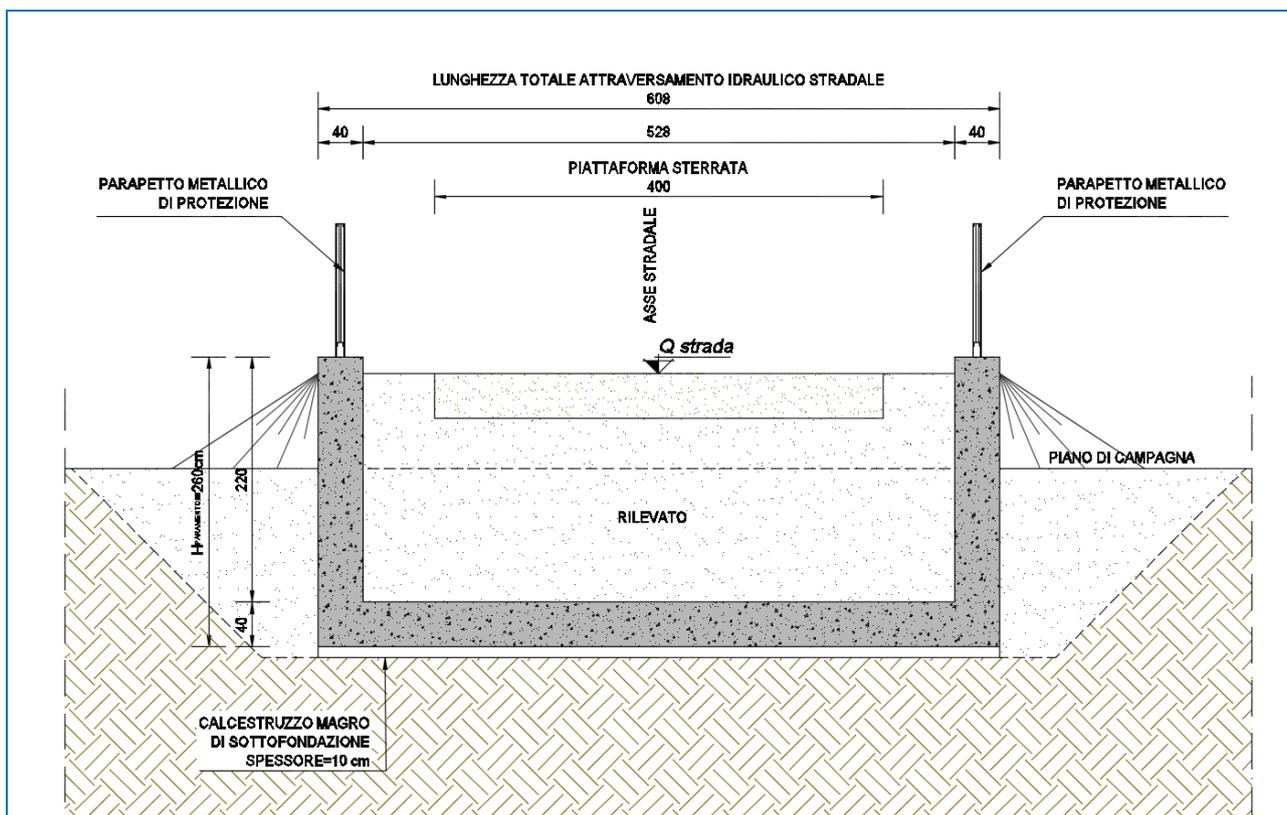
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

I muri di testata dei tombini scatolari presentano una sezione trasversale a "U" e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Pareti verticali: **40 x 220 cm**
- Soletta di fondazione: **600 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 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale

4 UNITA' DI MISURA

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

- per i carichi: kN/m², kN/m, kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm²
- per le accelerazioni: m/sec²

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** 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]

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

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- f_{t,k} = 540,00 N/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 - γ_c=1,15)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

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

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

Definizione della 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 pi	C28/35
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)		
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	20	mm
Tolleranza costruttiva	5	mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	25	mm

5.4 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

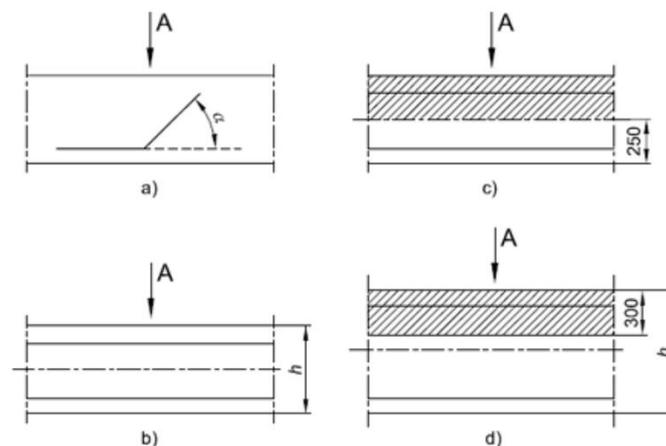
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

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

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

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



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

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

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

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

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

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

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

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

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

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

Il terreno 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: $\varphi = 37,00^\circ$
- 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 **L5**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 26,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Modulo di rigidezza: $E = 20,00 \text{ MPa}$

Nei modelli di calcolo il terreno è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidezza (a favore di sicurezza):

- Direzione verticale $\rightarrow k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale $\rightarrow k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

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

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

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

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

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

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	949	949
SLC	1950	1950

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

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

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</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 C info $S_s =$ 1,500 $C_c =$ 1,556 info

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

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento 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	0,050 g
F_o	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

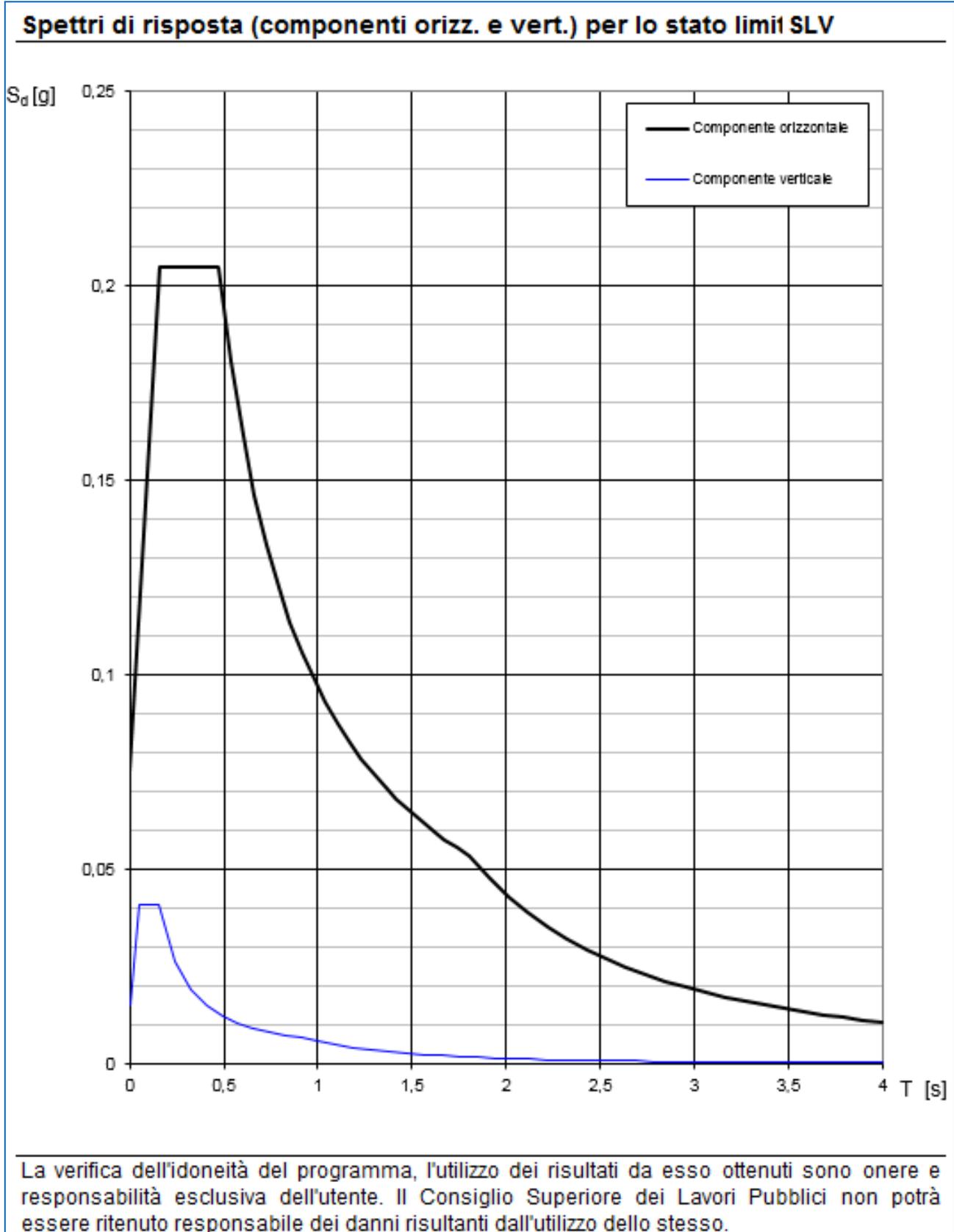
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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

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



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

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

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

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente 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:

$$k_h = 0,075$$

$$k_v = 0,0375$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

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

Il peso 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:

$$P_{\text{ricoprimento}} = s_{\text{max}} \times \gamma = 2,00 \times 20 = 40,00 \text{ kN/m}^2$$

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:

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

dove:

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

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

con:

- $\varphi =$ angolo di attrito interno

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

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



8.4 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q₁)

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 kN/m²**, 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,
- k₀ 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. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		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

