



Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



FERROVIENORD

FNM GROUP



NORD_ING

FNM GROUP

CODICE
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

f

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 0 4

CATEGORIA
OPERA

O S

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 0

SCALA

LINEA BRESCIA- ISEO-EDOLO - COMUNE DI ROVATO
IMPIANTO DI DEPOSITO E MANUTENZIONE TRENI
Progetto Definitivo

OPERE CIVILI
RELAZIONE DI CALCOLO
Muro di sostegno recinzione Nord

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	Mar. 2023	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE (all.)
Dott. Enrico Bellavita

Progettista



NORD_ING
FNM GROUP

PROVINCIA DI LECCO
DIREZIONE PROVINCIALE
INGEGNERIA
C. 22, A. Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 639

Collaborazione

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	5
1.1. Generalità	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1. Norme generali	5
2.2. Norme sismiche	6
2.3. Eurocodici	6
2.4. Istruzioni ferroviarie	6
3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	7
3.1. Vita nominale di progetto	7
3.2. Classe d'uso e periodo di riferimento	7
4. MATERIALI	8
4.1. Calcestruzzo	8
4.1.1. <i>Magroni</i>	8
4.1.2. <i>Fondazione</i>	8
4.1.3. <i>Elevazioni gettate in opera</i>	9
4.2. Acciaio	9
4.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i>	9
4.2.2. <i>Reti</i>	10
4.2.3. <i>Acciaio da carpenteria</i>	10
4.2.4. <i>Bulloni, tasselli e tirafondi</i>	10
4.2.5. <i>Saldature</i>	10
4.2.6. <i>Inghisaggi</i>	11
5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO	11
5.1. Stratigrafia	11
5.2. Falda	11

5.3. Categoria di sottosuolo	12
5.4. Categoria topografica	12
6. CRITERI DI CALCOLO.....	12
6.1. Criteri di analisi e verifica dei muri di sostegno.....	13
6.2. Prescrizioni per le verifiche in fase sismica	15
6.3. Codici di calcolo	15
6.4. Verifiche di resistenza	16
6.4.1. <i>Verifiche allo stato limite ultimo.....</i>	<i>16</i>
6.4.2. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo.....</i>	<i>16</i>
6.4.3. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio</i>	<i>18</i>
7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	19
7.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	20
7.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma	20
7.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio	20
7.4. Coefficienti parziali di sicurezza	21
7.5. Coefficienti di combinazione	21
8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	22
8.1. Peso proprio G_1	22
8.2. Carichi permanenti G_2	22
8.3. Sovraccarico variabile a tergo del muro Q_{acc}	22
8.4. Spinte del terreno in fase statica SP_{terr} e spinta del sovraccarico SP_{Qacc}	22
8.5. Azione del vento e azione aerodinamica p_{w+a}	24
8.5.1. <i>Azione del vento p_w.....</i>	<i>24</i>
8.5.2. <i>Azione aerodinamica p_a.....</i>	<i>26</i>
8.5.3. <i>Azione totale p_{w+a}</i>	<i>26</i>
8.6. Azione sismica	27
8.6.1. <i>Coefficienti sismici.....</i>	<i>27</i>
8.6.2. <i>Effetti inerziali del sisma</i>	<i>28</i>
8.6.3. <i>Incremento della spinta del terreno in fase sismica</i>	<i>28</i>
8.7. Azione eccezionale: urto da traffico veicolare E	28

8.8. Azione eccezionale: urto da traffico ferroviario.....	29
9. MODELLI DI CALCOLO	30
9.1. Concio tipico	30
9.1.1. Generalità	30
9.1.2. Geometria muro.....	30
9.1.3. Parametri di resistenza e stratigrafia	31
9.1.4. Condizioni di carico	32
9.1.5. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni	33
9.1.6. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	34
9.1.7. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO	34
9.1.8. Combinazioni di carico	34
9.1.9. Dati sismici	38
9.1.10. Opzioni di calcolo	38
9.1.11. Risultati per combinazione – spinte e forze	39
9.1.12. Verifiche geotecniche.....	43
9.1.13. Risultati per combinazione – azioni interne nel paramento e in fondazione.....	53
9.1.14. Verifiche SLU	72
9.1.15. Verifiche SLE.....	80
9.2. Concio a scavalco dei tombini idraulici	80
9.2.1. Generalità	80
9.2.2. Geometria muro 1 (muri esterni).....	80
9.2.3. Geometria muro 2 (muro centrale).....	80
9.2.4. Condizioni di vincolo	82
9.2.5. Carichi	84
9.2.6. Combinazioni di carico.....	88
9.2.7. Azioni in fondazione muro esterno – lato Rovato.....	91
9.2.8. Verifiche geotecniche muro esterno – lato Rovato.....	92
9.2.9. Azioni in fondazione muro esterno – lato Bornato	93
9.2.10. Verifiche geotecniche muro esterno – lato Bornato	94
9.2.11. Azioni in fondazione muro centrale	95
9.2.12. Verifiche geotecniche muro centrale	96
9.2.13. Sollecitazioni paramento	99
9.2.14. Sollecitazioni fondazione	104

