

**Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

*Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594*

*Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610*

*Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIA ARTIFICIALE km 0+590
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GA01STRRE01A			
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00GA01STRRE01	A	VARIE
C						
B						
A	EMISSIONE			OTTOBRE 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Galleria artificiale pk 0+590 km
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Sommario

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Normative</i>	5
3	<i>Materiali utilizzati</i>	6
4	<i>Analisi dei carichi</i>	7
4.1	Pesi propri strutturali	7
4.2	Azione del terreno	7
4.2.1	Carico verticale.....	7
4.2.2	Spinta orizzontale del terreno agente sul muro in fase statica.....	7
4.3	Azione sismica	8
4.3.1	Spinta orizzontale del terreno agente sul muro in fase sismica.....	10
5	<i>Modello di calcolo della struttura</i>	11
6	<i>Sollecitazioni elementari</i>	12
6.1	Peso proprio	12
6.2	Carico verticale del terreno di ricoprimento	13
6.3	Spinta orizzontale del terreno	14
6.4	Sovraspinta sismica	15
7	<i>Combinazioni di carico</i>	16
8	<i>Verifiche strutturali della galleria</i>	17
8.1	Sollecitazioni di verifica	17
8.1.1	Sollecitazioni in combinazione SLU.....	20
8.1.2	Sollecitazioni in combinazione SLV.....	21
8.2	Verifiche strutturali	23
8.2.1	Verifica a pressoflessione del setto verticale.....	23
8.2.2	Verifica a pressoflessione della soletta superiore.....	25
8.2.3	Verifica a pressoflessione della soletta inferiore.....	27
9	<i>Verifiche geotecniche</i>	29

1 Premessa

Nel presente documento si illustrano i calcoli strutturali relativi alla galleria artificiale, nell'ambito del progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal km 31+500 (Costafontana) al km 35+600 (Montebruno), 2° Stralcio funzionale".

Nelle figure sottostanti si riportano la planimetria e la sezione longitudinale dell'opera.

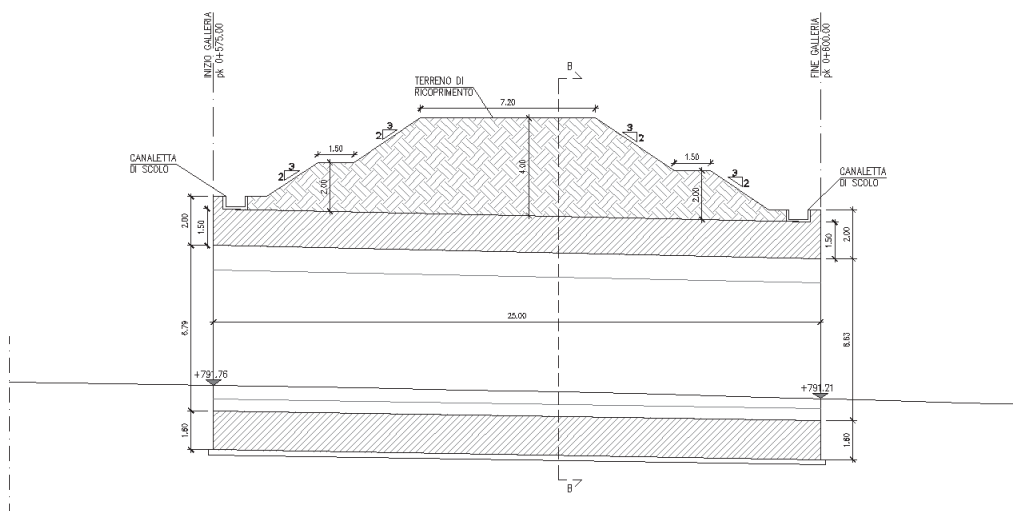
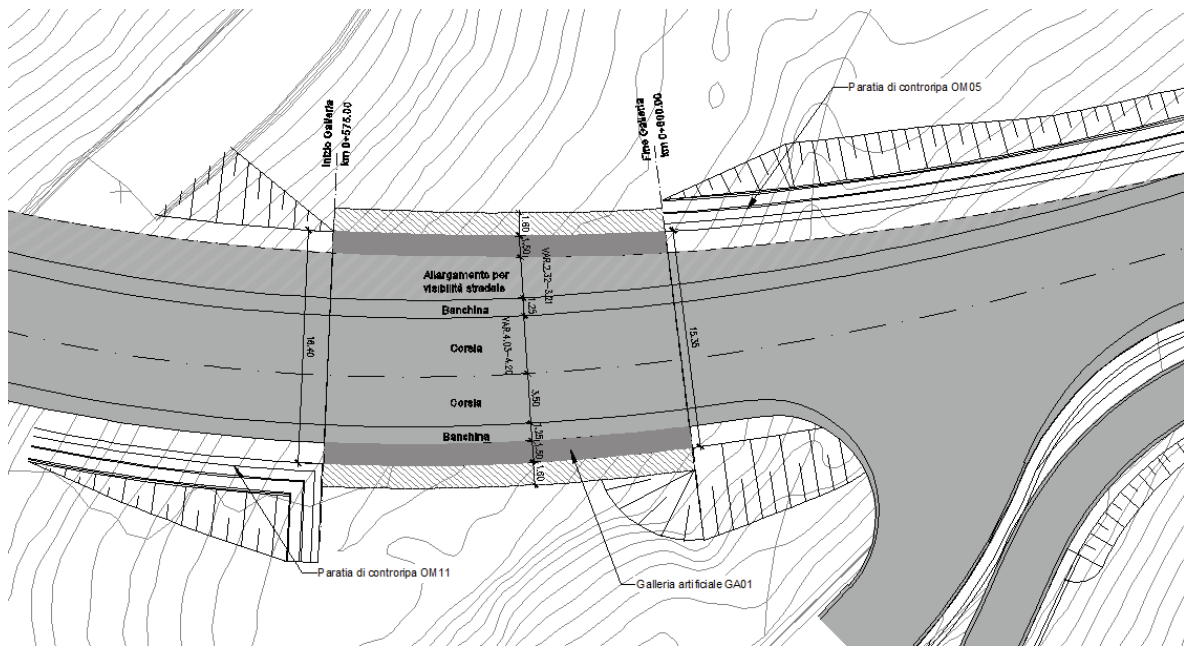


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

La galleria si sviluppa per una lunghezza di 25 m, dalla pk 0.575.00 alla pk 0+600.00; le dimensioni interne sono variabili: larghezza 15.35-16.40m, altezza 6.59-6.80m. Viene garantito un franco stradale minimo di 5.50m.

Le pareti laterali hanno spessore 1.60m, la soletta superiore 1.50m e la soletta inferiore 1.60m.

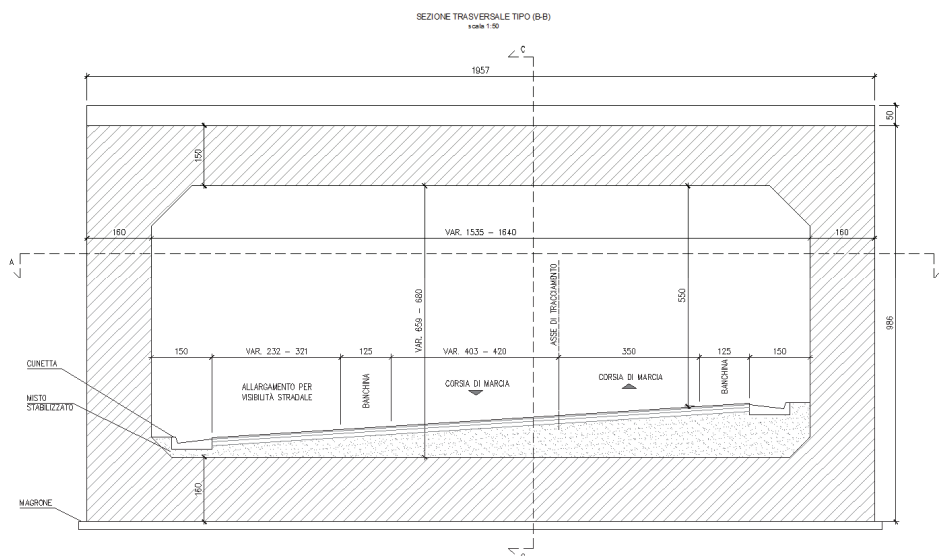


Figura 2 – Sezione trasversale

L'opera ospita una piattaforma stradale tipo C2.

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. 15/10/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. 04/07/1996 n°156AA.GG./STC. "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 – L. 02/02/1974, n° 64 – art. 1 D.M. 11/03/1988 "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

3 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo per elevazione e fondazione:

Classe 32/40

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 40 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 18.81 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.45 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.88 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 3.25 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura:

B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

4 Analisi dei carichi

I carichi sono riferiti ad una porzione di galleria profonda 1 m.

4.1 Pesì propri strutturali

Il peso specifico del calcestruzzo è $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$, il peso proprio viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, in base alle sezioni definite.

4.2 Azione del terreno

4.2.1 Carico verticale

Al di sopra della galleria è presente una quantità di terreno di spessore 4m circa.

spessore terreno sovrastante	γ terreno	q terreno superiore
[m]	[kN/m ³]	[kN/m]
4.00	18	72

Tabella 1

4.2.2 Spinta orizzontale del terreno agente sul muro in fase statica

Le spinte del terreno a monte delle pareti verticali della galleria sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro, applicata ad 1/3 dal basso, pari a:

$$S = 1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

Essendo la struttura impedita di traslare rispetto al terreno, la spinta, sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche, viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 .

Si calcola la seguente spinta del terreno sul muro laterale, con andamento trapezoidale:

γ terreno	18	kN/m ³
k_0	0.4554	
lato sx		
z sup	4	m
z inf	13.8	m
q terreno sup	32.79	kN/m
q terreno inf	113.11	kN/m
lato dx		
z sup	4	m
z inf	9.8	m
q terreno sup	32.79	kN/m
q terreno inf	80.33	kN/m

4.3 Azione sismica

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 numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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 - $P_{VR} = 81\%$	90
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	151
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1424
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

—■— Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **B** info $S_E = 1.200$ $C_C = 1.408$ info
 Categoria topografica: **T2** info $h/H = 0.400$ $S_T = 1.080$ 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_c : **1** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta info
 Parametri e punti spettri di risposta info

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.051	2.515	0.248
SLD	151	0.062	2.535	0.265
SLV	1424	0.145	2.467	0.291
SLC	2475	0.175	2.474	0.294

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.145 g
F_o	2.467
T_C^*	0.291 s
S_S	1.200
C_C	1.408
S_T	1.080
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.296
η	1.000
T_B	0.136 s
T_C	0.409 s
T_D	2.181 s

4.3.1 Spinta orizzontale del terreno agente sul muro in fase sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica può essere calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a $\Delta S_{ae} = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$, da applicare ad una quota pari ad $H/2$ nel caso di muro impedito di traslare.

Dove:

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

Di conseguenza si ottiene:

γ	18	kN/m ³
β_m	1.0	
k_h	0.188	
H	9.8	m
b	1	m
ΔS	324.9	kN/m
Pressione unif.	3.1	kN/m ²

5 Modello di calcolo della struttura

Per determinare le sollecitazioni di progetto agenti sugli elementi che compongono l'opera, è stato definito un modello bidimensionale con elementi "frame" impiegando il programma di calcolo Sap2000.

Si è scelto di modellare una striscia di galleria di profondità 1m.

Le sezioni degli elementi del modello hanno le seguenti dimensioni:

- parete verticale: 1.6 m x 1.0 m,
- soletta superiore: 1.5 m x 1.0 m,
- soletta inferiore: 1.6 m x 1.0 m.