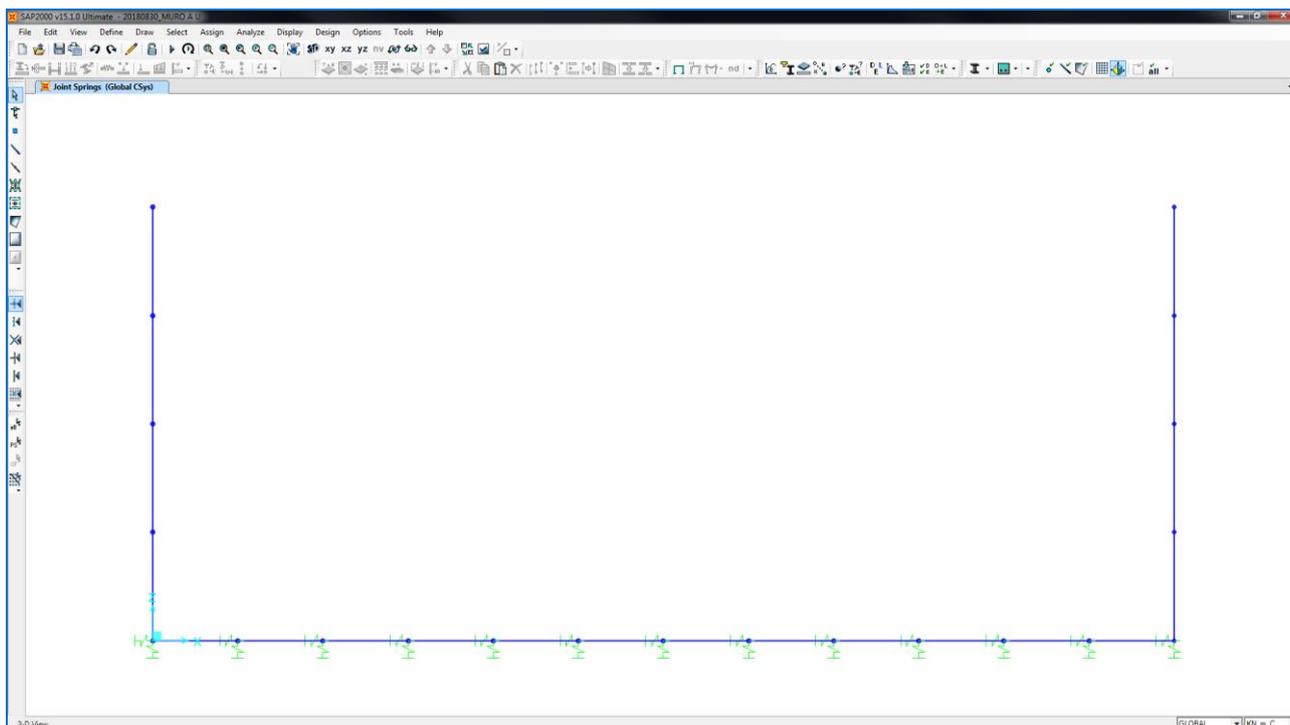
10 MURO A "U" – MODELLO DI CALCOLO

10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

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

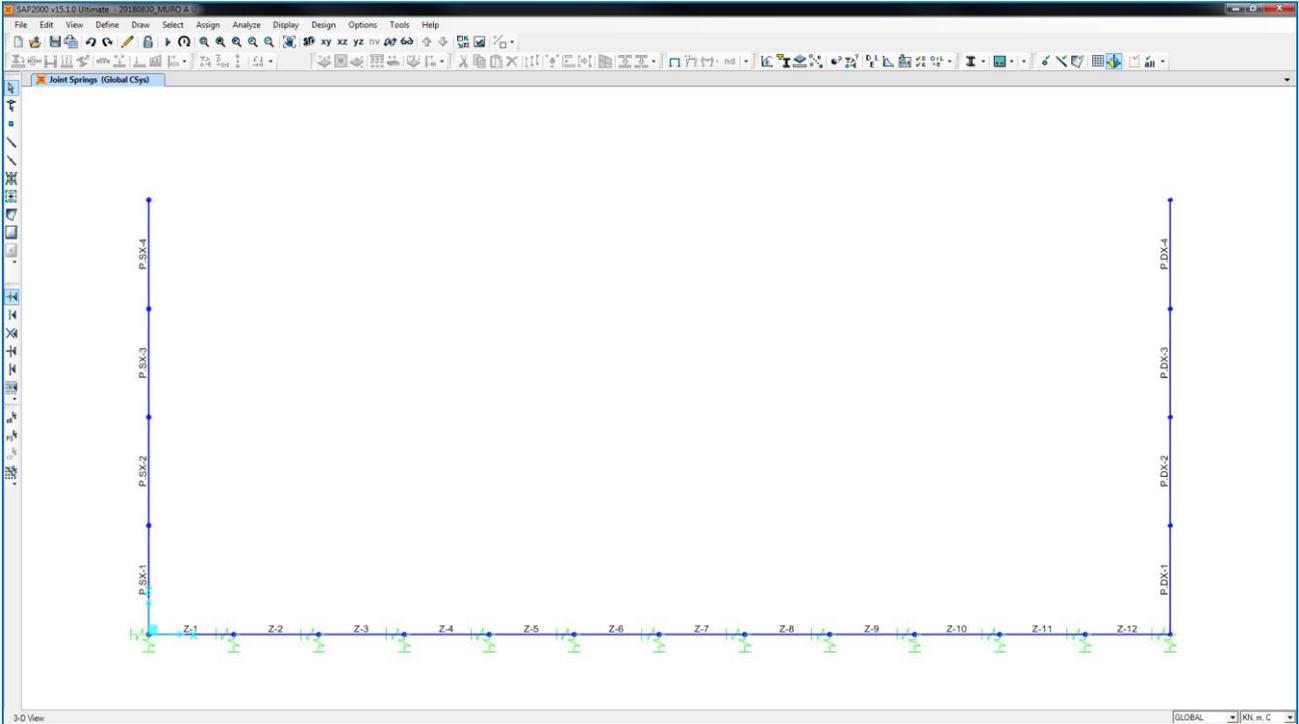
Gli elementi in cemento armato sono stati modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam" ai quali sono stati assegnati le caratteristiche geometriche delle sezioni reali.

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



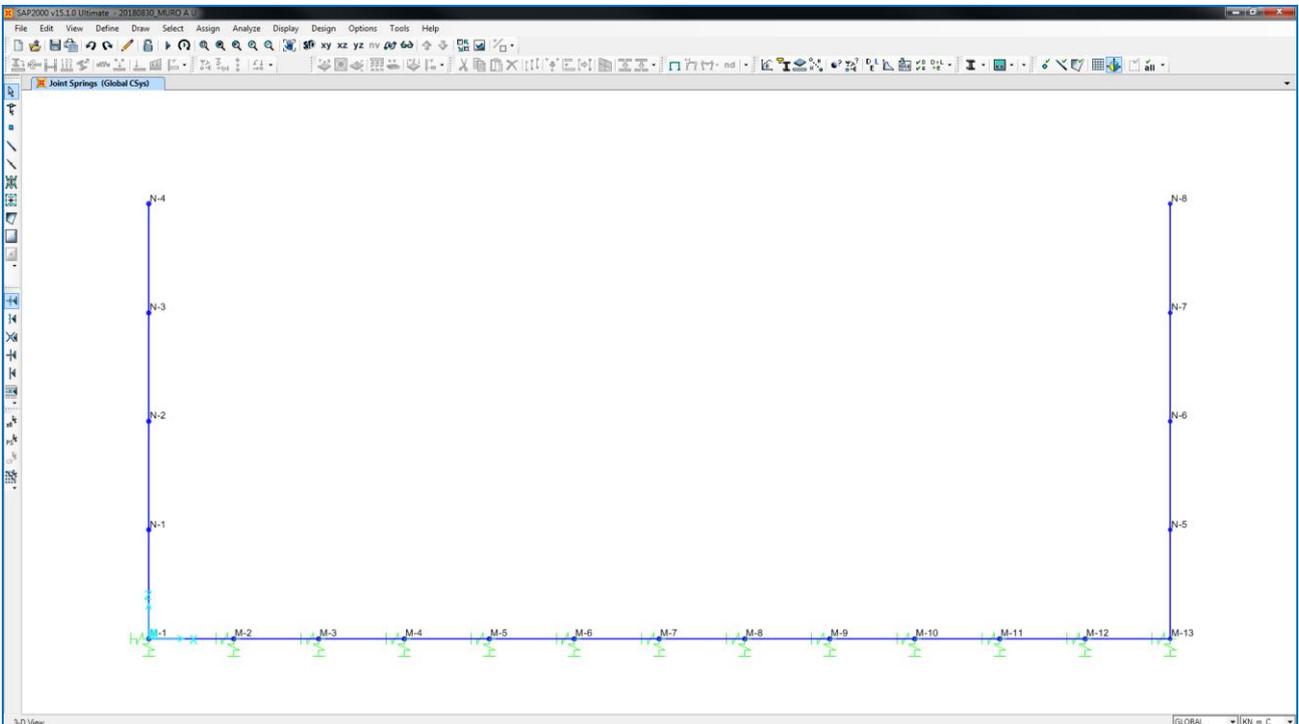
10.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI

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



10.3 NUMERAZIONE DEI NODI

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



10.4 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ELASTICHE

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

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

SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO ALLA WINKLER			VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
Costante di sottofondo del terreno (costante di Winkler) K_s :			15.000,00	kN/m^3	
Larghezza della striscia di calcolo L_c :			1,00	m	
INTERASSI			RIGIDEZZA DELLE MOLLE		
PUNTO INIZIALE	PUNTO FINALE	DISTANZA (m)	MOLLA	LARGHEZZA DI PERTINENZA (m)	K (kN/m)
M1	M2	0,467	M1	0,234	3.502,50
M2	M3	0,467	M2	0,467	7.005,00
M3	M4	0,467	M3	0,467	7.005,00
M4	M5	0,467	M4	0,467	7.005,00
M5	M6	0,467	M5	0,467	7.005,00
M6	M7	0,467	M6	0,467	7.005,00
M7	M8	0,467	M7	0,467	7.005,00
M8	M9	0,467	M8	0,467	7.005,00
M9	M10	0,467	M9	0,467	7.005,00
M10	M11	0,467	M10	0,467	7.005,00
M11	M12	0,467	M11	0,467	7.005,00
M12	M13	0,467	M12	0,467	7.005,00
			M13	0,234	3.502,50

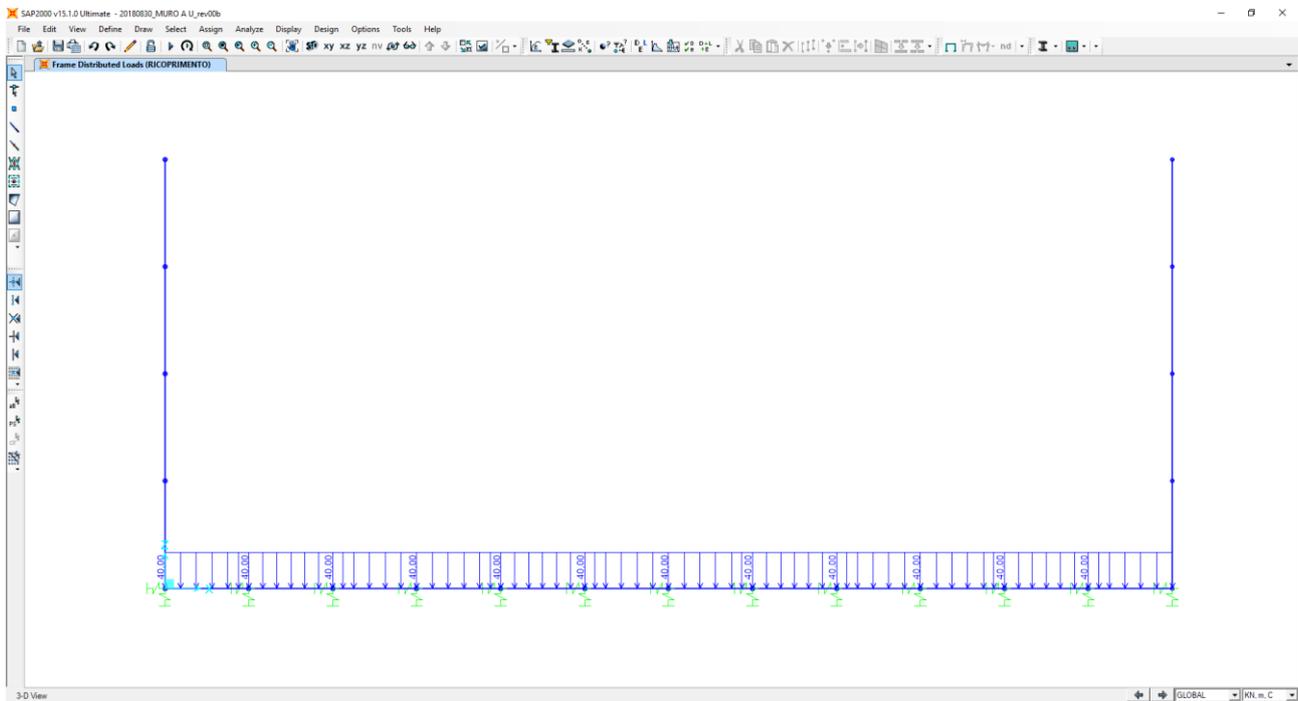
Le costanti di rigidezza orizzontali delle molle sono state assunte pari alla metà della costante di rigidezza verticale.