9.2.15. Verifiche strutturali paramento	110
9.2.16. Verifiche strutturali fondazione	113

1. INTRODUZIONE

1.1. Generalità

La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato (normale, gettato in opera e prefabbricato) relative al muro di recinzione che separa l'area di proprietà di Ferrovienord dalle proprietà private confinanti, nell'ambito del progetto "H2IseO".

L'opera è collocata in adiacenza ai binari e, procedendo in successione da Sud, lato Rovato, a Nord, lato Bornato, le distanze minime dall'asse del binario in adiacenza sono le seguenti:

- 2,30m dal binario tronco del parco;
- 3,30m dal binario di presa e consegna;
- 2,80m dal tronchino di indipendenza del binario di presa e consegna, fino al suo paraurti.

In adiacenza al muro è sempre previsto un camminamento con larghezza minima pari a 50cm.

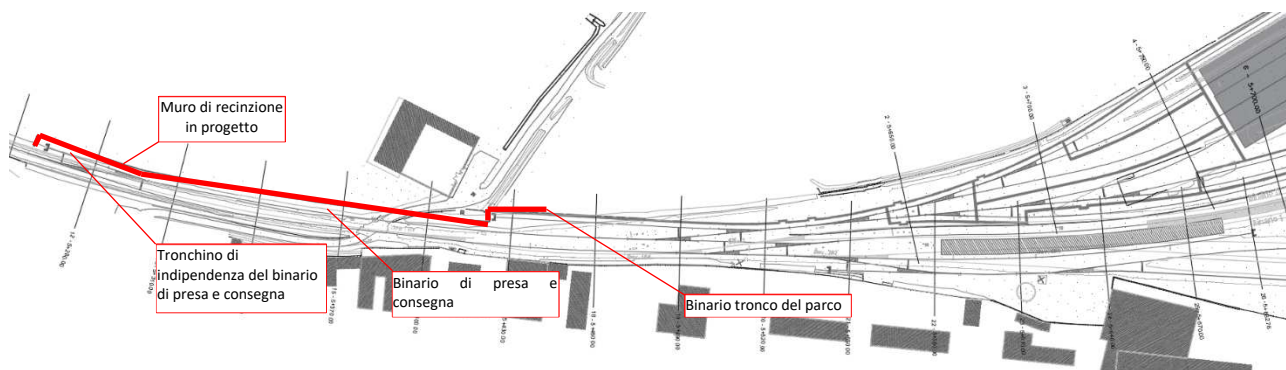


Figura 1 – Inquadramento dell'opera - rappresentazione schematica in rosso del muro in progetto

Il muro è realizzato, nella parte fuori terra, con paramento in c.a. emergente almeno di 110cm rispetto al piano campagna, con soprastante recinzione di altezza pari a 120cm.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

2.1. Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018”.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- UNI EN 1991-3:2006 “ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari”
- UNI EN 1993-6:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento”
- UNI EN 1993-1-5:2006/A2:2019 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”

2.2. Norme sismiche

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20 marzo 2003, e allegati “Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”.
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale “Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003” datata 4 giugno 2003.

2.3. Eurocodici

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8 indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

2.4. Istruzioni ferroviarie

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”

- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria”

3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

In generale, la vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell’opera, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U in funzione della classe d’uso di appartenenza dell’opera.

3.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, e per tutti gli interventi in progetto, si considera un Tipo di costruzione **2** a cui corrisponde una Vita nominale di **50** anni.

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

3.2. Classe d’uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC, , e per tutti gli interventi in progetto, si considera una Classe d’uso **II** (Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti). Il Coefficiente d’uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC assume pertanto un valore pari a **1.0** e il periodo di riferimento è conseguentemente di **50** anni.