Per simulare la presenza del terreno di fondazione (roccia integra) sono state inserite delle molle con interasse di 1m e di costante elastica 100000 kN/m.

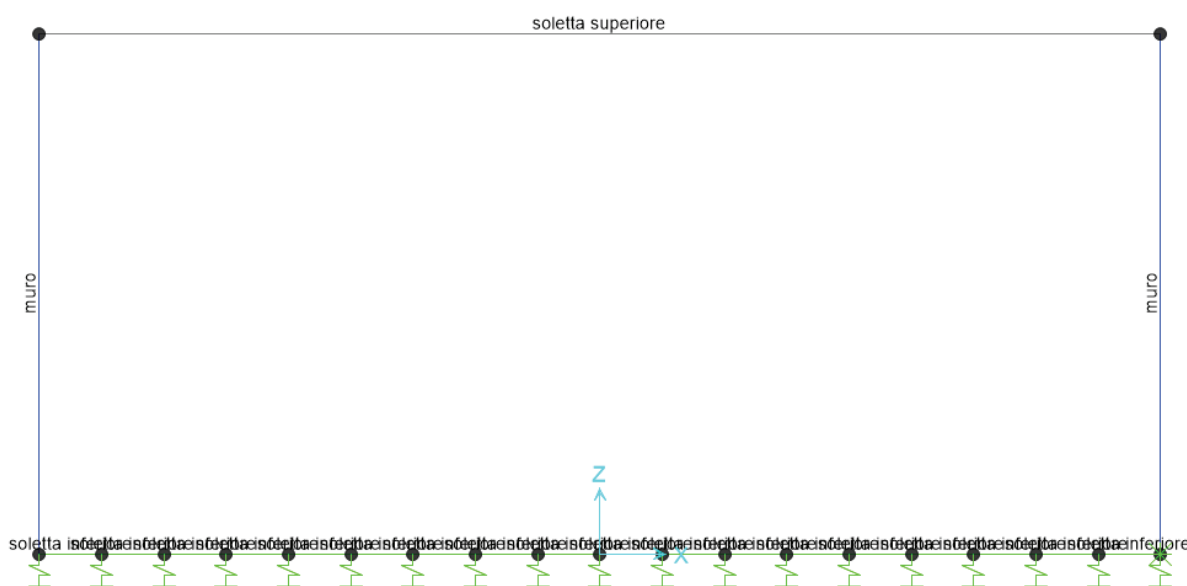


Figura 3: modello bidimensionale della porzione di galleria analizzata su Sap2000

6 Sollecitazioni elementari

Nel seguito si riportano le sollecitazioni elementari dovute ai carichi applicati alla struttura.