10.5 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

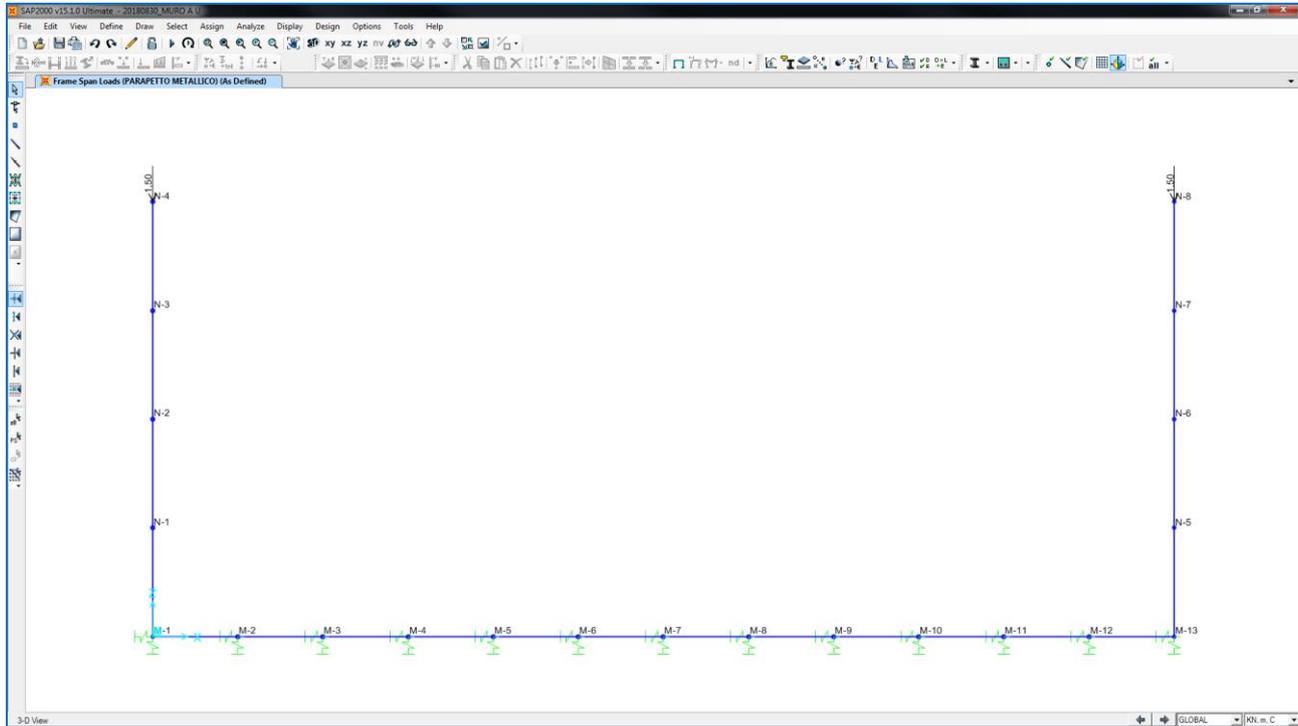
10.5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

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

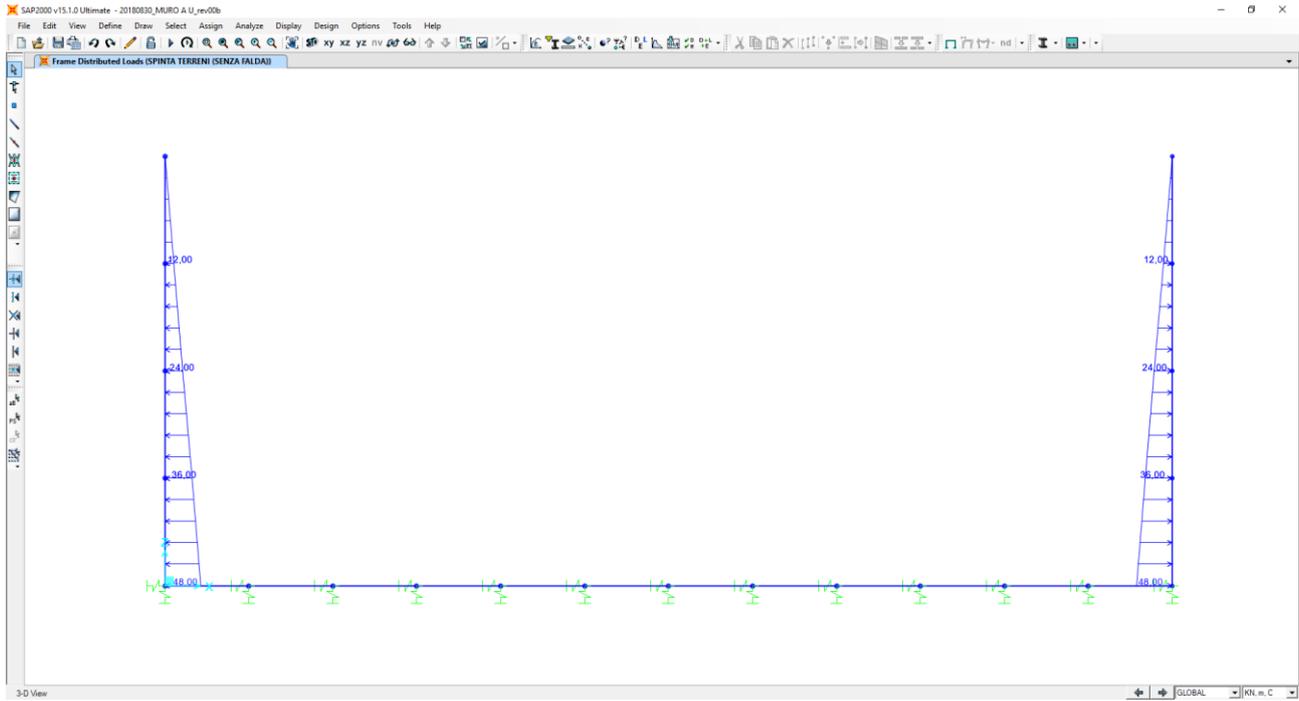
10.5.2 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO



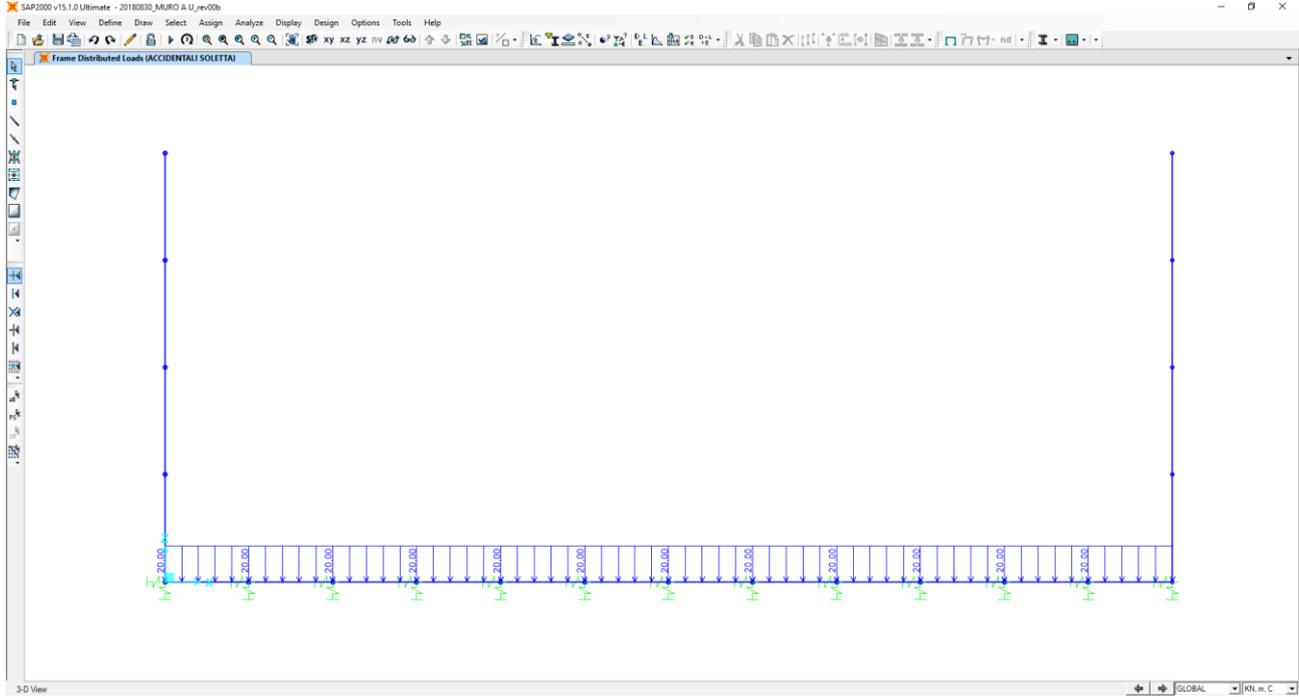
10.5.3 PESO PROPRIO DEI PARAPETTI METALLICI



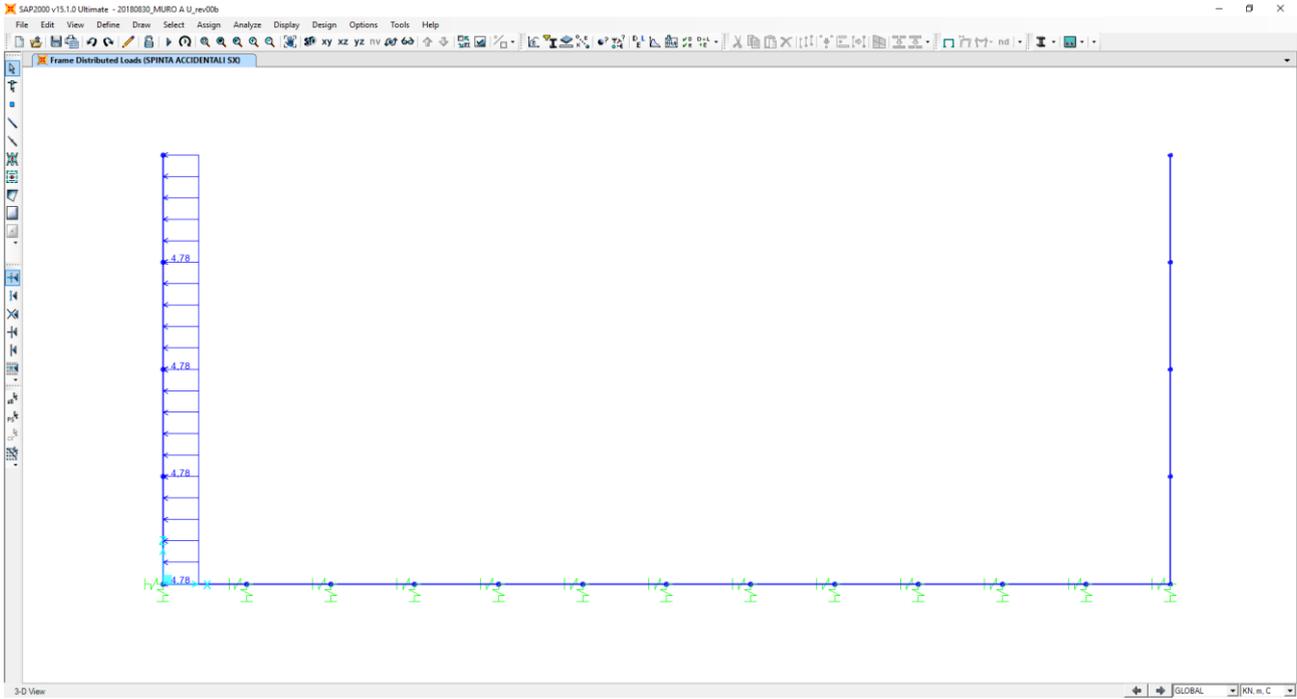
10.5.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI



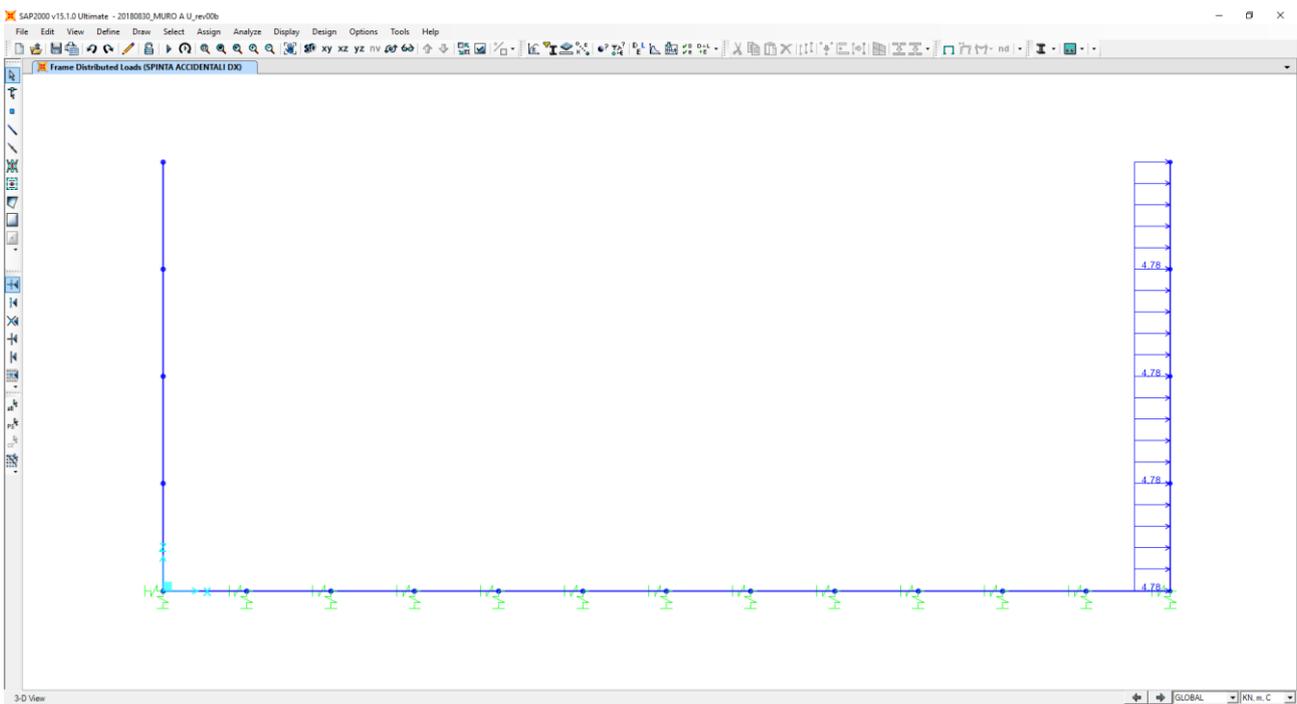
10.5.5 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE



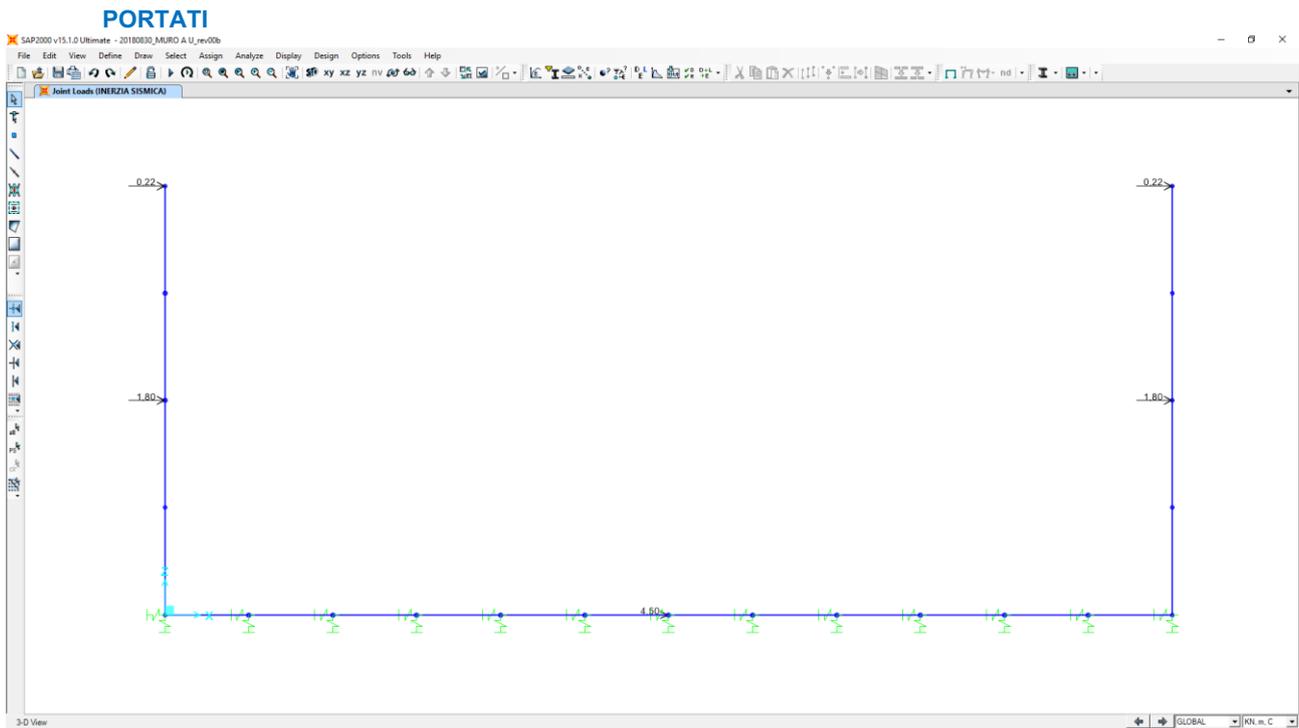
10.5.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE SINISTRA



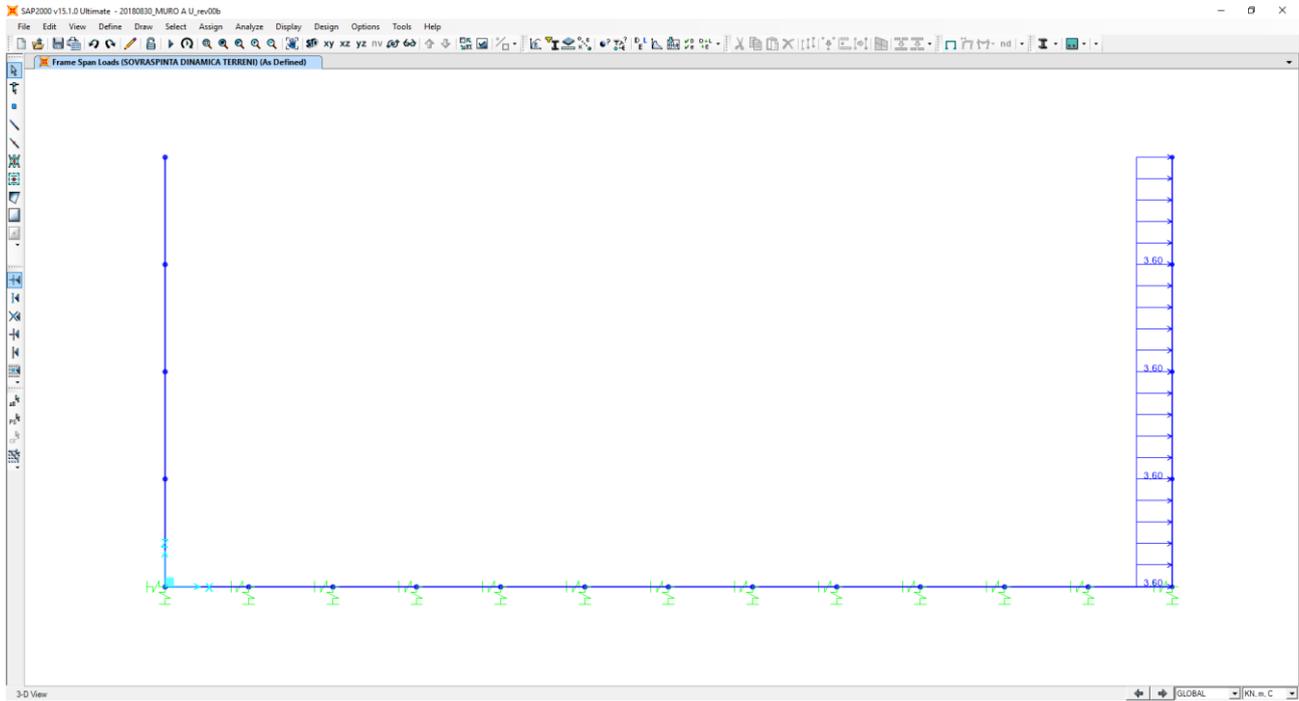
10.5.7 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA PARETE DESTRA



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



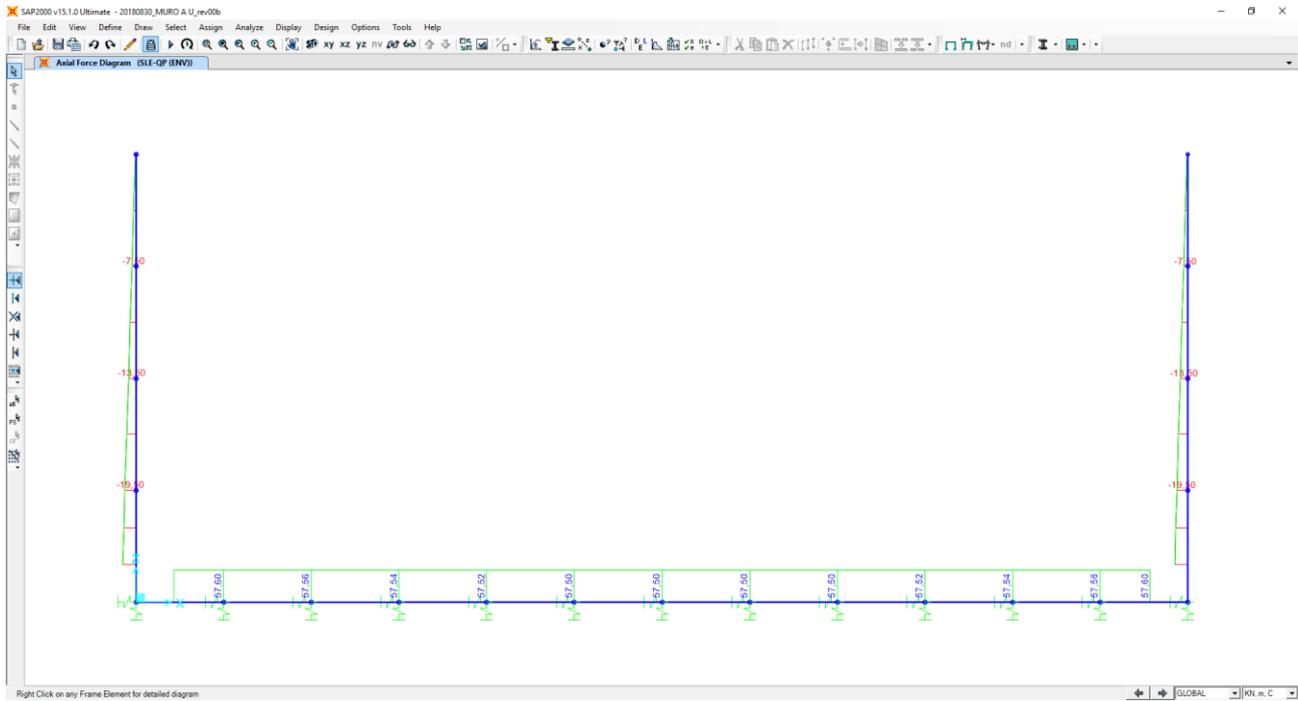
10.5.9 SOVRASPINTA DINAMICA ORIZZONTALE DEI TERRENI