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

4. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali meglio elencati nel seguito. Per quanto qui non espressamente citato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

4.1. Calcestruzzo

4.1.1. Magroni

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	d _{max}	20	mm

4.1.2. Fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ _{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d _{max}	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	f _{cm}	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	2.17	MPa
Modulo elastico	E _{cm}	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	10*10 ⁻⁶	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ _{c_rara}	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ _{c_qp}	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f _{bd}	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ _{ct_ese}	2.58	MPa

4.1.3. Elevazioni gettate in opera

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ_{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d_{max}	20	mm
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	f_{cm}	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.17	MPa
Modulo elastico	E_{cm}	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ_{c_rara}	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ_{c_qp}	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f_{bd}	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ_{ct_ese}	2.58	MPa

4.2. Acciaio

4.2.1. Acciaio in tondo da c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	ρ	78.50	kN/m3
Tensione caratteristica di rottura	f _{tk}	≥540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	≥450	MPa
Allungamento	(A _{gt}) _k	≥7,5	%
Caratteristiche di duttilità	(f _t /f _y) _k	≥1,15 <1,35	-
	(f _y /f _{yno m}) _k	≤1,25	-
Resistenza di calcolo	f _{yd}	391	MPa
Tensione massima in esercizio	f _{yd}	360	MPa
Modulo elastico	E _s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ _{barre}	>=6 <=40	mm
Acciai forniti in rotoli	Φ _{rotoli}	<=16	mm

4.2.2. Reti

RETI E TRALICCI ELETTRICALDATI		B 450	C
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y,lim})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Massimo interasse delle barre	f_{yd}	330	mm
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$\geq 6 < 16$	mm
Rapporto tra i diametri	$\Phi_{roto li}$	$\geq 0,6$	-

4.2.3. Acciaio da carpenteria

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE		S275	t ≤ 40
Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 NTC.			
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	MPa
Modulo di elasticità trasversale	G	80769	MPa
Coefficiente di espansione termica lineare T < 100°C	α	$12 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	430	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	275	MPa

4.2.4. Bulloni, tasselli e tirafondi

BULLONI		Classe	10.9
I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIII.b NTC.			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tb}	1000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yb}	900	MPa

4.2.5. Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme CNR e in ottemperanza alle NTC. Tutte le saldature, inoltre, sono da realizzarsi a piena penetrazione o a cordoni d'angolo ove espressamente indicato negli elaborati grafici di progetto.

4.2.6. Inghisaggi

MALTE CEMENTIZIE		EMACO S55 o sim.	
Malta cementizia espansiva applicabile mediante collaggio conforme ai limiti ed ai requisiti di accettazione indicate da UNI 8993 e UNI 8994 circa le classi di consistenza per i tipi superfluido, fluido e plastico; UNI 8994 e UNI 8996, UNI 8147 per l'espansione sia in fase plastica che indurita; UNI 8998, circa l'assenza di bleeding.			
Resistenza a compressione	Classe	R4	-
Modulo elastico minimo	E	>20	GPa
Densità	ρ	19.50	kN/m3

5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

Gli aspetti geologici/geotecnici sono compendati nella relazione redatta all'uopo da Tecnostudio per conto di Nord_Ing che, con la presente, costituisce parte integrante della documentazione progettuale.

5.1. Stratigrafia

Da quanto espresso si evince per il terreno oggetto di intervento una stratigrafia che consta di tre unità litotecniche principali riconoscibili. Seguono le proprietà di interesse strato per strato impiegate nelle calcolazioni:

Profondità [m]	Tipologia	ϕ [°]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	$V_{s,eq}$ [m/s]
0,00 – 1,00	Ghiaia sabbiosa	34	36	18,5	21	274
1,00 – 2,50	Sabbia debolmente limosa	28	12,5	17,5	18,8	
2,50 – 20,00	Ghiaia sabbiosa	36	60	20	21	

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

5.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 20m da p.c.

5.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **B**.

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>

5.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume una categoria topografica di tipo **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

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

6. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate nella presente sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo

semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_m
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

6.1. Criteri di analisi e verifica dei muri di sostegno

Devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gi}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportate nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, oppure determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale quota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

6.2. Prescrizioni per le verifiche in fase sismica

In accordo al capitolo 7.11.1 delle NTC 2018, nell'ambito della progettazione di opere geotecniche soggette all'azione sismica, le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 o con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto coi coefficienti parziali γ_R indicati nella Tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

6.3. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando i **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente e/o utilizzando il codice di calcolo **Sax 10** prodotto e distribuito da Aztec Informatica;
- Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando il codice di calcolo **Max 16** prodotto e distribuito da Aztec Informatica.

6.4. Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa.

6.4.1. Verifiche allo stato limite ultimo

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_{Ed} sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_{Rd} delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018. Per quanto concerne le membrature in acciaio vale quanto previsto nel § 4.2.4.1 NTC.