6.1 Peso proprio

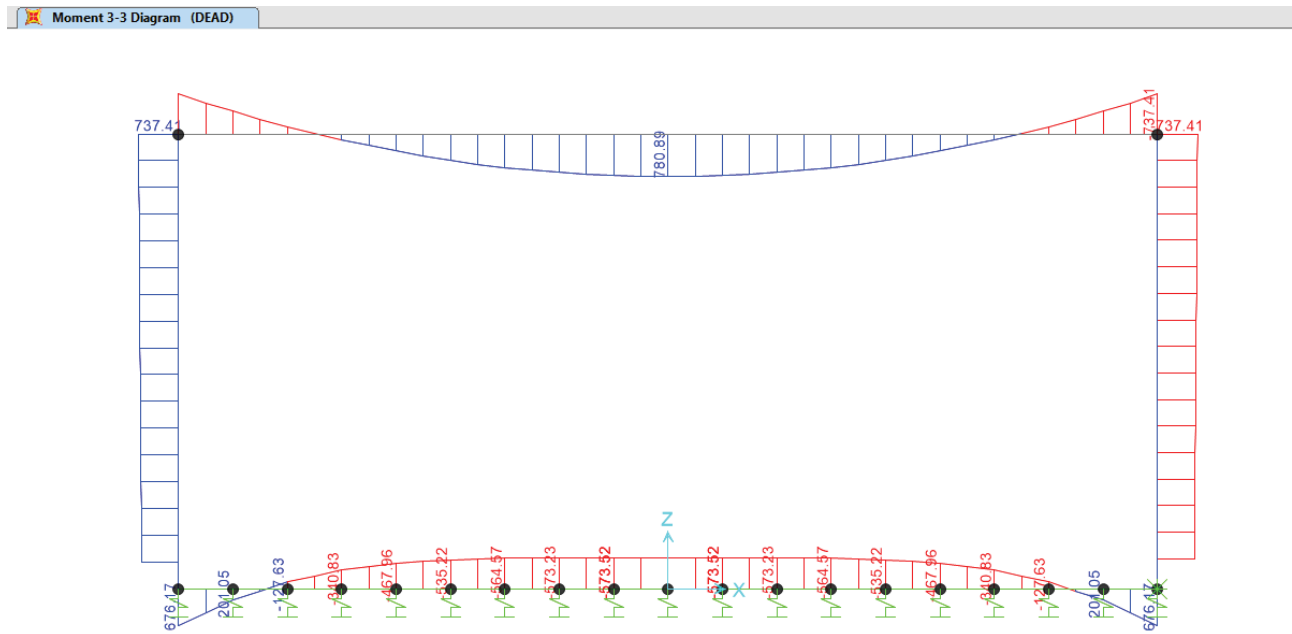


Figura 4: Momento flettente dovuto al peso proprio della struttura

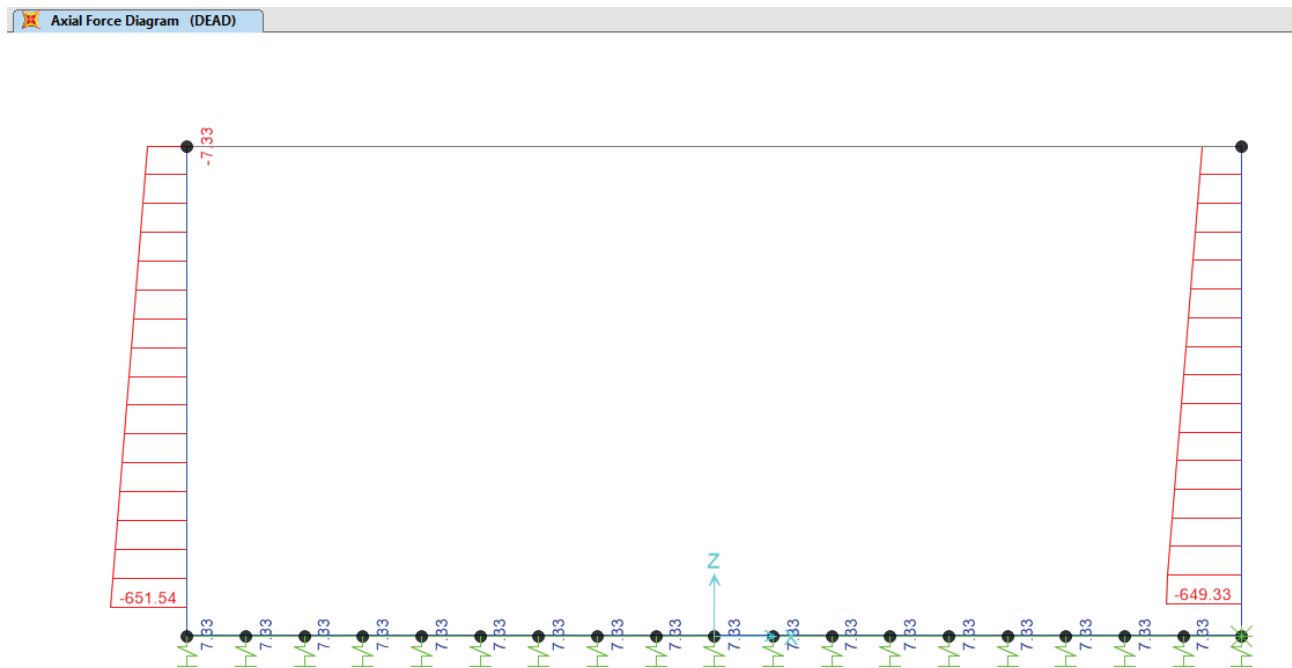


Figura 5: sforzo assiale dovuto al peso proprio della struttura

6.2 Carico verticale del terreno di ricoprimento

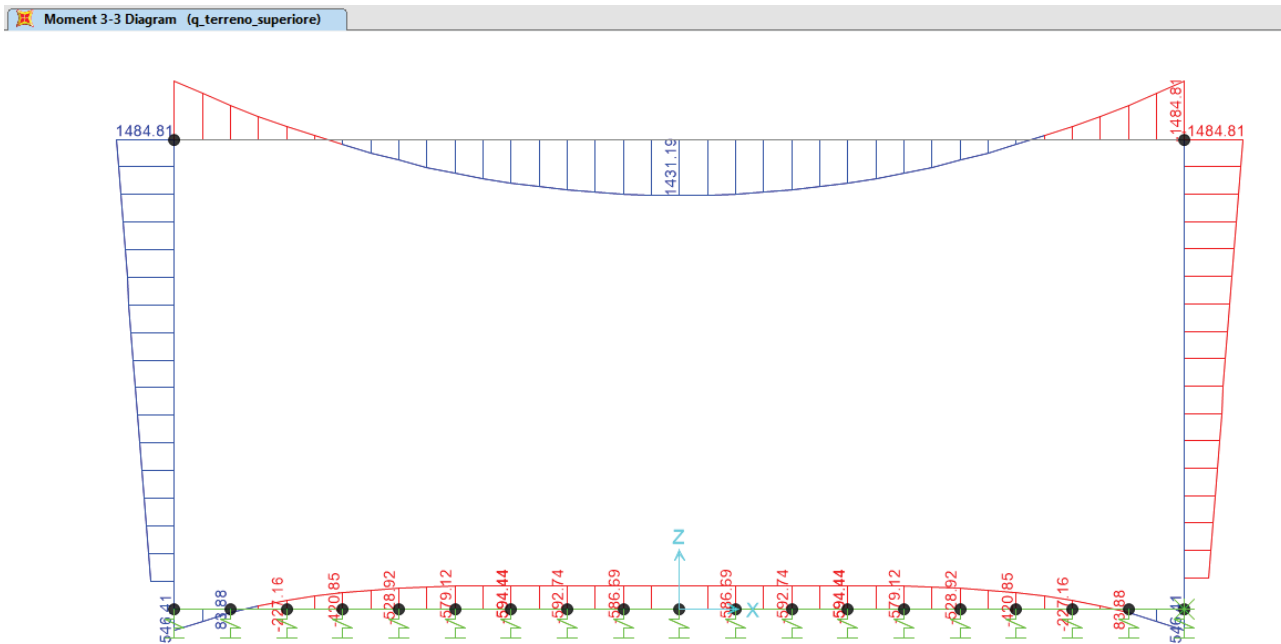


Figura 6: Momento flettente dovuto alla presenza del terreno superiore

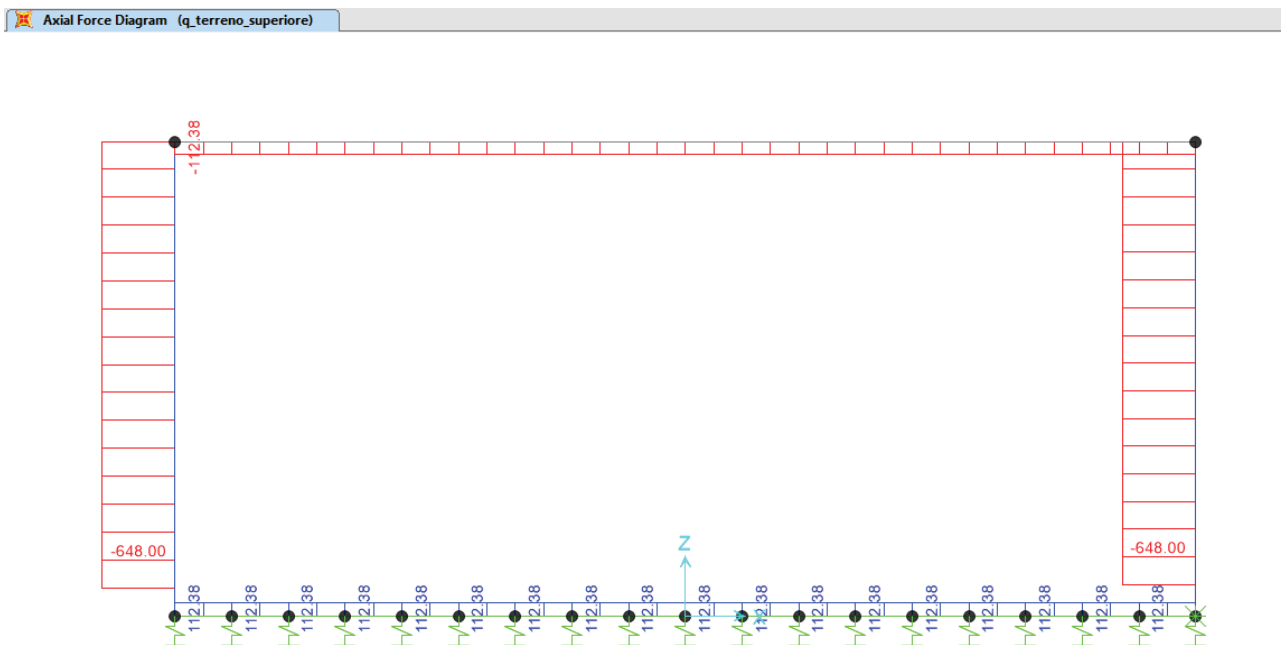


Figura 7: sforzo assiale dovuto alla presenza del terreno superiore

6.3 Spinta orizzontale del terreno

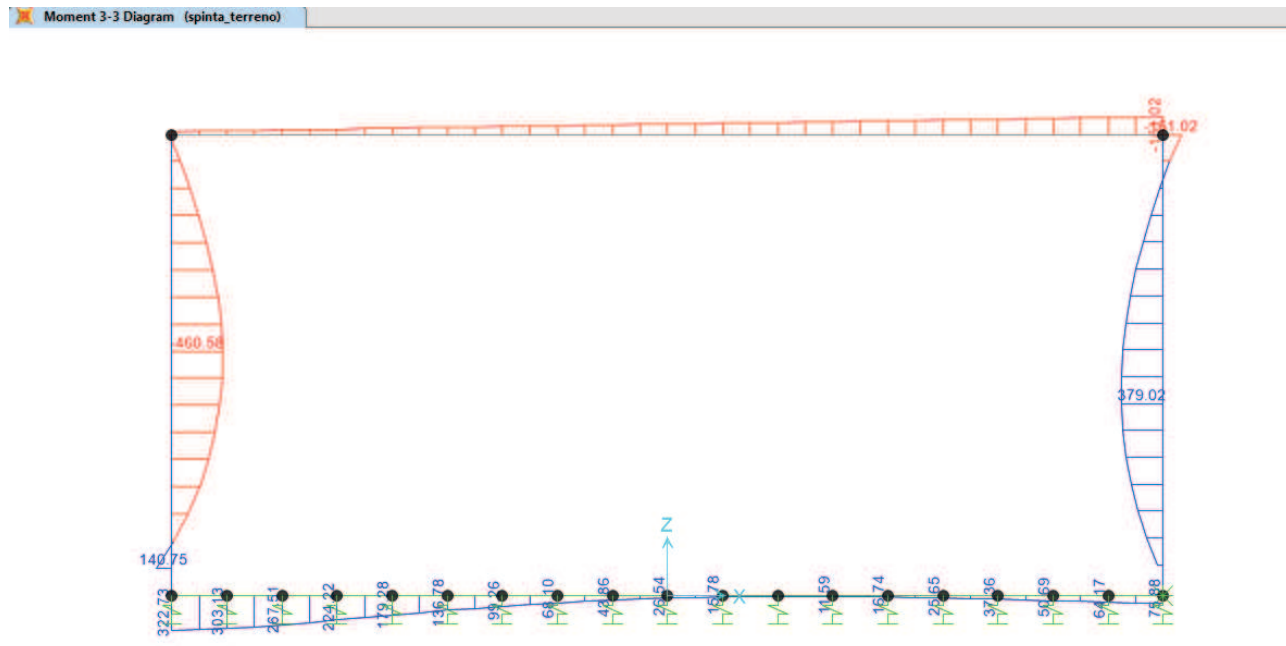


Figura 8: Momento flettente per la spinta orizzontale del terreno

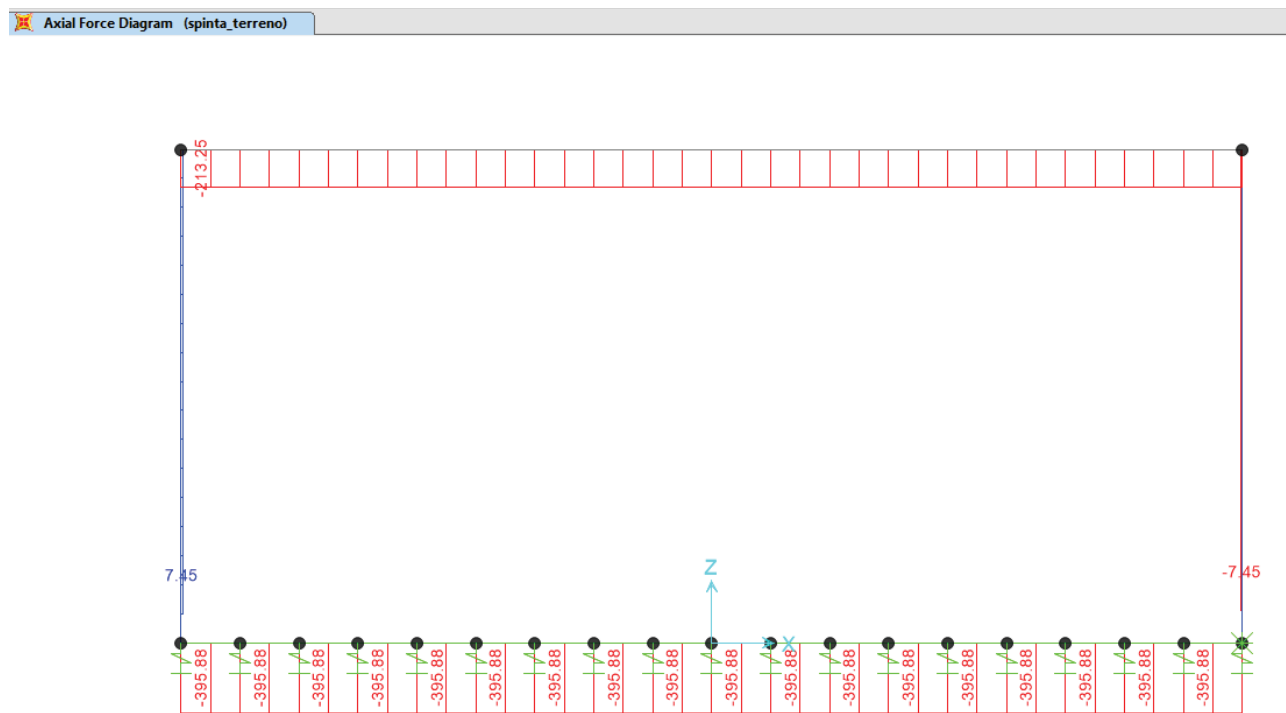


Figura 9: Sforzo assiale per la spinta orizzontale del terreno

6.4 Sovrappinta sismica

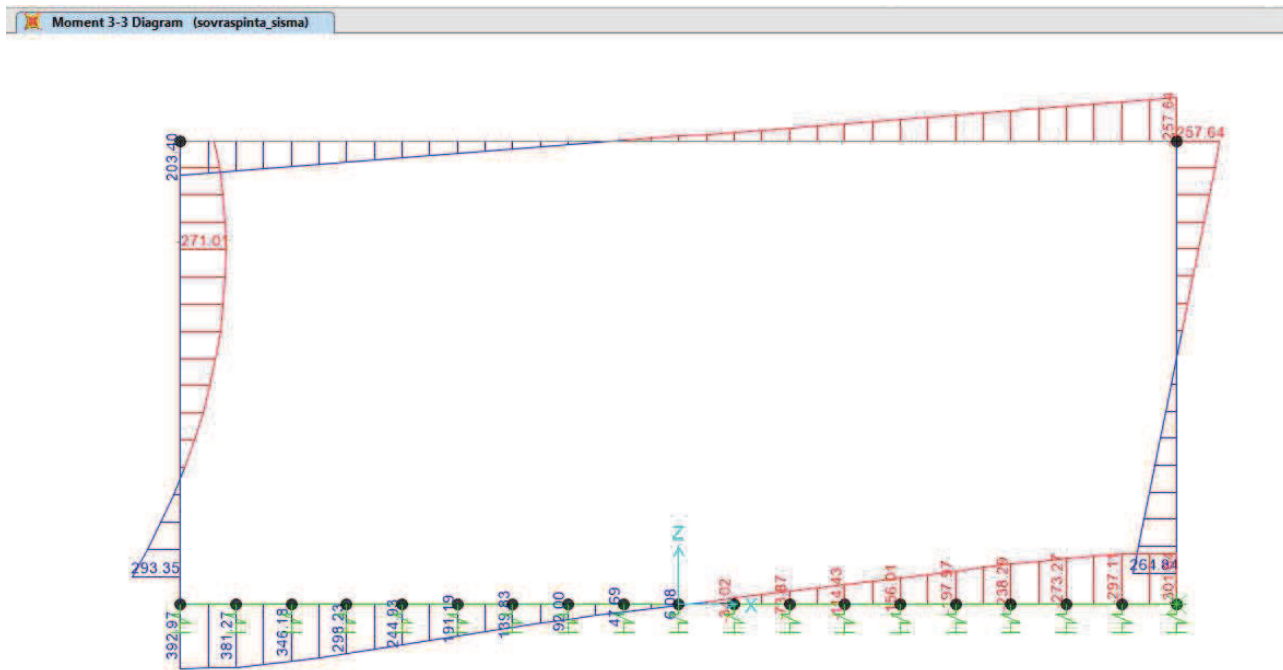


Figura 10: Momento flettente per la sovrappinta sismica

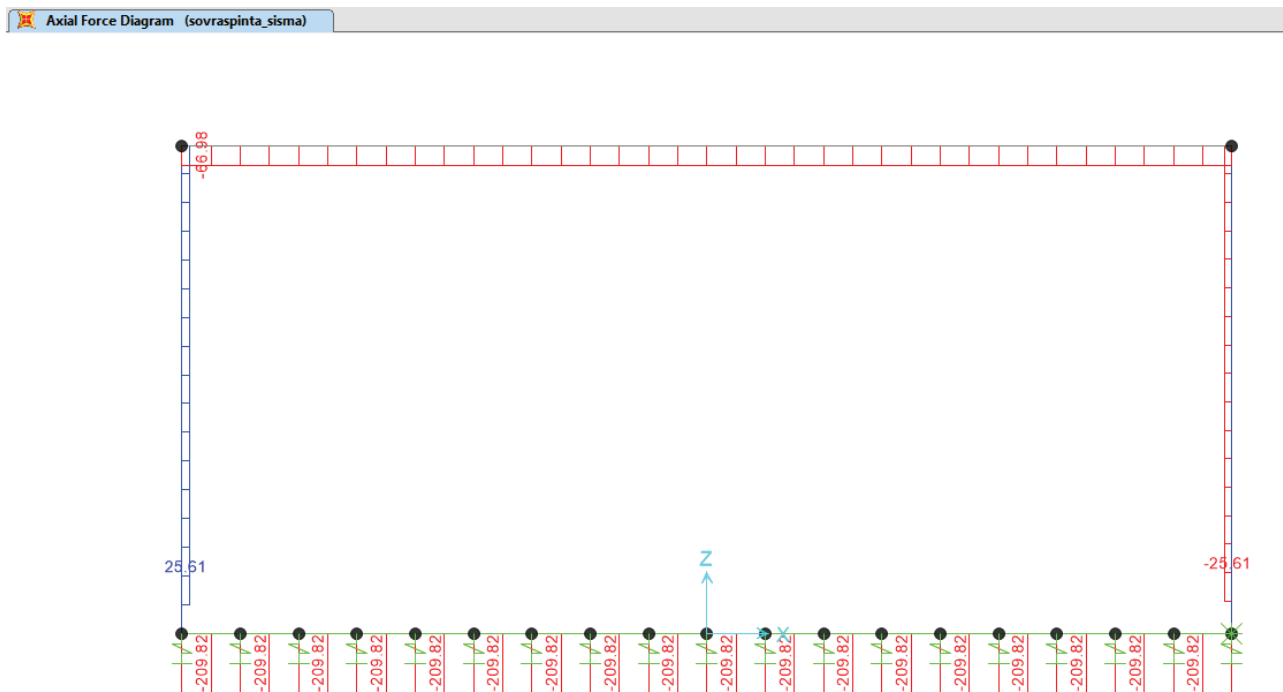


Figura 11: Sforzo assiale per la sovrappinta sismica

7 Combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC 2018, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

8 Verifiche strutturali della galleria

Nel presente capitolo si procede alla verifica strutturale dell'intera opera.

8.1 Sollecitazioni di verifica

L'immagine seguente indica le sezioni di verifica dei vari elementi della struttura.

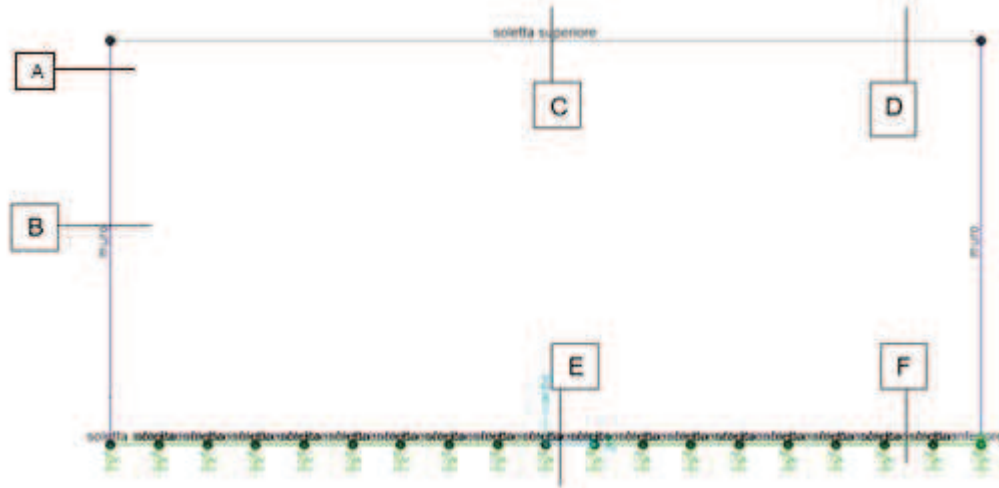


Figura 12: Sezioni di verifica degli elementi strutturali

Si seguenti riportano le massime sollecitazioni di verifica sugli elementi dello scatolare in combinazione statica SLU e sismica SLV.

muro sx

	MURO vertice inf			MURO mezzeria			MURO vertice sup		
	N	M	V	N	M	V	N	M	V
dead	-671.3	676.2	-7.3	-511.3	705.5	-7.3	-337.4	737.4	-7.3
peso terreno	-648	546.4	-112.4	-648	995.9	-112.4	-648	1484.8	-112.4
spinta statica	7.5	322.7	395.9	7.5	-457.4	20.5	7.5	27	-213.3