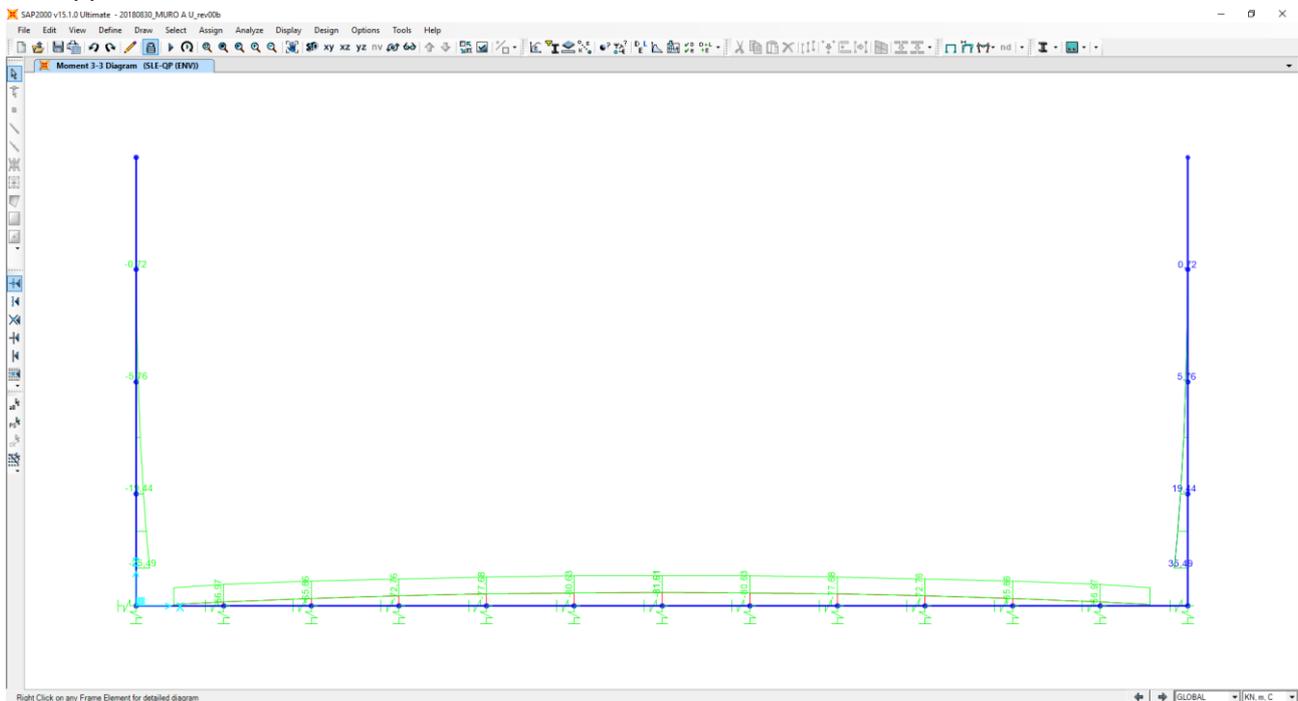
11 MURO A "U" – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

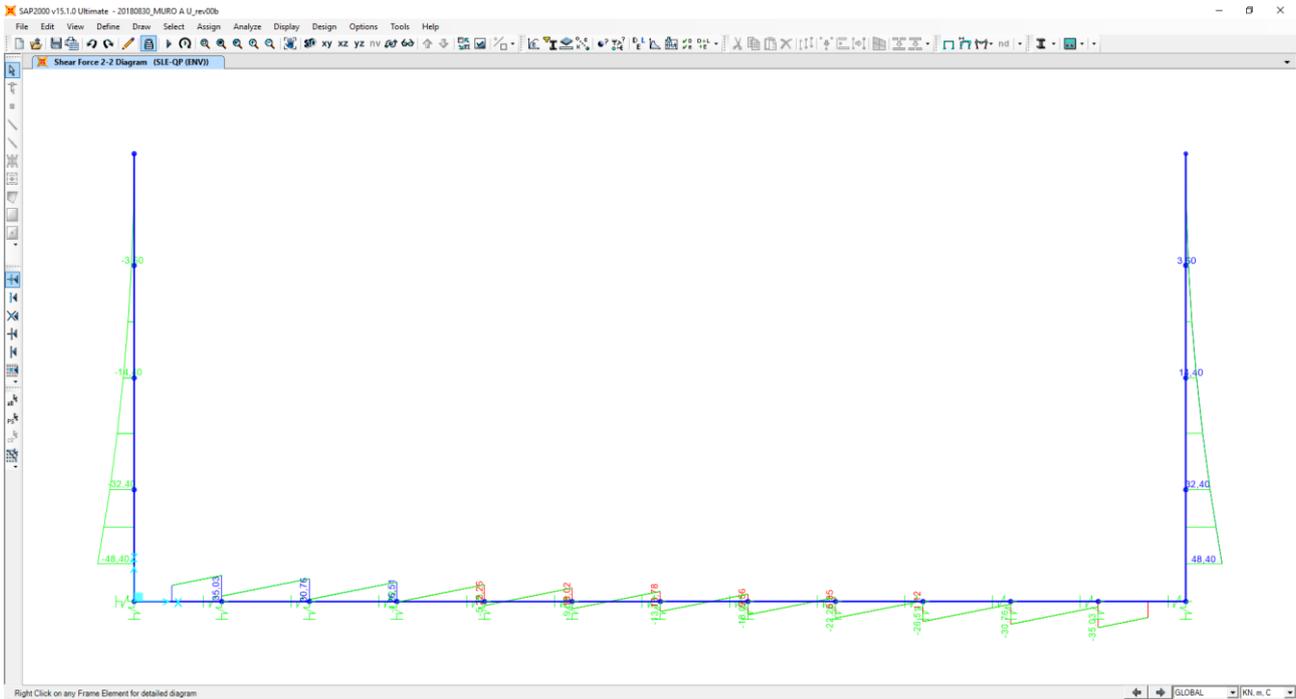
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Quasi Permanenti:



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

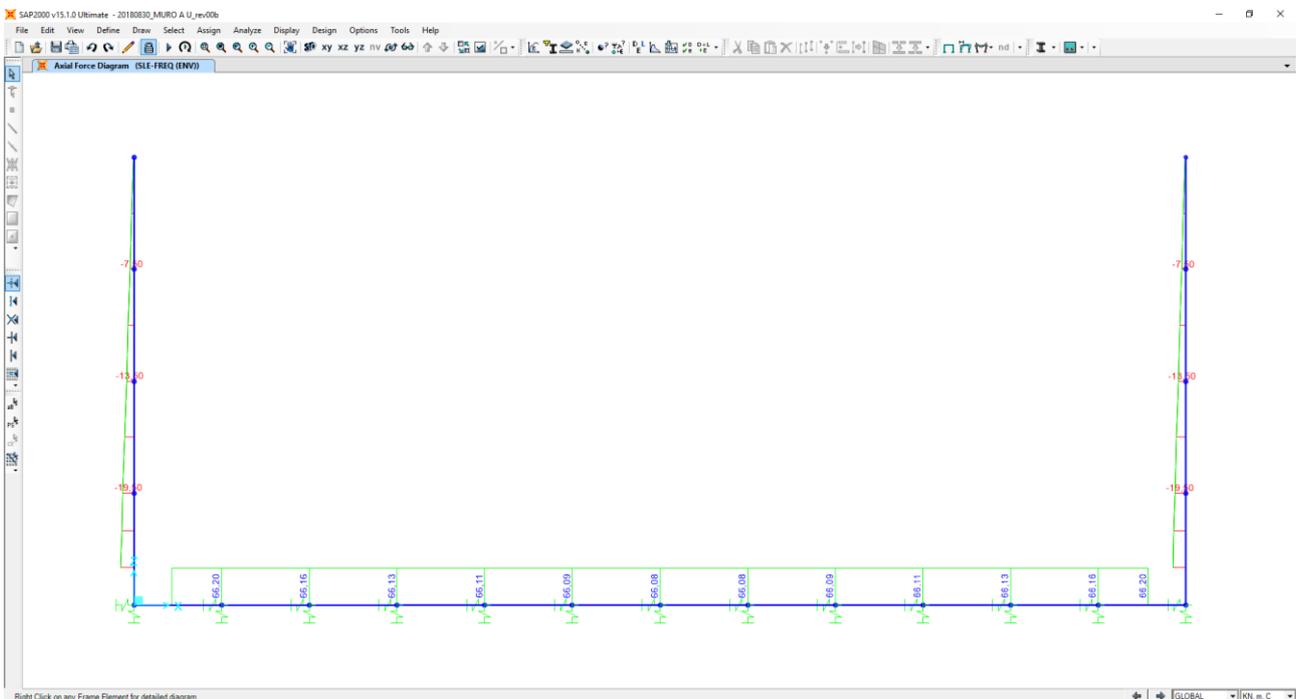


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti:



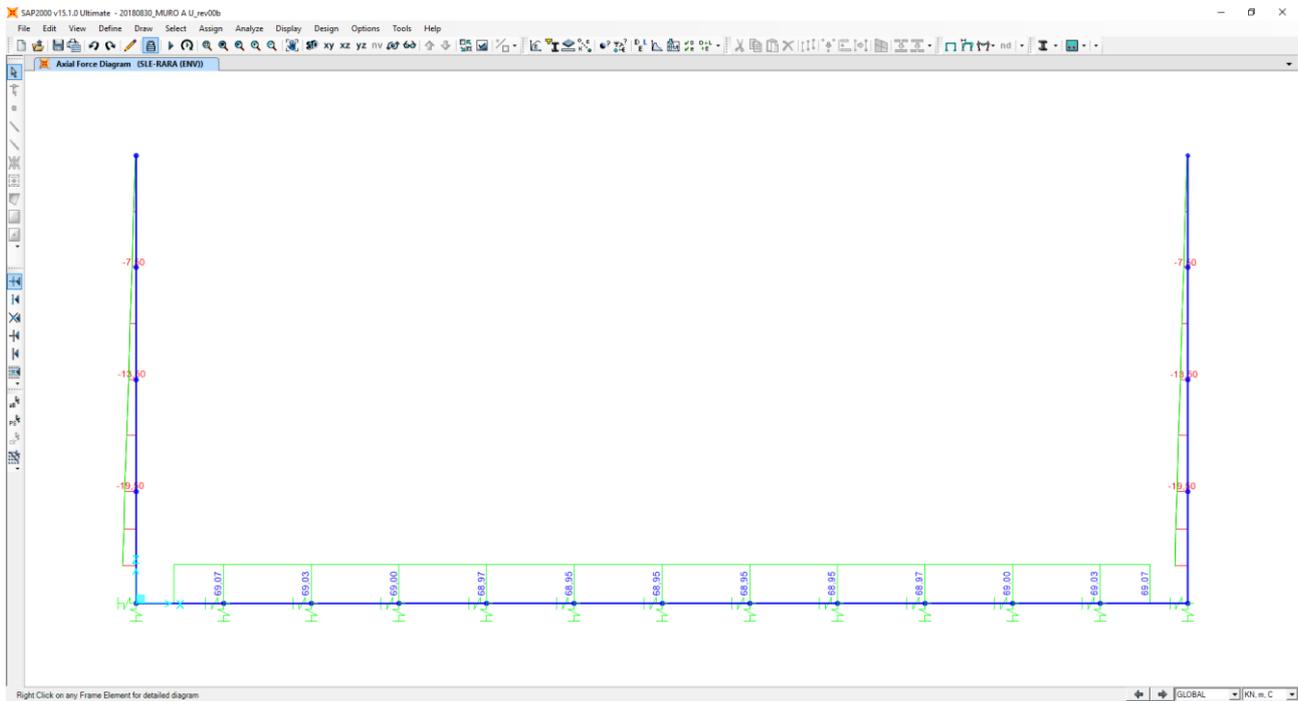
11.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