6.4.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo

6.4.2.1. Condizioni ambientali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazioni: Classe di esposizione XC2

Elevazioni: Classe di esposizione XC4

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che:

- per gli elementi in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali “ordinarie”
- per gli elementi in c.a. di elevazione trattasi di condizioni ambientali “aggressive”

6.4.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC riportata in calce indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite considerato per i vari elementi strutturali è pertanto il seguente:

- per gli elementi in c.a. di **fondazione diretta** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a. gettato in opera** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;

In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) delle NTC, vale quanto segue:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

6.4.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro per gli elementi in calcestruzzo armato. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell’armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto “copriferro nominale” ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Segue la determinazione analitica dei copriferri in progetto per le varie tipologie di elementi in ottemperanza a quanto previsto nella Tab. C.4.1.IV della Circ. 7/2019 sotto riportata:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C _{min}	C _o	ambiente	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Fondazioni

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ck}	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	30	mm

Copriferro minimo da NTC2018: c=30mm

Copriferro minimo da Manuale di Progettazione RFI (opere di fondazione): c=40mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive: Δc=0mm

Copriferro minimo totale da Manuale di Progettazione RFI: c=40mm

Copriferro minimo fondazione 40mm.

Elevazioni gettate in opera

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ck}	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	40	mm

Copriferro minimo da NTC2018: c=40mm

Copriferro minimo da Manuale di Progettazione RFI (opere in elevazione): c=40mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive: Δc=10mm

Copriferro minimo totale da Manuale di Progettazione RFI: c=50mm

Copriferro minimo elevazione 50mm.

Per uniformità, in progetto si adotta un copriferro di 50mm sia per la fondazione, sia per l'elevazione.

6.4.3. Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio

Nello specifico, lo stato limite di esercizio da considerare, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possono compromettere l'uso efficiente della costruzione è, secondo quanto di cui al § 4.2.2.1 NTC, quello di "deformazione e/o spostamento". Vale, pertanto, quanto espresso nel §

4.2.4.2 NTC. I limiti di deformabilità sono compendati nelle Tab. 4.2.XII e 4.2.XIII NTC. Per quanto concerne la Classe di Esecuzione (EXC) di una struttura, quest'ultima deve essere fatta prima dell'inizio della costruzione e si basa su criteri di affidabilità, sul tipo di struttura e sulla tipologia di carico di progetto ed è compito del Progettista. La Classe di Conseguenza (CC) per quanto specificato nella norma UNI EN 1990 - Appendice B è assunta per la struttura in oggetto pari a **CC2** come meglio descritto nel prospetto sottostante:

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

Individuata la Classe di Conseguenza (CC) è quindi possibile determinare la Classe di Esecuzione (EXC) facendo riferimento alla Tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014 (Annex C – Selection of execution class) sotto riportata:

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL ^a	Fatigue ^b or seismic DCM or DCH ^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2
^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.		
^b See EN 1993-1-9.		
^c EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.		

Per la struttura in oggetto ne consegue una Classe di Esecuzione tipo **EXC2**.

7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

7.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

γ_{Gi} = coefficienti parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

γ_{Qi} = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

γ_P = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

7.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

E = azione sismica

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

7.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{SLE rara}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE frequente}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE quasi permanente}$$

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

ψ_{ji} = coefficiente di combinazione

7.4. Coefficienti parziali di sicurezza

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalla Tab. 2.6.I sotto riportata.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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.

7.5. Coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla Tab. 5.1.VI delle NTC sotto riportata.

In particolare:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si fa espressamente riferimento a quanto previsto nei §§ 3.1 e 5.2 delle NTC2018.

8.1. Peso proprio G1

I pesi propri relativi alla struttura sono valutati assumendo i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nel Tab. 3.1.I NTC. In particolare:

Calcestruzzo ordinario	24.0 kN/m ³
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0 kN/m ³
Acciaio	78.5 kN/m ³

8.2. Carichi permanenti G2

G_{2_terr} : peso del terreno gravante sulla fondazione. è valutato assumendo il peso dell'unità di volume come da caratterizzazione geotecnica di cui al Capitolo 5.1.

8.3. Sovraccarico variabile a tergo del muro Q_{acc}

A monte del muro si considera un sovraccarico pari a:

$$Q_{acc}=20 \text{ KN/m}^2$$

8.4. Spinte del terreno in fase statica SP_{terr} e spinta del sovraccarico SP_{Qacc}

Le spinte esercitate dal terreno a tergo e dai carichi agenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza principale è che, mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (in tal modo si ottiene una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta), il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti; inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.