sovraspinta sismica	25.6	393	209.8	25.6	-180.6	77.2	25.6	-203.4	-67
SLU	-1705	2009	359	-1497	1617	-129	-1271	2924	-433
SLV	-1286	1938	486	-1126	1063	-22	-952	2046	-400

muro dx

	MURO vertice inf			MURO mezzeria			MURO vertice sup		
	N	M	V	N	M	V	N	M	V
dead	-671.3	-676.2	7.3	-511.3	-705.5	7.3	-337.4	-737.4	7.3
peso terreno	-648	-546.4	112.4	-648	-995.9	112.4	-648	-1484.8	112.4
spinta statica	-7.5	-76	-259	-7.5	377.8	16.7	-7.5	-161	213.3
sovraspinta sismica	-25.6	301.6	67	-25.6	33.7	67	-25.6	-257.6	67
SLU	-1725	-1688	-181	-1517	-1721	177	-1291	-3098	433
SLV	-1352	-997	-72	-1192	-1290	203	-1019	-2641	400

	SOLETTA INF estremo sx			SOLETTA INF mezzeria			SOLETTA INF estremo dx		
	N	M	V	N	M	V	N	M	V
dead	7.3	676.2	495.1	7.3	-572.7	0	7.3	676.2	-495.1
peso terreno	112.4	546.4	462.5	112.4	-584	0	112.4	546.4	-462.5
spinta statica	-396	322.7	19.6	-396	27	17.3	-396	76	-11.7
sovraspinta sismica	-209.8	393	11.7	-209.8	6.1	41	-209.8	-301.6	0
SLU	-359	2009	1270	-359	-1469	22	-359	1688	-1260
SLV	-486	1938	989	-486	-1124	58	-486	997	-969

	SOLETTA SUP estremo sx			SOLETTA SUP mezzeria			SOLETTA SUP estremo dx		
	N	M	V	N	M	V	N	M	V
dead	-7.3	-737.4	-337.4	-7.3	780.9	0	-7.3	-737.4	337.4
peso terreno	-112.4	-1484.8	-648	-112.4	1431.2	0	-112.4	-1484.8	648
spinta statica	-213.3	-27	7.4	-213.3	-94	7.4	-213.3	-161	7.4
sovraspinta sismica	-67	203.4	25.6	-67	-27	25.6	-67	-257.6	25.6
SLU	-433	-2924	-1271	-433	2754	10	-433	-3098	1291
SLV	-400	-2046	-952	-400	2091	33	-400	-2641	1018

Da cui si estrapolano le seguenti sollecitazioni massime di verifica per i vari elementi strutturali:

sollecitazioni muro - sezione

A

	N min kN	N max kN	M + kNm	M - kNm	V kN
SLU	-1291	-1271	2924	-3098	433
SLV	-1019	-952	2046	-2641	400

sollecitazioni muro - sezione

B

	N min kN	N max kN	M + kNm	M - kNm	V kN
SLU	-1506	-1488	1653	-1769	193
SLV	-1186	-1120	1070	-1333	213