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

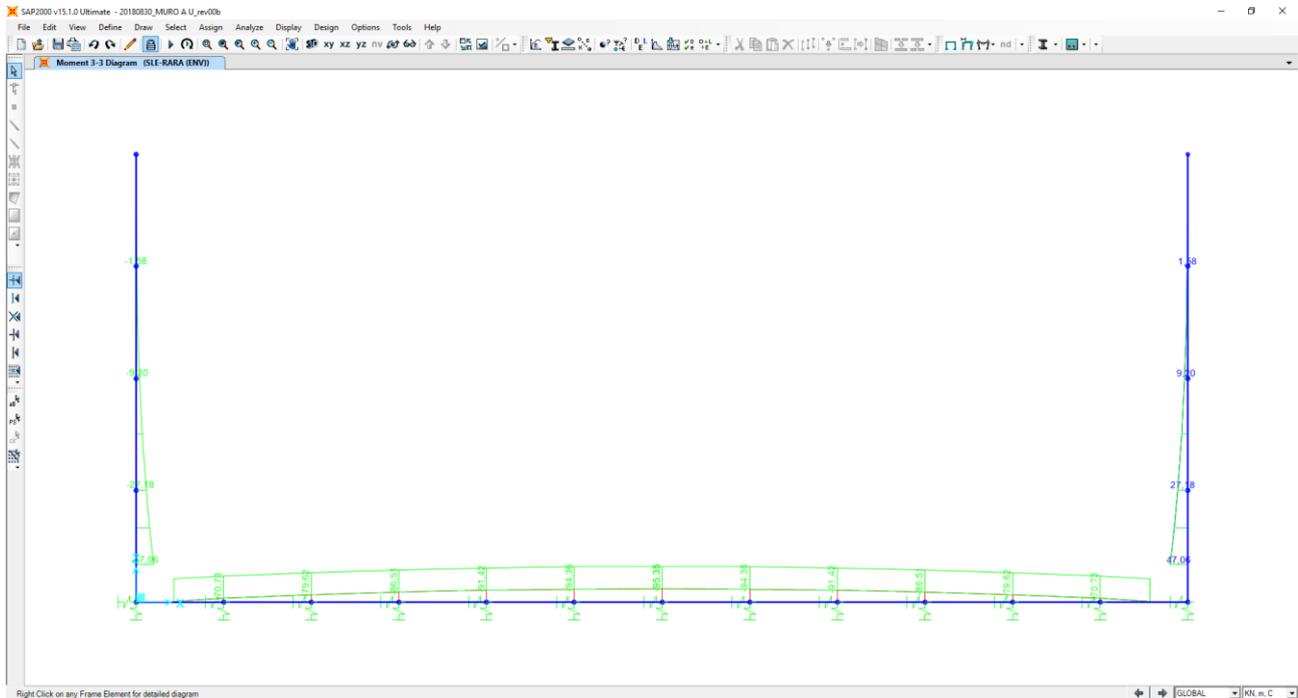


11.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – RARE

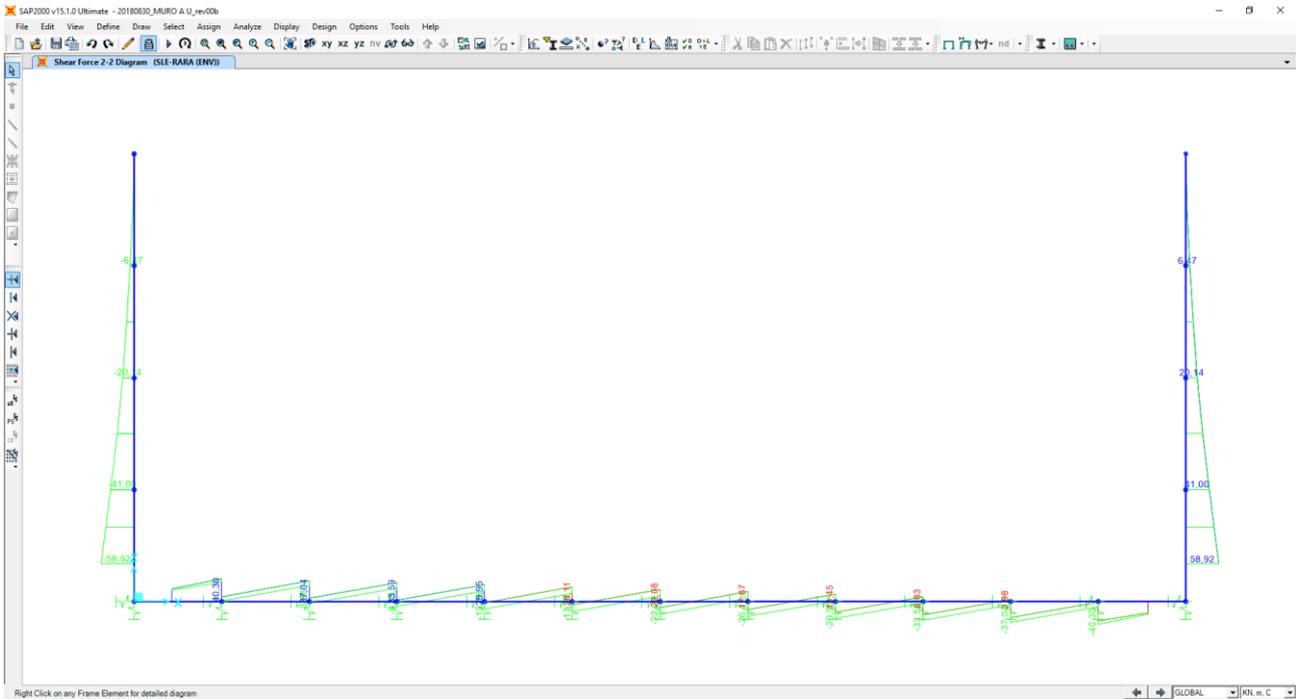
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite di esercizio – Rare:



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

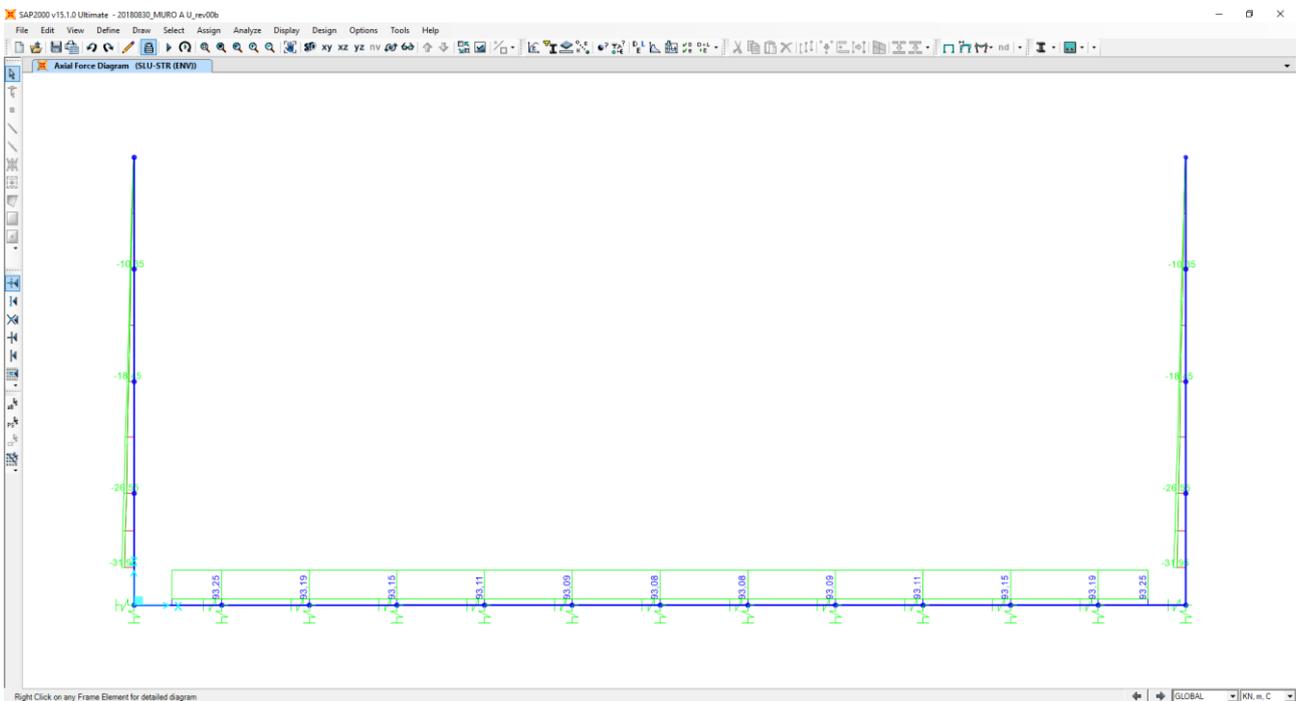


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio – Rare:

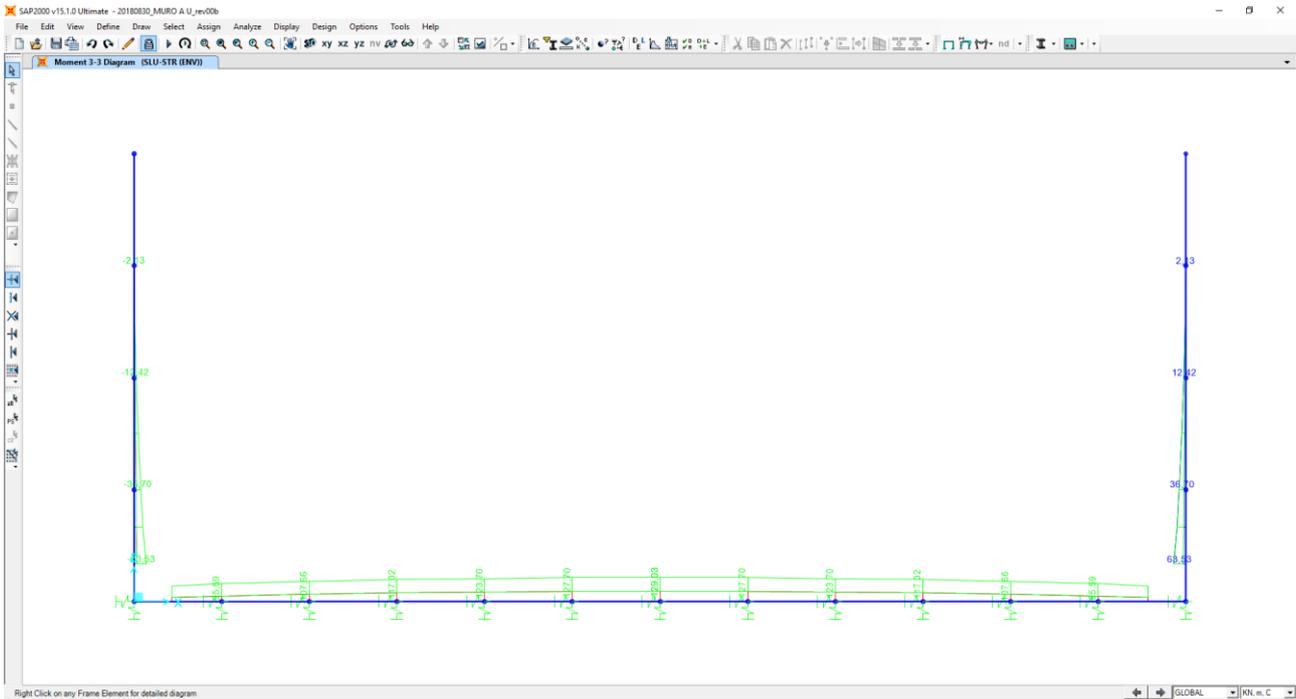


11.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

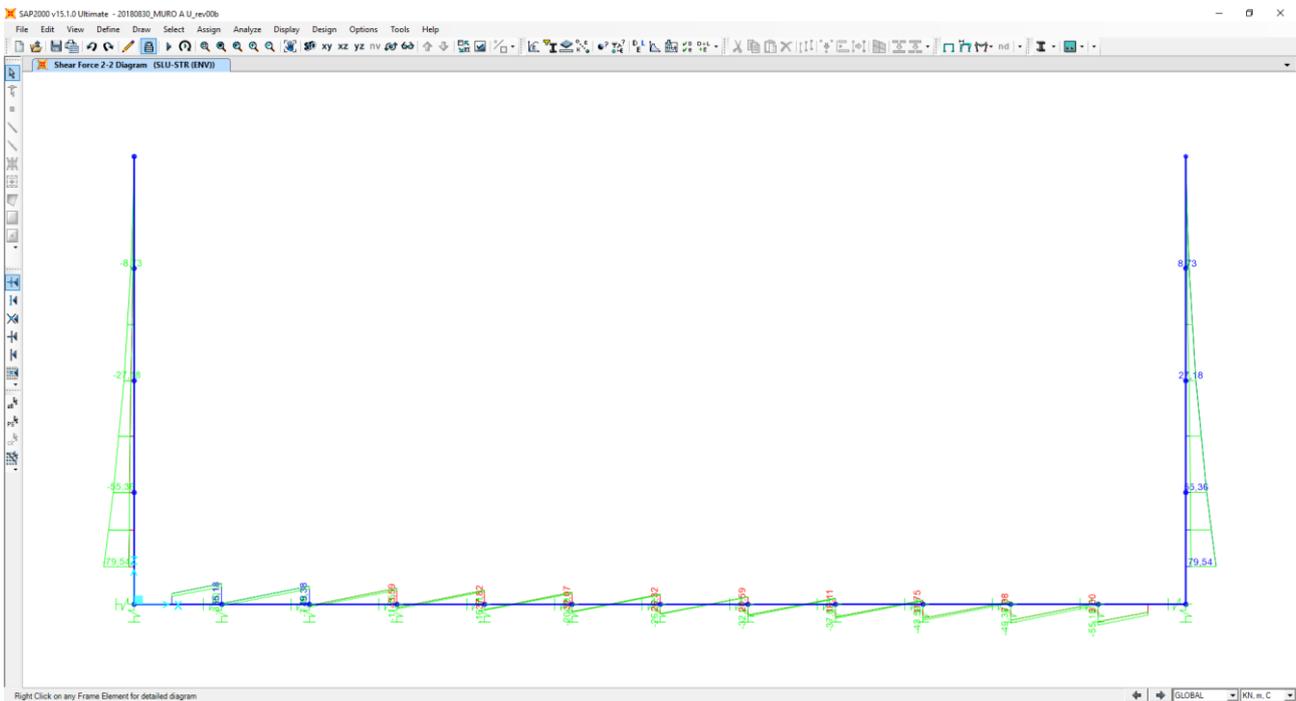
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo - STR:



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

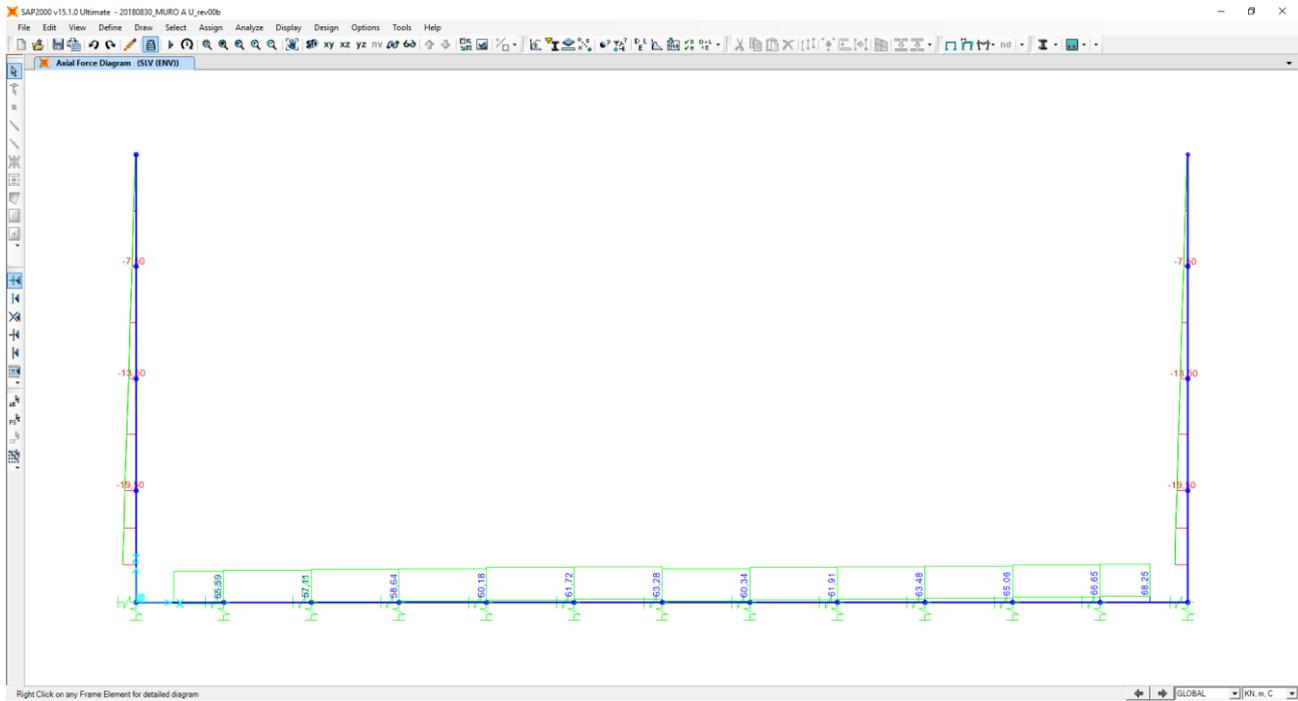


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo - STR:

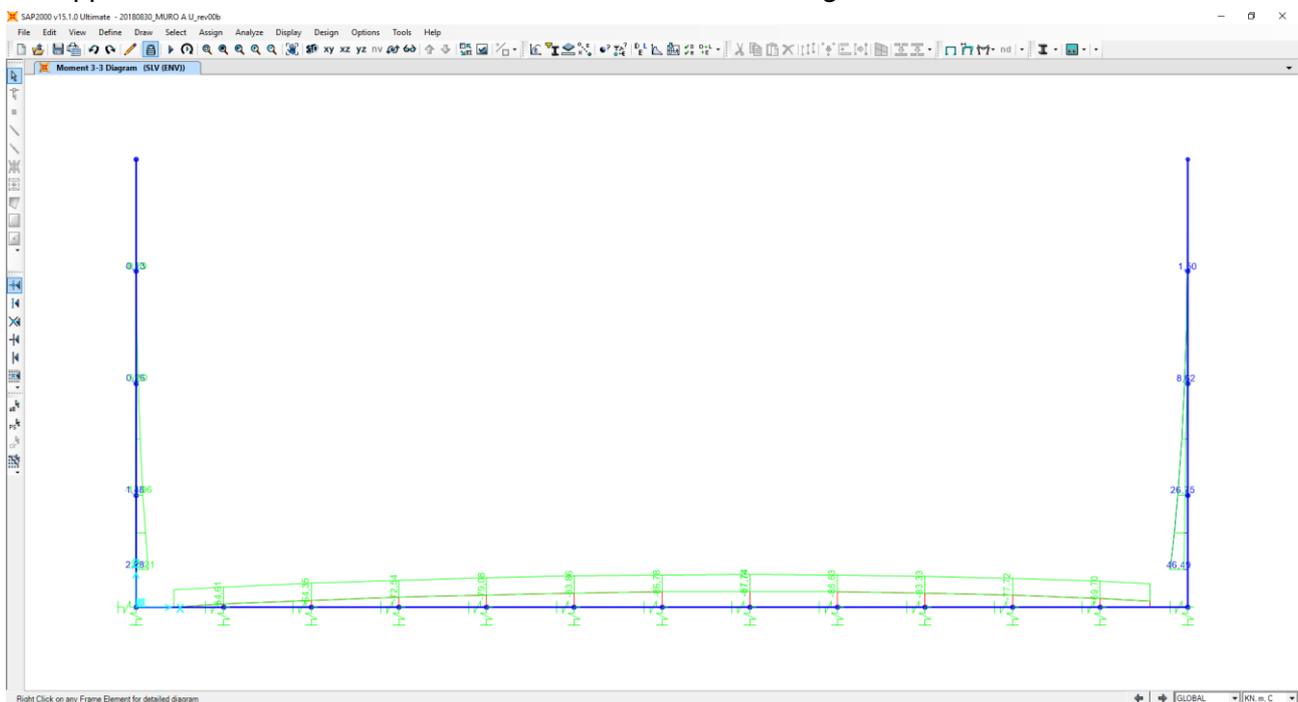


11.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di 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:



12 MURO A "U" – 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	$N_{max} + M + V$	-23,50	48,40	35,49
	$N + M_{max} + V$	-23,50	-48,40	-35,49
	$N + M + V_{max}$	-23,50	48,40	35,49
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	-23,50	56,29	44,17
	$N + M_{max} + V$	-23,50	-56,29	-44,17
	$N + M + V_{max}$	-23,50	56,29	44,17
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	-23,50	58,92	47,06
	$N + M_{max} + V$	-23,50	-58,92	-47,06
	$N + M + V_{max}$	-23,50	58,92	47,06
SLU STR	$N_{max} + M + V$	-31,95	79,54	63,53
	$N + M_{max} + V$	-31,95	-79,54	-63,53
	$N + M + V_{max}$	-31,95	79,54	63,53
SLV	$N_{max} + M + V$	-23,50	58,34	46,49
	$N + M_{max} + V$	-23,50	58,34	46,49
	$N + M + V_{max}$	-23,50	58,34	46,49

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

12.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura verticale è costituita da:

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

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø12/20** interni
- **Ø12/20** esterni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Sono state comunque disposte spille di legatura **Ø10/40x20**. 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 $N_{sd} = 23,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -35,49$ 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	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 23,50 kN
 M_{xEd} 0 -35,49 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 -2,465 N/mm²
 σ_s 101,8 N/mm²

ε_s 0,5089 ‰
 d 34,2 cm
 x 9,112 x/d 0,2664
 δ 0,773

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,46 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 101,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 23,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -44,17$ 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	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 23,50 kN
 M_{xEd} 0 -44,17 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 -3,066 N/mm²
 σ_s 129,5 N/mm²
 ε_s 0,6476 ‰
 d 34,2 cm
 x 8,961 x/d 0,262
 δ 0,7675