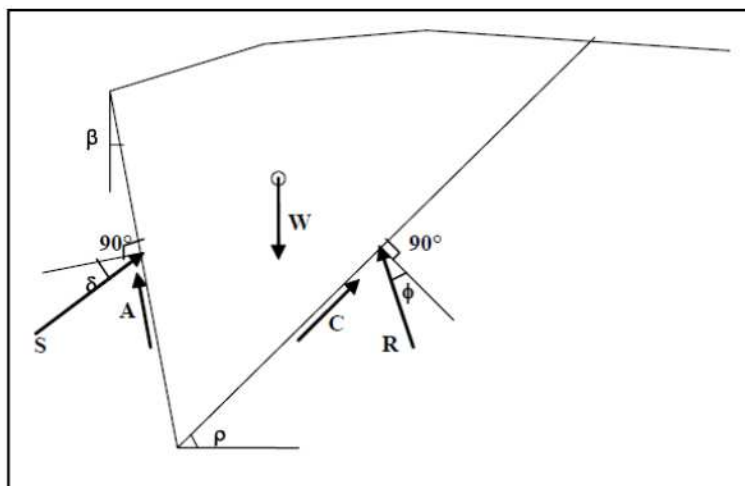


Figura 2 – metodo di Culmann, azioni sul cuneo di spinta (Rif. manuale del software MAX – Muri di sostegno di Aztec informatica)

Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb, anche questo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio del terreno tenendo conto anche dell'eventuale presenza della falda (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo di attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito), i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agenti sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nel software utilizzato nel calcolo (rif. § 6.3), il procedimento è stato implementato in modo differente.

Si suddivide l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza dz .

In corrispondenza di ogni ordinata z_i si trova il cuneo di rottura e la spinta S_i , ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma_z = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni, è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre, dal diagramma delle pressioni, è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

L'angolo di attrito terra-muro, che rappresenta l'angolo di inclinazione della spinta sulla paratia, è assunto pari a $\delta=0,67\phi$; cautelativamente, lo stesso valore è stato adottato per l'attrito fondazione - terreno.

L'adesione c_a terra – opera è stata considerata nulla.

Le spinte agenti sono valutate nella condizione di spinta a riposo.

8.5. Azione del vento e azione aerodinamica p_{w+a}

8.5.1. Azione del vento p_w

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali come quelle in oggetto tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 NTC. In particolare, in ottemperanza a quanto di cui al § 3.3 NTC si determina quanto segue:

Azione del vento secondo NTC2018

Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Lombardia	-
Zona	1	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - a_s	160	m
Periodo di ritorno - T_R	50	anni
Classe di rugosità del terreno	D	-

Categoria di esposizione	II	-
Altezza dal suolo dell'opera - z	3	m

Dati di Output

Velocità base di riferimento a livello del mare - v_{b0}	25	m/s
Altitudine di riferimento - a_0	1000	m
Coefficiente - k_s	0.40	-
Coefficiente di altitudine - c_a	1	-
Velocità base di riferimento - $v_b = v_{b0} \cdot c_a$	25.0	m/s
Coefficiente di ritorno - c_r	1.00	-
Velocità di riferimento - $v_r = v_b \cdot c_r$	25.0	m/s
Densità dell'aria - ρ	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento - q_r	391.2	N/mq
Coefficiente - K_r	0.19	-
Altezza di base dal suolo - z_0	0.05	m
Altezza minima dal suolo - z_{min}	4	m
Coefficiente di topografia - c_t	1	-
Coefficiente di esposizione - c_e	1.80	-
Coefficiente dinamico - c_d	1	-
Coefficiente di attrito - c_r	0	-
Pressione del vento	0.70	kN/m²

Il coefficiente di esposizione c_e è ottenuto applicando l'espressione 3.3.7 delle NTC2018, considerando cautelativamente un'altezza dal suolo pari a 3.0m.

A meno del coefficiente di pressione si ottiene una pressione del vento di progetto pari a 0.70 kN/m².

Il coefficiente di pressione sulla recinzione metallica viene calcolato assumendo un rapporto di solidità pari a $\phi=0,11$; in accordo all'EC1 parte 1-4, §7.4, la recinzione viene quindi trattata come struttura reticolare piana.

$$c_{p,rec}=2-4/3 \cdot \phi=1,85$$

Il coefficiente di pressione sulla parte di muro emergente dal piano campagna viene calcolato in riferimento all'EC1, parte 1-4, §7.4.1, con $l/h>10m$.

$$c_{p,muro}=3,4$$

Cautelativamente si adotta:

$$C_p = C_{p, \text{muro}}$$

sia per la recinzione, sia per il muro.

L'azione del vento è pari a:

$$p_w = q_r \times c_e \times c_p \times c_d = 0,391 \times 1,80 \times 3,40 \times 1 = 2,4 \text{ KN/m}^2$$

In corrispondenza della recinzione, considerando il rapporto di solidità $\phi=0,11$, si ottiene:

$$p_{w, \text{rec}} = q_w \times \phi = 2,4 \times 0,11 = 0,26 \text{ KN/m}^2$$

Elemento	Pressione del vento [KN/m ²]
Muro	$p_{w, \text{muro}} = 2,4 \text{ KN/m}^2$
Recinzione	$p_{w, \text{rec}} = 0,26 \text{ KN/m}^2$

L'azione del vento deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario (rif. § 8.5.2)

8.5.2. Azione aerodinamica p_a

Si considerano gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari, secondo quanto contenuto nelle NTC2018, al §5.2.2.6. Si fa riferimento al caso di superfici verticali parallele al binario (§5.2.2.6.1 NTC2018).