sollecitazioni soletta superiore - sezione C

	N kN	M + kNm	V kN
SLU	-433	2753	0
SLV	-400	2094	33

sollecitazioni soletta superiore - sezione D

	N kN	M - kNm	V kN
SLU	-433	-3098	1279
SLV	-400	-2641	1019

sollecitazioni soletta inferiore - sezione E

	N kN	M - kNm	V kN
SLU	-359	-1469	43
SLV	-486	-1124	75

sollecitazioni soletta inferiore - sezione F

	N kN	M + kNm	V kN
SLU	-359	2009	1210
SLV	-486	1938	989

8.1.1 Sollecitazioni in combinazione SLU

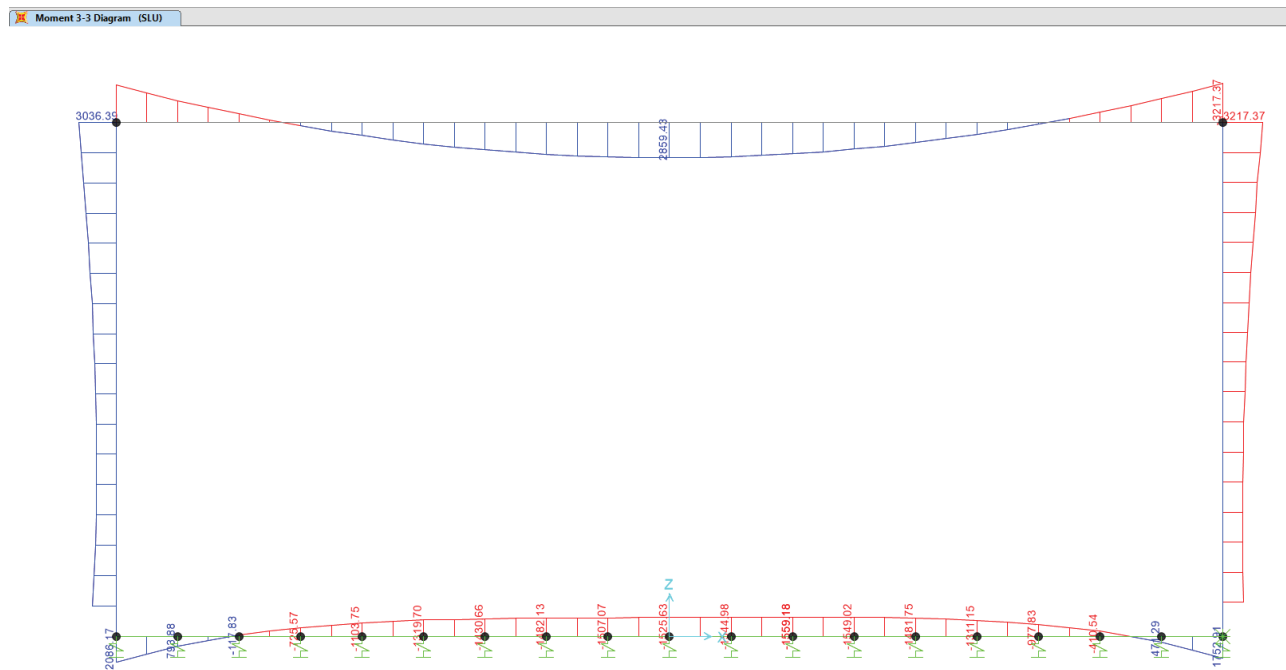


Figura 13: Momento flettente in combinazione SLU

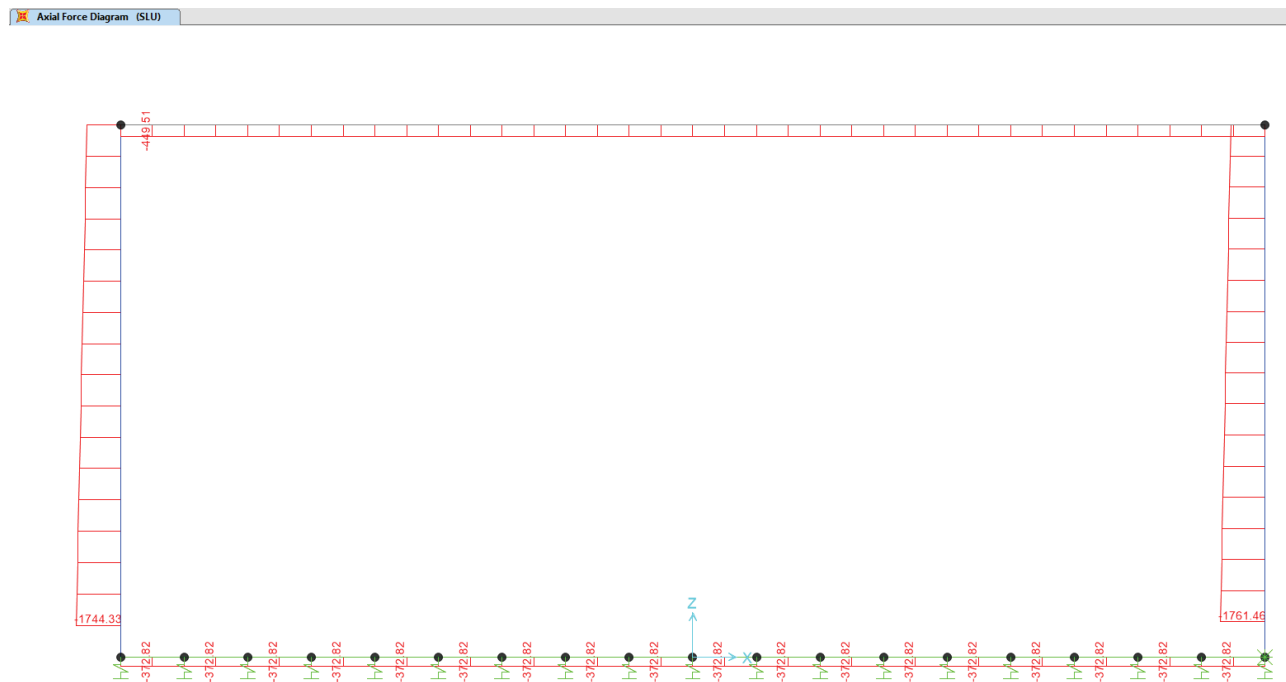


Figura 14: Sforzo assiale in combinazione SLU

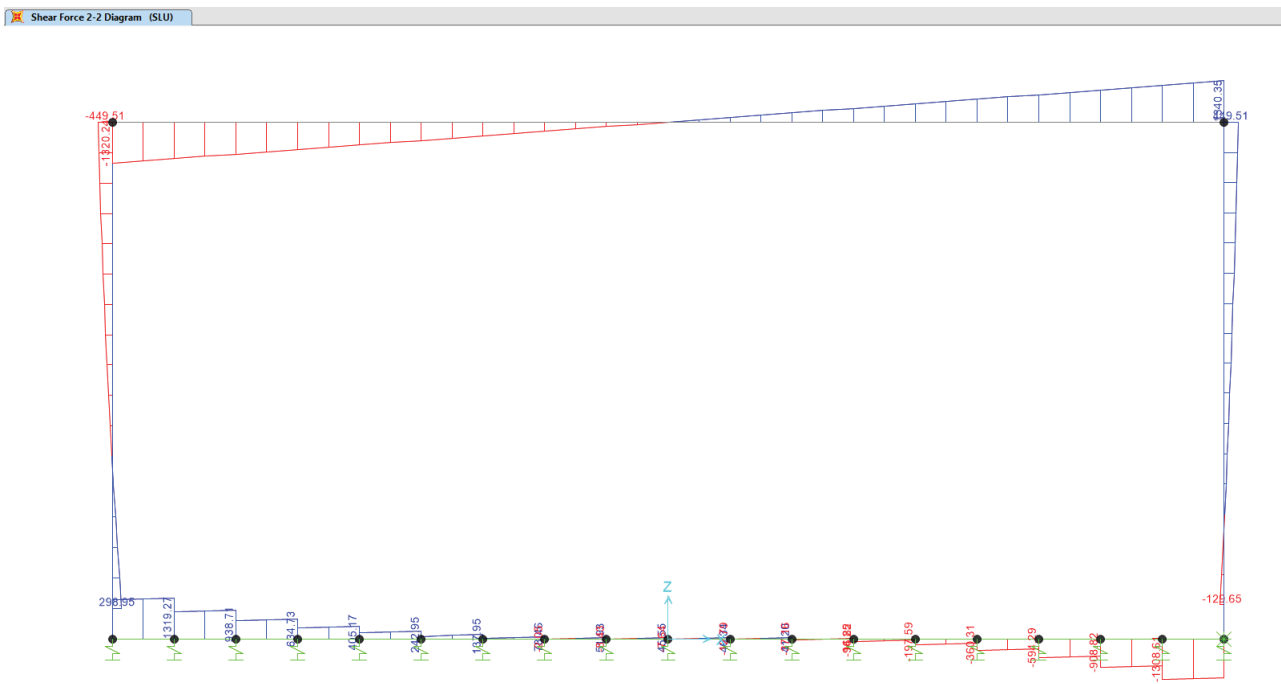


Figura 15: Taglio in combinazione SLU

8.1.2 Sollecitazioni in combinazione SLV

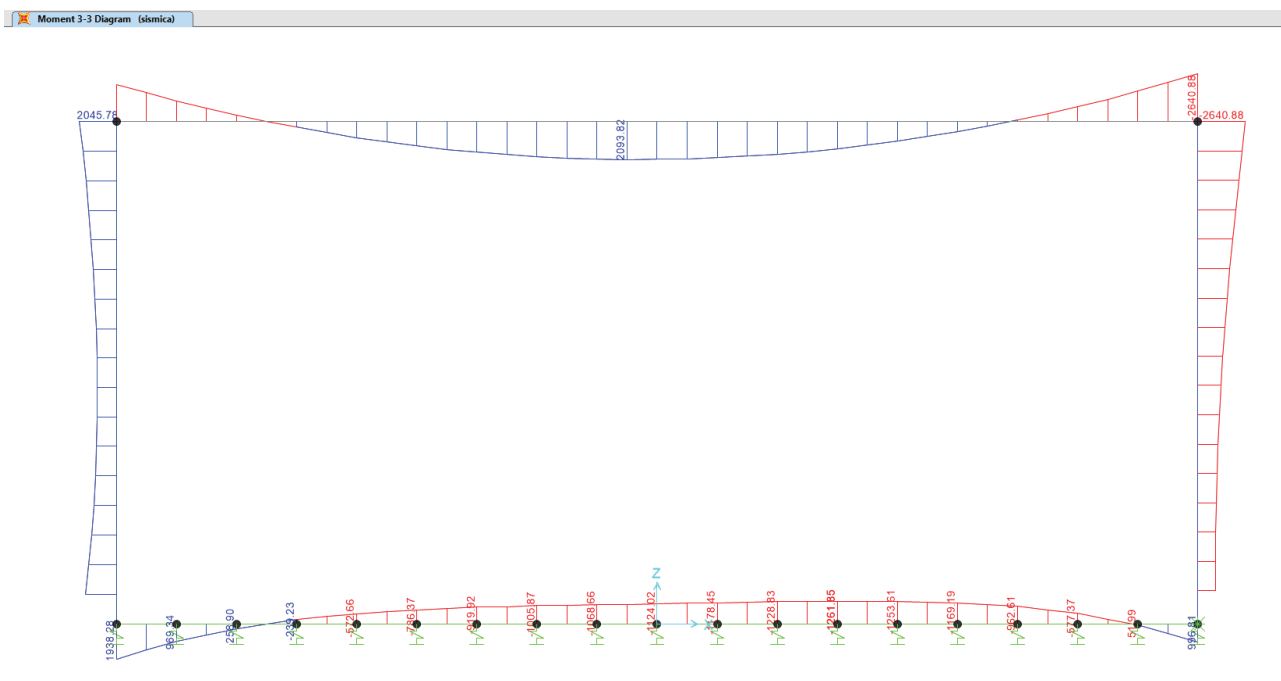


Figura 16: Momento flettente in combinazione SLV

Axial Force Diagram (sismica)

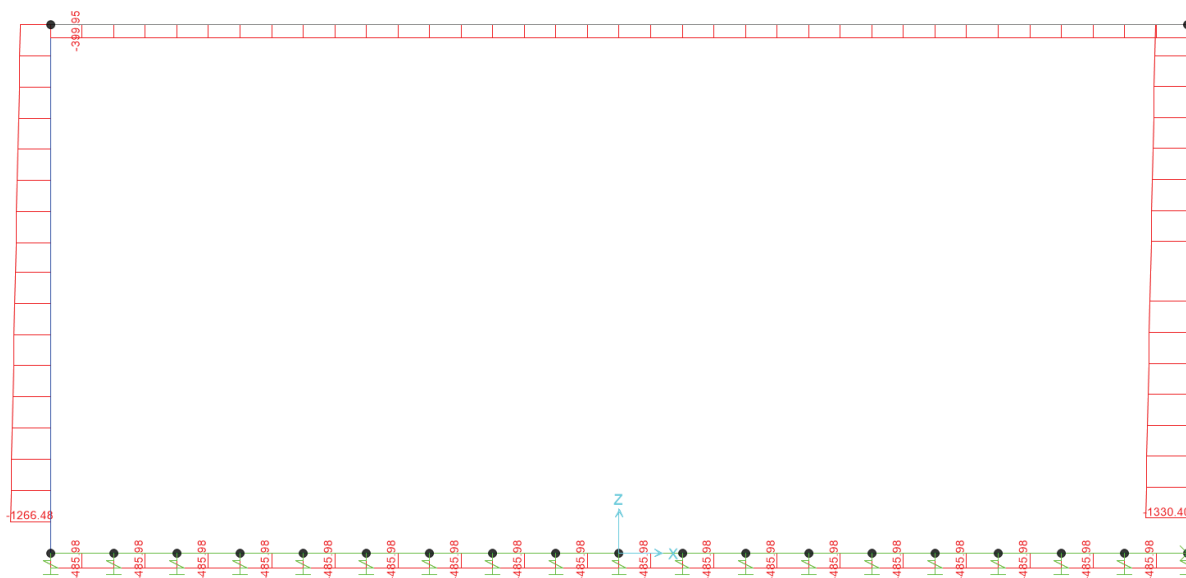


Figura 17: Sforzo assiale in combinazione SLV

Shear Force 2-2 Diagram (sismica)

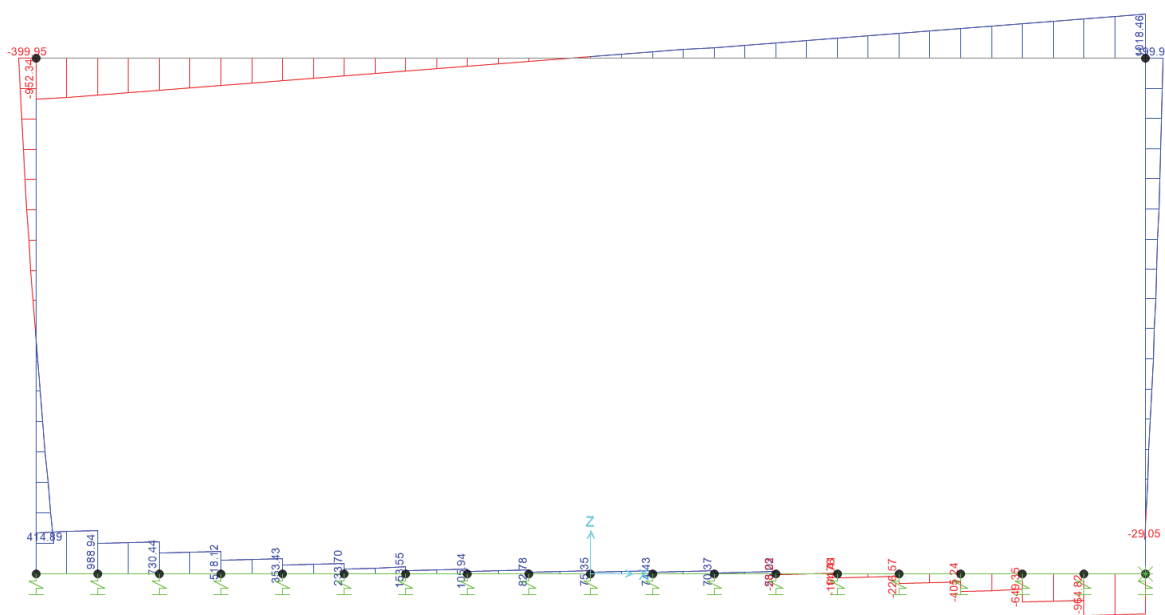


Figura 18: Taglio in combinazione SLV

8.2 Verifiche strutturali

8.2.1 Verifica a pressoflessione del setto verticale

Sezione di base - A

L'armatura verticale è composta dai seguenti ferri: $\phi 26/10$ sia interni che esterni.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