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,07$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 129,50$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 23,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -47,06$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Sollecitazioni' panel shows $N_{Ed} = 23,50$ kN and $M_{Ed} = -47,06$ kNm. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C25/30. The 'Verifica' panel shows calculated stresses $\sigma_c = -3,266$ N/mm² and $\sigma_s = 138,8$ N/mm², and a 'Verifica' button. A diagram on the right shows a cross-section of the U-shaped wall with a normal force N and a bending moment M.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,27$ N/mm² < $0,60 \cdot f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 138,80$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

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 [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:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **101,80** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **16** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **200,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **129,50** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 200,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 31,95$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -63,53$ 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]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	10,05	34,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 31,95 kN
 M_{xEd} -63,53 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

M_{xRd} -137,3 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 21,07 ‰
 d 34,2 cm
 x 4,871 x/d 0,1424
 ϕ 0,7

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

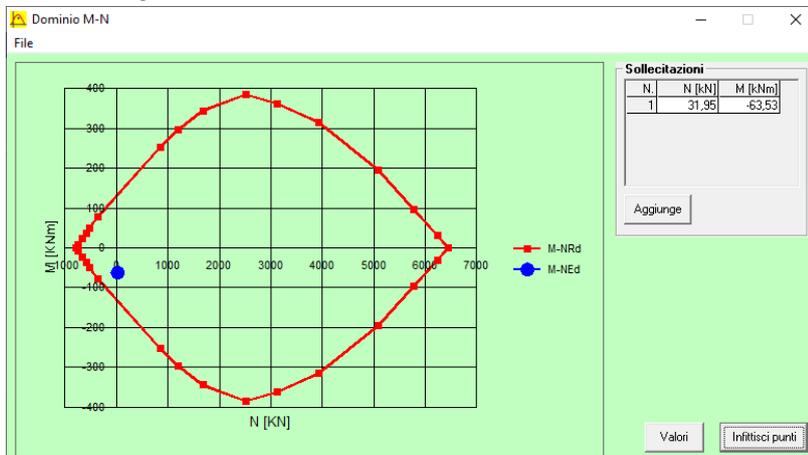
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -137,30 \text{ kNm} > M_{Sd} = -63,93 \text{ kNm}$$

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 $V_{sd} = 79,54$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE				
Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]	
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]	
Copriferro netto:	c	4,00	[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:	$V_{S,d}$	79,54	[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	16	2,01	10,05
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				10,05
VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO				
La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1				
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$				
Coefficiente k:	k	1,75		
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403		
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0028		
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]	
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	144,98	[kN]	
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,82		
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA				

13 MURI "U" – 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	$N_{max} + M + V$	57,60	-35,01	-56,97
	$N + M_{max} + V$	57,50	13,77	-81,61
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	35,03	-10,90
SLE QUASI FREQUENTI	$N_{max} + M + V$	66,20	38,50	-67,29
	$N + M_{max} + V$	66,08	17,27	-91,91
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,00	38,98	-11,11
SLE RARE	$N_{max} + M + V$	69,07	39,66	-70,73
	$N + M_{max} + V$	68,95	18,44	-95,35
	$N_{max} + M + V_{max}$	0,01	40,30	-11,18
SLU STR	$N_{max} + M + V$	93,25	55,15	-95,59
	$N + M_{max} + V$	93,08	26,31	-129,03
	$N_{max} + M + V_{max}$	15,49	55,18	-33,39
SLV	$N_{max} + M + V$	68,25	-34,31	-69,70
	$N + M_{max} + V$	61,91	-14,05	-87,74
	$N_{max} + M + V_{max}$	-2,01	35,72	-8,54

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:

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

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

- **Ø12/20** superiori
- **Ø12/20** inferiori

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

13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

13.3.1 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 57,60$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -81,61$ 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	4,8
			2	15,71	33,6

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 57,60 kN
 M_{xEd} 0 -81,61 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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -4,482 N/mm²
 σ_s 148,2 N/mm²

ϵ_s 0,7408 ‰
 d 35,2 cm
 x 10,99 x/d 0,3122
 δ 0,8302

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,48 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 148,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 66,08$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -91,91$ 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.
- Proprietà Materiali:**
 - B450C: $E_{su} = 67,5$ ‰, $f_y = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $E_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm².
 - C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$.
- P.to applicazione N:** Centro, $xN = 0$, $yN = 0$.
- Metodo di calcolo:** Metodo n.
- Verifica:** $\sigma_c = -5,049$ N/mm², $\sigma_s = 166,5$ N/mm², $\epsilon_s = 0,8325$ ‰, $d = 35,2$ cm, $x = 11,01$, $x/d = 0,3127$, $\delta = 0,8308$.
- N° iterazioni:** 4
- Precompresso:**

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,05$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 11,20$ N/mm²
- $\sigma_s = 166,50$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE SLE – RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 68,95$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -95,35$ 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	4,8
			2	15,71	33,6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 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 -5,239 N/mm²
 σ_s 172,6 N/mm²
 ϵ_s 0,8631 ‰
 d 35,2 cm
 x 11,01 x/d 0,3128
 δ 0,831

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,24$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 172,60$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

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:	$\sigma_{s,max}$	148,20	[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:	$\sigma_{s,max}$	166,50	[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}	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

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 93,08$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -129,03$ 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	4,8
			2	15,71	33,6

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 93,08 kN
 M_{xEd} -129,03 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

M_{xRd} -217 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 16,03 %
 d 35,2 cm
 x 6,307 x/d 0,1792
 δ 0,7

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

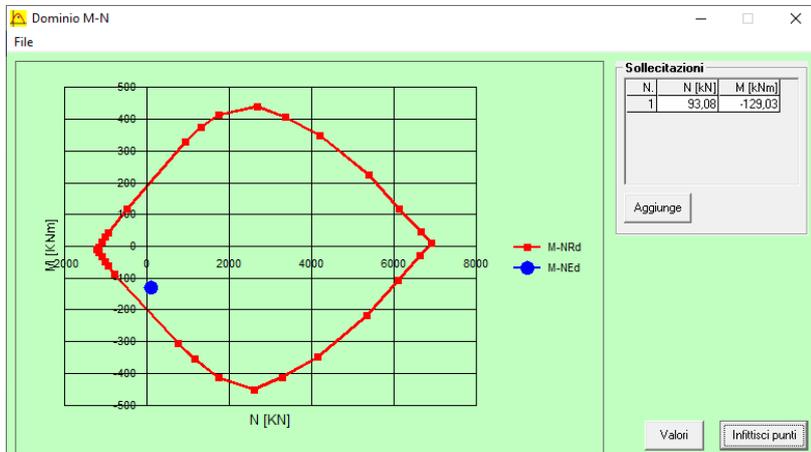
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -217,00$ kNm $>$ $M_{sd} = -129,03$ 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 $V_{S,d} = 55,18$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[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:	$V_{S,d}$	55,18	[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. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,403	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0044	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[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:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,03	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14 MURO A "U" – VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche del carico limite ultimo verranno eseguite secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dal D.M. 17.01.2018 "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	104,00	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g_2	227,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulla soletta	q_1	112,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q_2	0,00	10,52	11,57
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q_3	0,00	-10,52	-11,57
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_1	0,00	7,80	5,85
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s_2	0,00	17,03	3,95
Sovraspinta dinamica dei terreni	s_3	0,00	0,59	0,65

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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	340,50	0,00	0,00	1,50	1,00	340,50	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	151,20	0,00	0,00	1,35	1,00	151,20	0,00	0,00
q_2	1,35	1,00	0,00	14,20	15,62	1,35	1,00	0,00	14,20	15,62
q_3	1,35	1,00	0,00	-14,20	-15,62	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
			632,10	0,00	0,00			632,10	14,20	15,62

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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	340,50	0,00	0,00	1,50	1,00	340,50	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	151,20	0,00	0,00	1,35	1,00	151,20	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	-14,20	-15,62	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
			632,10	-14,20	-15,62			632,10	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO MURO AD "U" TOMBINO SCATOLARE 100x100cm

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	140,40	0,00	0,00	1,35	1,00	140,40	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	340,50	0,00	0,00	1,50	1,00	340,50	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	14,20	15,62	1,35	1,00	0,00	14,20	15,62
q_3	1,35	1,00	0,00	-14,20	-15,62	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
			480,90	0,00	0,00			480,90	14,20	15,62

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	γ	ψ	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
g_1	1,35	1,00	140,40	0,00	0,00
g_2	1,50	1,00	340,50	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	-14,20	-15,62
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
			480,90	-14,20	-15,62

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	104,00	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	227,00	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	7,80	5,85
s_2	1,00	1,00	0,00	17,03	3,95
s_3	1,00	1,00	0,00	0,59	0,65
			331,00	25,42	10,45

14.2.3 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	N_k [kN]	V_k [kN]	M_k [kN]
SLU - STR 01	632,10	0,00	0,00
SLU - STR 02	632,10	14,20	15,62
SLU - STR 03	632,10	-14,20	-15,62
SLU - STR 04	632,10	0,00	0,00
SLU - STR 05	480,90	0,00	0,00
SLU - STR 06	480,90	14,20	15,62
SLU - STR 07	480,90	-14,20	-15,62
SLV 01	331,00	25,42	10,45

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:

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

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

$$i_y = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

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	--	2,00	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/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]
L5	18,000	18,000	26.00	26.00	0,0000	0,0000
G3	18,500	18,500	28.00	28.00	0,0000	0,0000

14.4.3 DATI - FALDA

Profondità dal piano campagna 1,00 [m]

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	-3,0	-3,0	-3,0	L5
2	-15,0	-15,0	-15,0	G3

14.4.4 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	q_d	P_u	P_d	V	η
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	1	NO	0,617	0,268	3703,53	1610,23	632,10	2.55
2	1	NO	0,581	0,253	3453,00	1501,30	632,10	2.38
3	1	NO	0,581	0,253	3453,00	1501,30	632,10	2.38
4	1	NO	0,617	0,268	3703,53	1610,23	632,10	2.55
5	1	NO	0,617	0,268	3703,53	1610,23	480,90	3.35
6	1	NO	0,571	0,248	3386,59	1472,43	480,90	3.06
7	1	NO	0,571	0,248	3386,59	1472,43	480,90	3.06
8	1	NO	0,505	0,220	2999,06	1303,94	331,00	3.94

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 ²]
G	Modulo di taglio, espresso in [N/mm ²]
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 ²]	[N/mm ²]	[m]	[m]				
1	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	109.07
2	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.97	109.07
3	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.97	109.07
4	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	109.07
5	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	6,00	1,00	--	--	1.00	109.07
6	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.96	109.07
7	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.96	109.07
8	1	4,89	8,4432	27.00	0,000	0,000	5,94	1,00	--	--	0.90	109.07

14.6.1 FATTORI CORRETTIVI VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Combinazione n° 1

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 2

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 3

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 4

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 5

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 6

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 7

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
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	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$

Combinazione n° 8

Fondazione n° 1

Fattori di capacità portante	$N_c = 23.94$	$N_q = 13.20$	$N_\gamma = 9.46$
Fattori di forma	$S_c = 1.00$	$S_q = 1.00$	$S_\gamma = 1.00$
Fattori per effetto del punzonamento	$\Psi_c = 1.00$	$\Psi_q = 1.00$	$\Psi_\gamma = 1.00$
Fattori di inclinazione del carico	$I_c = 0.90$	$I_q = 0.90$	$I_\gamma = 0.70$
Fattori di profondità	$D_c = 1.11$	$D_q = 1.05$	$Q_\gamma = 1.05$