Il valore $\pm p_a$ agente ortogonalmente alla superficie del muro viene valutato in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.

Si considerano le seguenti condizioni:

- velocità massima del convoglio ferroviario: $V_{\text{MAX}} = 120 \text{ Km/h}$;
- distanza minima dall'asse del binario più vicino: $a_g = 2,3 \text{ m}$
- treni con forme aerodinamiche sfavorevoli (a favore di sicurezza).

Secondo quanto riportato in Fig. 5.2.8 delle NTC2018, risulta:

$$p_a = 0,30 \text{ KN/m}^2$$

8.5.3. Azione totale p_{w+a}

L'azione aerodinamica deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario; le NTC2018, §5.2.3.2.2 affermano che, in ogni caso, l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ KN/m}^2$ sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica), sia nella verifica agli SLU, con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Qi} = 1,00$.

Pertanto si calcola quanto segue:

$$p_{w+a}=p_w+p_a=2,4+0,3=2,7 \text{ KN/m}^2 > 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Pertanto, risulta:

Elemento	Pressione del vento e azione aerodinamica [KN/m ²]
Muro	$p_{w_muro}=2,7 \text{ KN/m}^2$
Recinzione	$p_{w_rec}=0,3 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Dove } p_{w_rec}=q_w \times \phi = 2,7 \times 0,11 = 0,3$$

8.6. Azione sismica

8.6.1. Coefficienti sismici

In accordo al §7.11.6.2.1 delle NTC 2018, l'analisi di sicurezza del muro di sostegno è svolta mediante il metodo pseudo-statico.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima viene valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2 delle NTC 2018.

Data la presenza della ferrovia a tergo, si assume che la struttura non possa spostarsi, pertanto il coefficiente β_m assume valore unitario.

Anche nel caso sismico, la spinta viene calcolata con il metodo di Culmann, considerando la forza di inerzia aggiuntiva del cuneo di spinta stesso.

Si riportano i parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica.

- accelerazione orizzontale massima attesa (SLV): $a_g = 0.138 \text{ g}$
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.2$ (terreno cat. B)
- coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.0$ (cat. T1, terreno pianeggiante)

L'accelerazione massima di progetto risulta $a_{MAX} = a_g \times S_s \times S_T = 0,17 \text{ g}$.

Considerando un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito unitario ($\beta = 1.00$), si assumono i coefficienti sismici di seguito riportati:

- coefficiente sismico orizzontale: $K_H = 0,17$
- coefficiente sismico verticale: $K_V = \pm 0.5 \times K_H = \pm 0,085$

8.6.2. Effetti inerziali del sisma

Si riportano le azioni considerate per la determinazione dell'azione sismica:

- forze di inerzia orizzontali del muro: $F_{M_{ih}} = K_H \times W_M$
- forze di inerzia verticali del muro: $F_{M_{iv}} = K_V \times W_M$
- forze di inerzia orizzontali del rinterro: $F_{T_{ih}} = K_H \times W_T$
- forze di inerzia verticali del rinterro: $F_{T_{iv}} = K_V \times W_T$

dove:

W_M = peso del muro

W_T = peso del rinterro

8.6.3. Incremento della spinta del terreno in fase sismica

Anche nel caso sismico la spinta viene calcolata con il metodo di Culmann.

8.7. Azione eccezionale: urto da traffico veicolare E

Con riferimento al §3.6.3.3.1 delle NTC18 "Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture", le azioni da urto da considerare hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con:

$$F_{d,y} = 0,5 \times F_{d,x}$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate nella Tab. 3.6.III della normativa.

Nel caso specifico si utilizzano i seguenti valori:

$$F_{d,x} = 150 \text{ KN}$$

$$F_{d,y}=0,5 \times F_{d,x} = 75 \text{ KN}$$

Tale forza viene applicata sulla struttura a 1,25m al di sopra del piano campagna. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5m in altezza per il valore più piccolo tra 1,50m e la larghezza della membratura.

8.8. Azione eccezionale: urto da traffico ferroviario

In accordo alle NTC 2018, §3.6.3.4, al verificarsi di un deragliamento può esservi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evidenza.

Poiché l'asse del binario è ad una distanza inferiore a 5m dal muro, si assume un'azione statica equivalente pari a 1500 KN agente a 1,80m dal piano del ferro, perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

9. MODELLI DI CALCOLO

9.1. Concio tipico

9.1.1. Generalità

La "Sezione 1" rappresenta la situazione tipologica del manufatto, ovvero il "concio tipico".