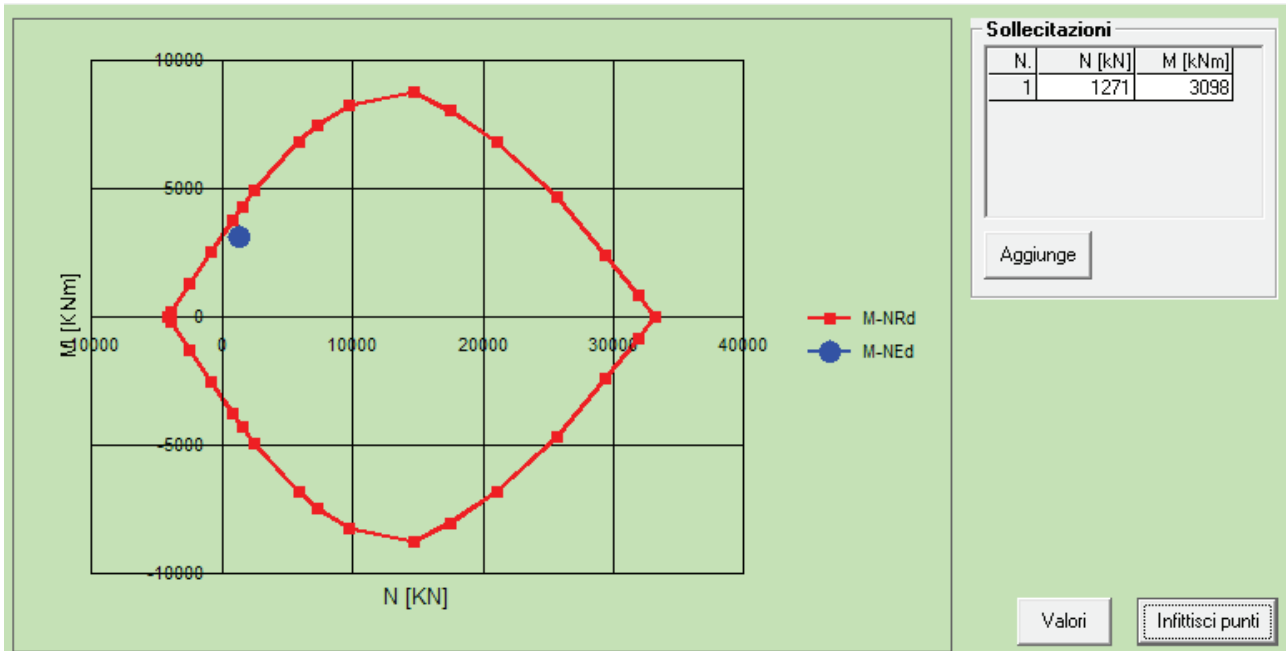


Figura 19: Combinazione SLU

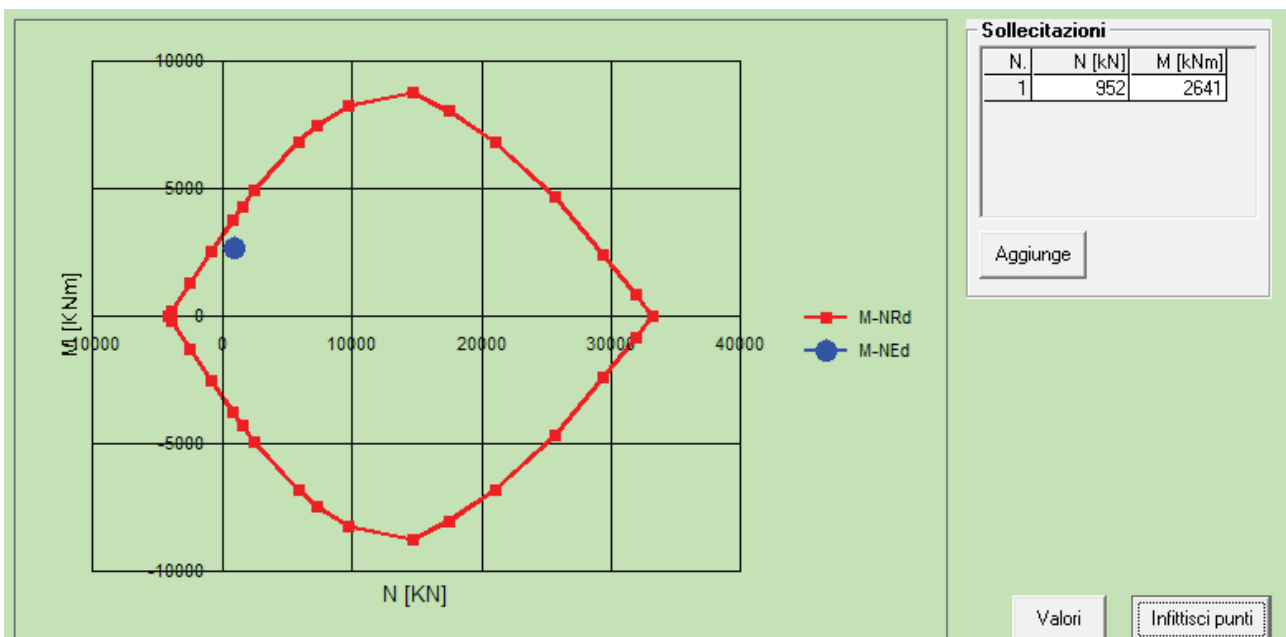


Figura 20: Combinazione SLV

Sezione a metà altezza - B

L'armatura verticale è composta dai seguenti ferri: $\phi 24/20 + \phi 22/50$ sia interni che esterni.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

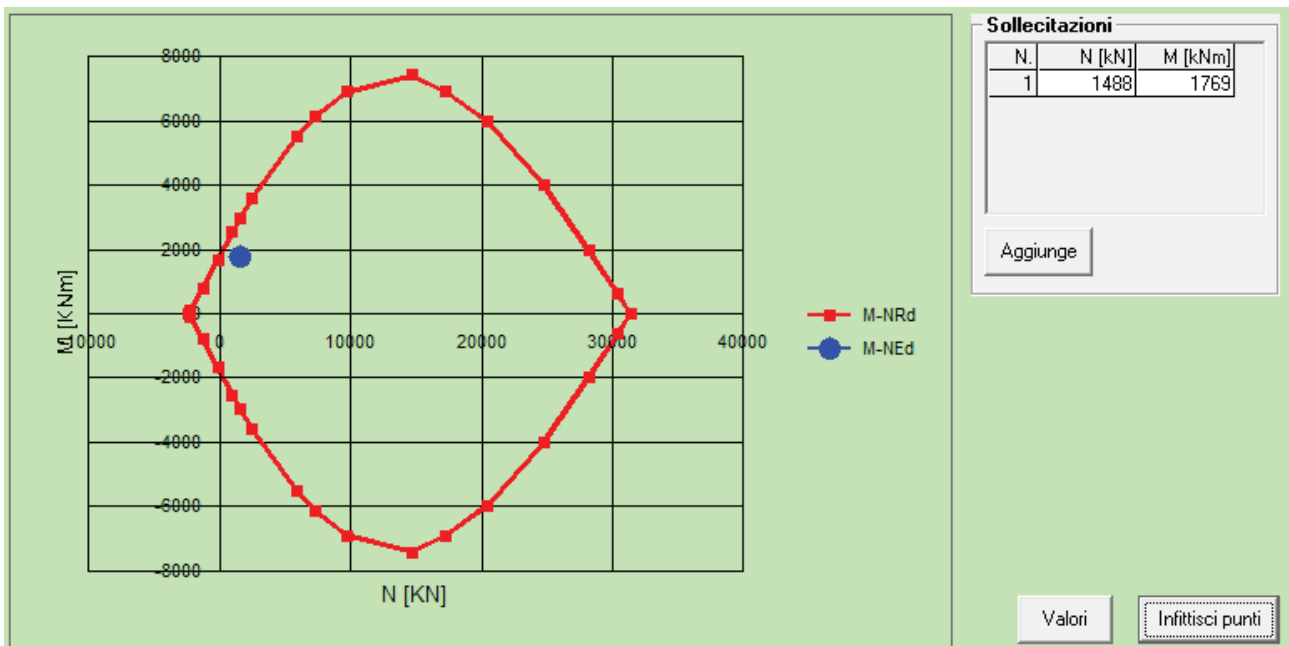


Figura 21: Combinazione SLU

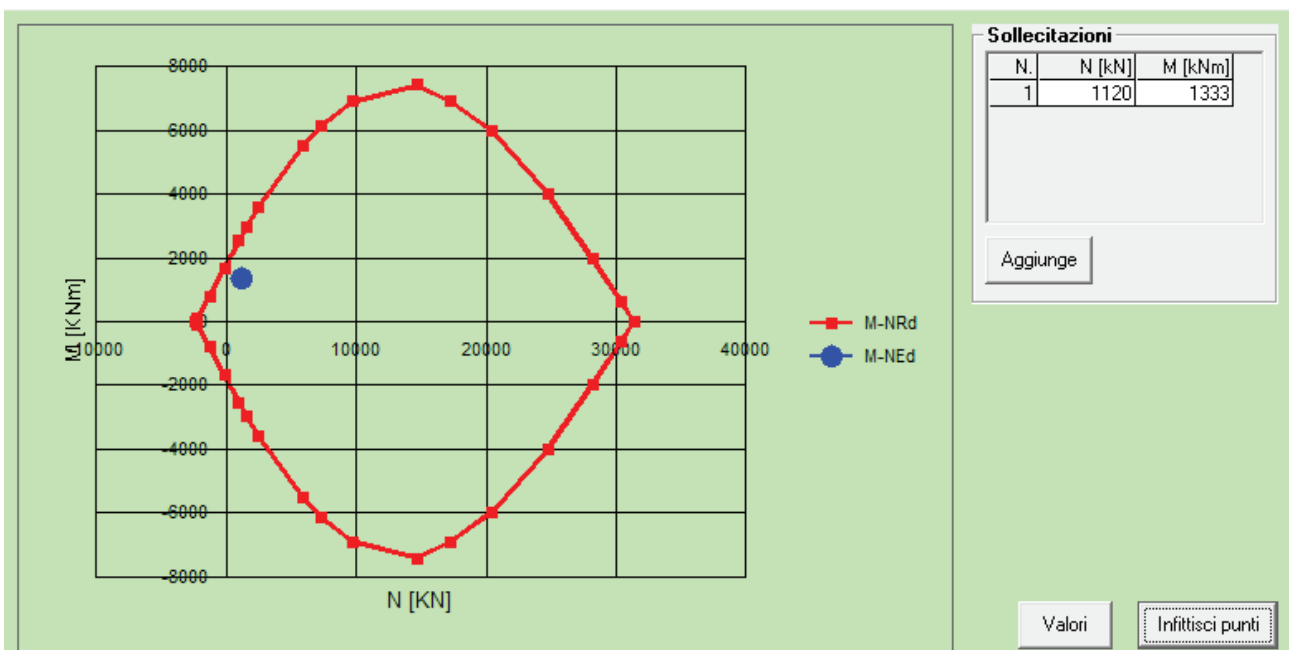


Figura 22: Combinazione SLV

8.2.2 Verifica a pressoflessione della soletta superiore

Sezione di mezzeria – C

In mezzeria l'armatura della soletta superiore è composta dai seguenti ferri:

- $\phi 26/10$ + $\phi 24/50$ inferiori;
- $\phi 24/10$ superiori.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

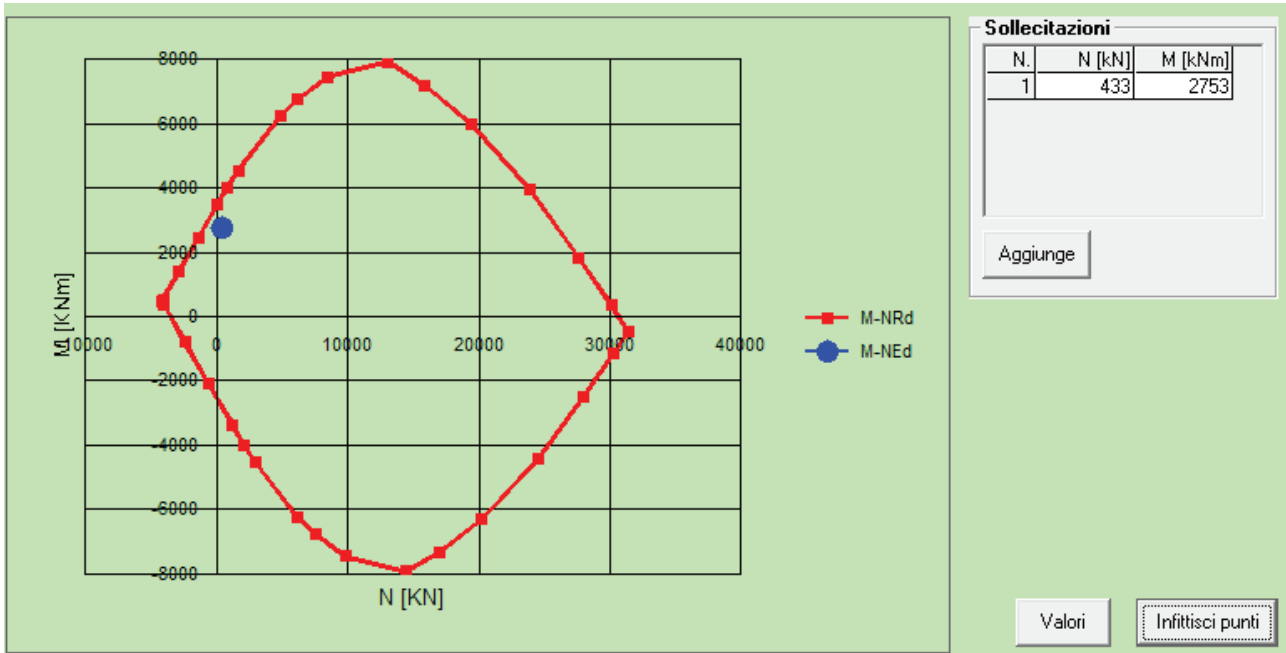


Figura 23: Combinazione SLU

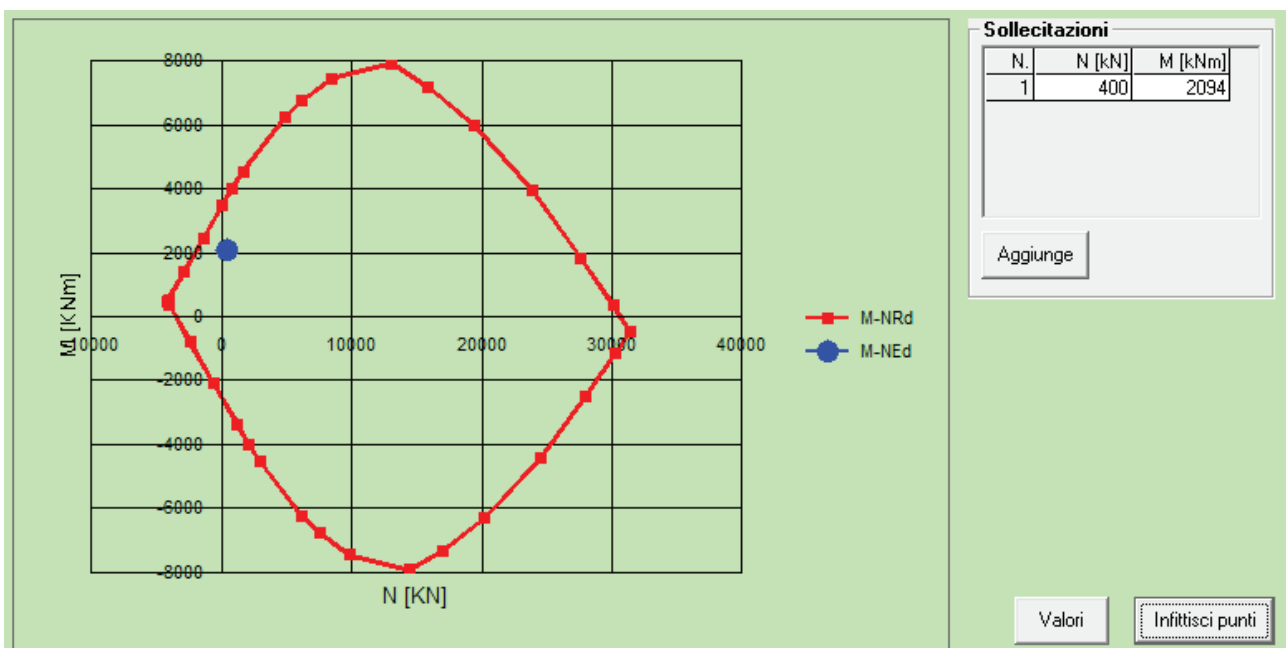


Figura 24: Combinazione SLV

Sezione di estremità - D

Nel nodo di estremità l'armatura della soletta superiore è composta dai seguenti ferri:

- $\phi 26/10 + \phi 24/50$ inferiori;
- $\phi 26/10 + \phi 22/20$ superiori.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

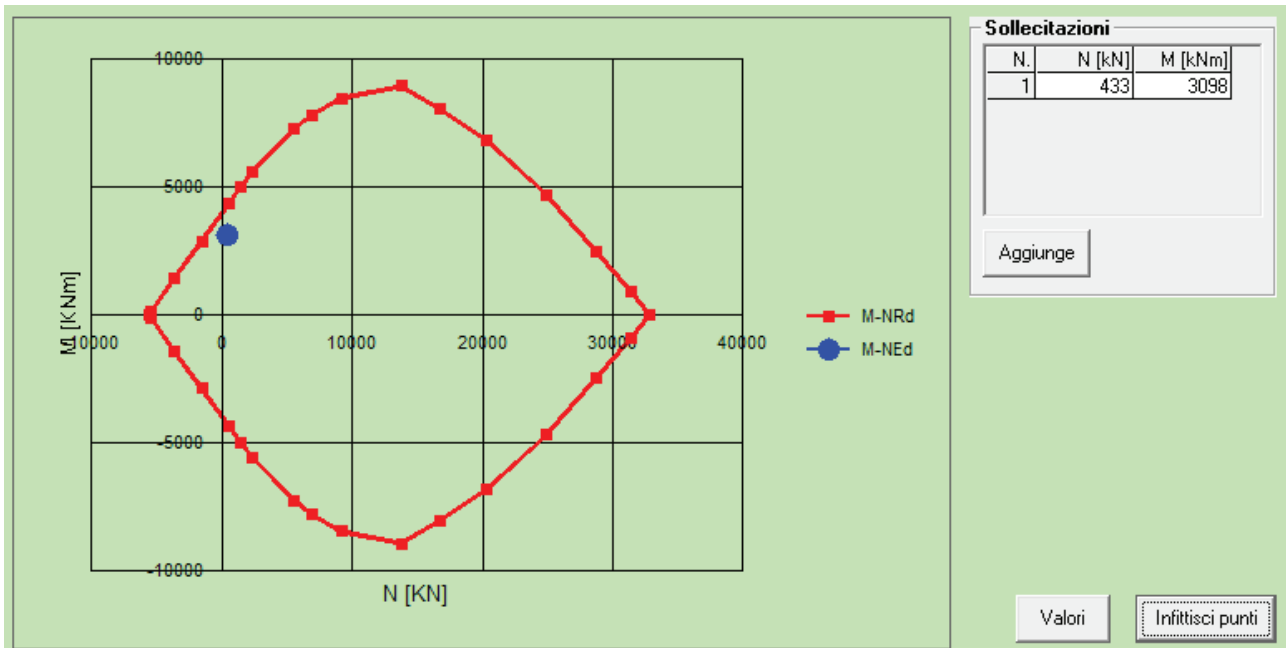


Figura 25: Combinazione SLU

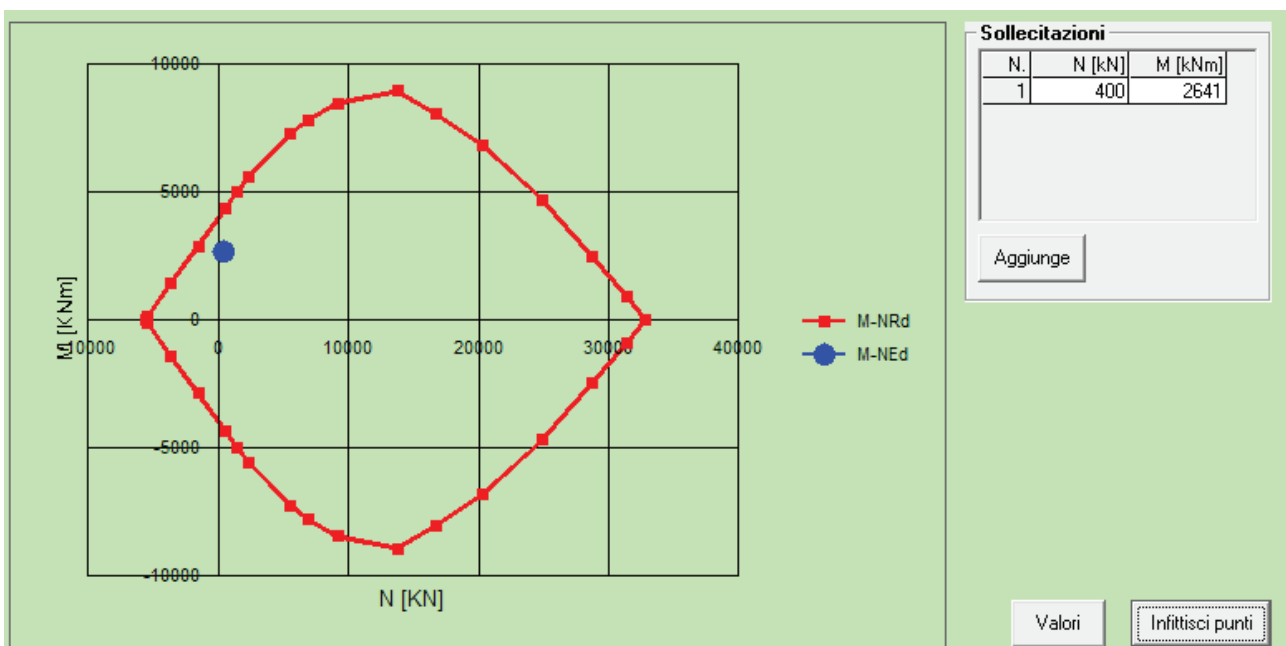


Figura 26: Combinazione SLV

8.2.3 Verifica a pressoflessione della soletta inferiore

Sezione di mezzeria - E

In mezzeria l'armatura della soletta inferiore è composta dai seguenti ferri:

- $\phi 26/10$ inferiori;
- $\phi 26/10$ superiori.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

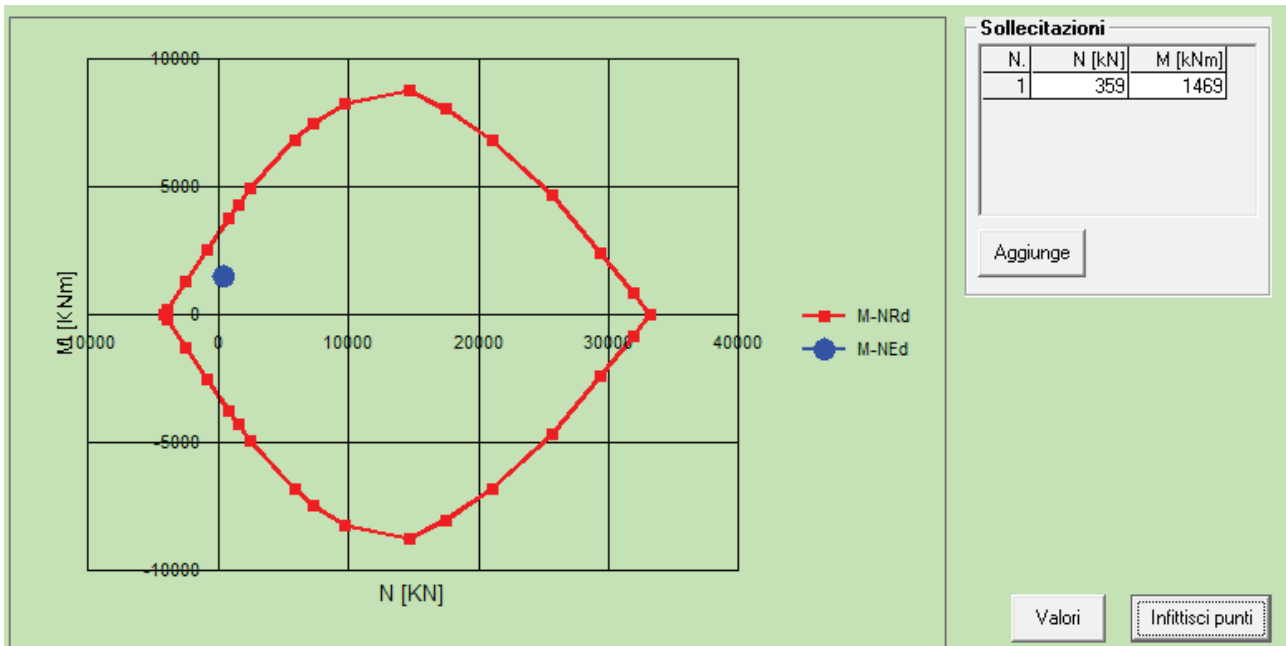


Figura 27: Combinazione SLU

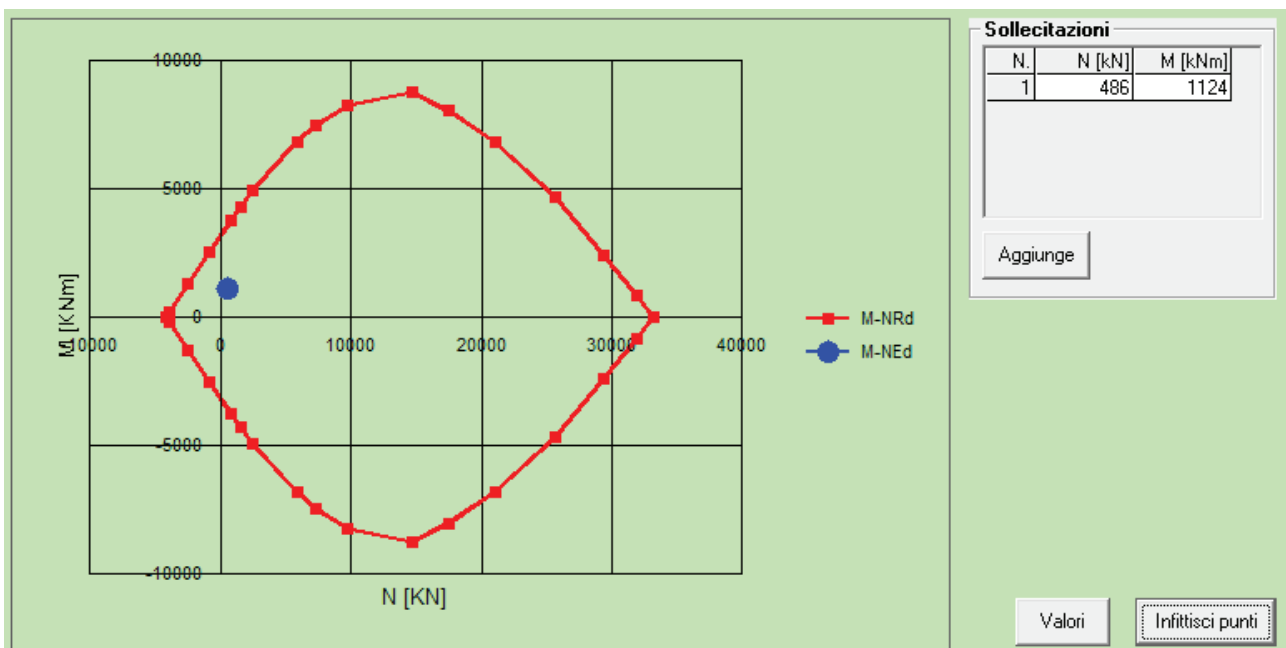


Figura 28: Combinazione SLV

Sezione di estremità - F

Nel nodo di estremità l'armatura della soletta inferiore è composta dai seguenti ferri:

- $\phi 26/10$ inferiori;
- $\phi 26/10$ superiori.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

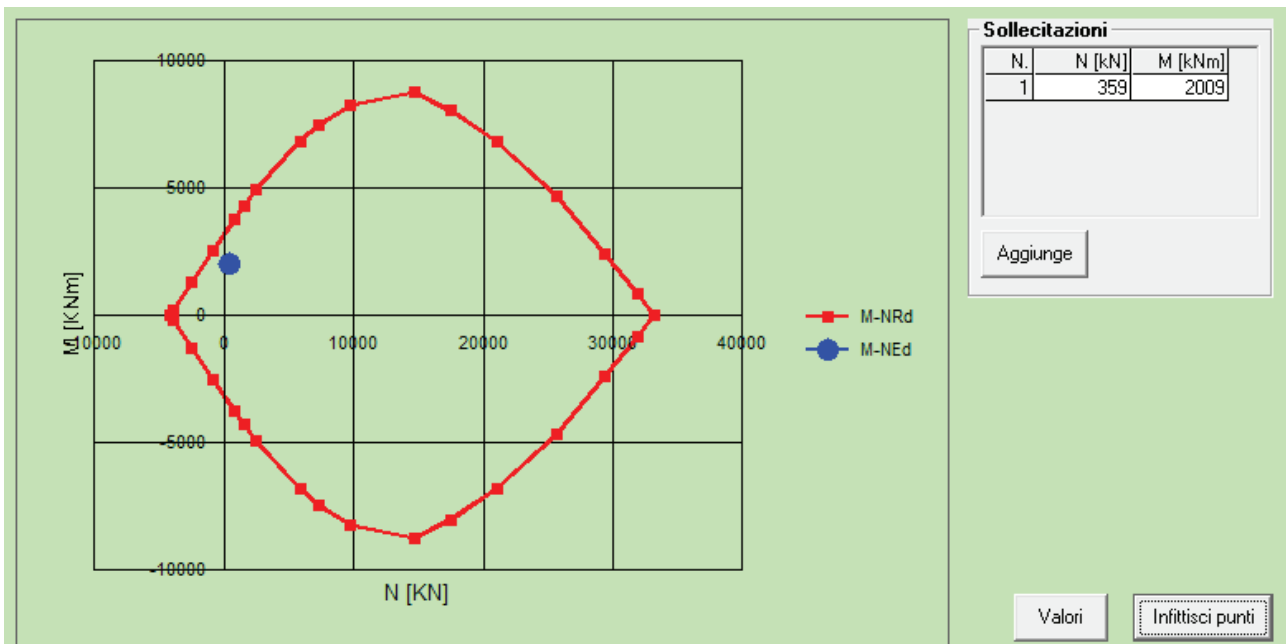


Figura 29: Combinazione SLU

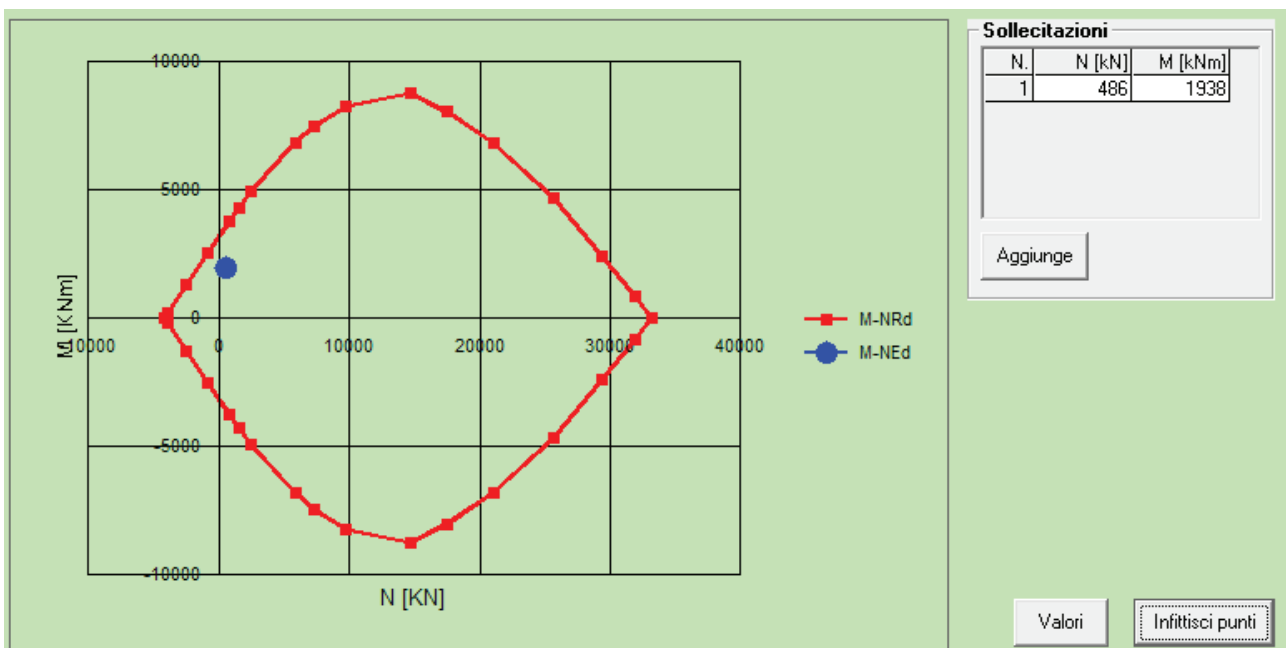


Figura 30: Combinazione SLV

9 Verifiche geotecniche

Per quanto riguarda l'analisi e le verifiche di ambito geotecnico si rimanda all'apposito elaborato T00GA01GETRE01A.