L'altezza minima del paramento dal piano campagna è di 1,10m; nel modello di calcolo, a favore di sicurezza, tale altezza è stata imposta a 1,40m.

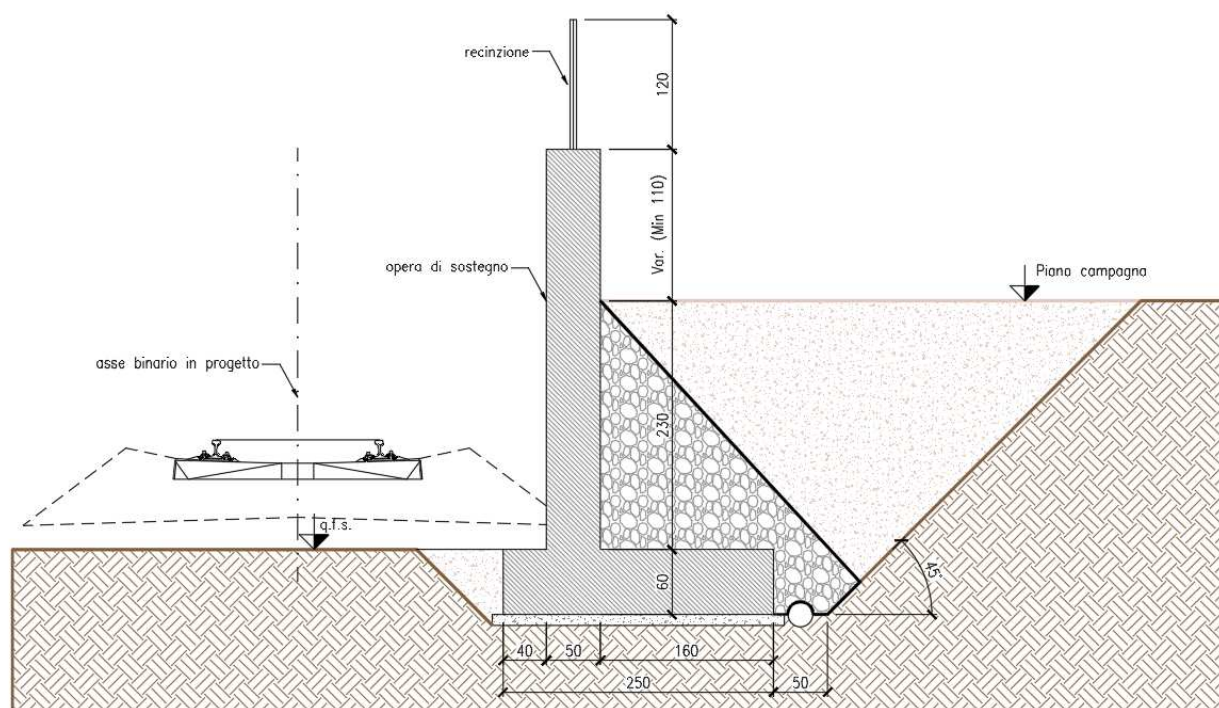


Figura 3 - Sezione 1

9.1.2. Geometria muro

Lunghezza muro	10.00	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	C32/40	
Altezza paramento	3.70	[m]
Altezza paramento libero	3.40	[m]
Spessore in sommità	0.50	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	C32/40	
Lunghezza mensola di valle	0.40	[m]
Lunghezza mensola di monte	1.60	[m]

Lunghezza totale	2.50	[m]
Inclinazione piano di posa	0.10	[°]
Spessore	0.60	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]

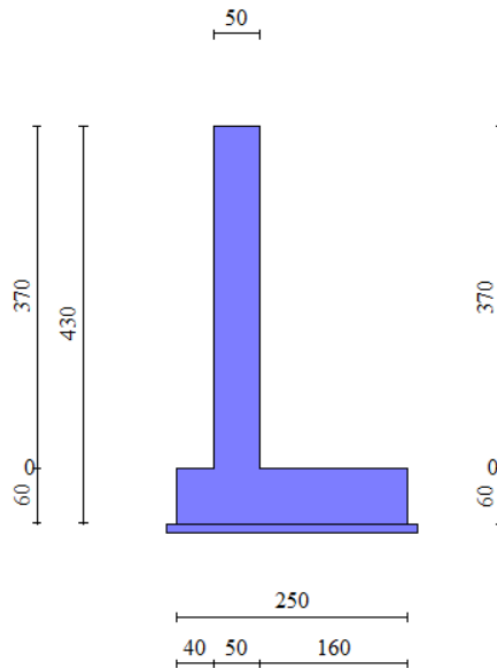


Figura 4 – Modello di calcolo – geometria della sezione – Sezione 1

9.1.3. Parametri di resistenza e stratigrafia

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]
1	Sabbia deb. limosa	17.5000	18.8000	28.000	18.670	0	0
2	Ghiaia sabbiosa	20.0000	21.0000	36.000	36.000	0	0

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

n°	H	α	Terreno
	[m]	[°]	
1	4.30	0.000	Sabbia deb. limosa
2	3.00	0.000	Ghiaia sabbiosa

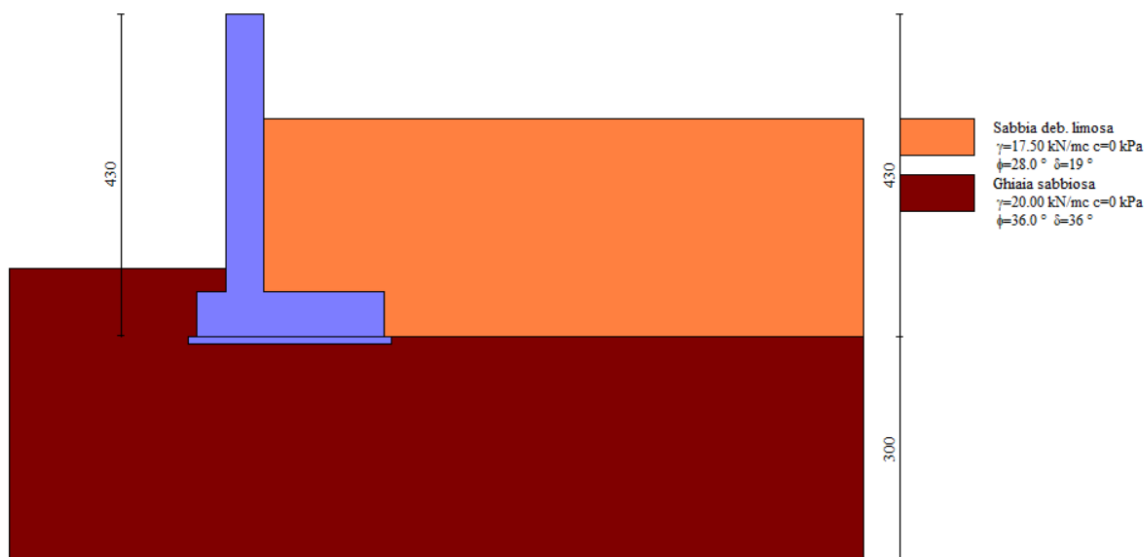


Figura 5 – Modello di calcolo – stratigrafia – Sezione 1

9.1.4. Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Condizione 1 - Vento) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	F_x	F_y	M	X_i	X_f	Q_i	Q_f
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	0.4000	0.0000	0.0000				

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
2	Concentrato	Paramento	0.00; -0.70	3.7800	0.0000	0.0000				

Condizione n° 2 (Condizione 2 – Urto veicoli) – ECCEZIONALE – Urto da traffico veicolare

La schematizzazione del carico eccezionale nel modello di calcolo è finalizzata alle verifiche geotecniche, pertanto, assumendo che la lunghezza del concio di muro L sia pari a 10m, è applicato un carico lineare distribuito di intensità pari a:

$$q_{E1}=Q_{E1}/L=150/10=15 \text{ KN/m}$$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; -0.15	15.0000	0.0000	0.0000				

Condizione n° 3 (Condizione 3 – Traffico a tergo) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75 - \Psi_1=0.75 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					0.00	8.00	20.0000	20.0000

Condizione n° 4 (Condizione 4) – ECCEZIONALE – Urto da traffico ferroviario

La schematizzazione del carico eccezionale da urto da traffico ferroviario nel modello di calcolo è finalizzata alle verifiche geotecniche, pertanto, assumendo che la lunghezza del concio di muro L sia pari a 10m, è applicato un carico lineare distribuito di intensità pari a:

$$q_{E2}=Q_{E2}/L=1500/10=150 \text{ KN/m}$$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	-150.0000	0.0000	0.0000				

9.1.5. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

9.1.6. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\varphi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

9.1.7. Coefficienti parziali γ_k per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

9.1.8. Combinazioni di carico

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Condizione 1 - Vento	1.50	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.15	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.30	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.50	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 2 - Urto veicoli	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 4 - Urto ferrovia	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 3 - Traffico a tergo	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1 - Vento	1.00	0.60	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 25 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 3 -Traffico a tergo	1.00	0.75	Sfavorevole

9.1.9. Dati sismici

Comune	Rovato
Provincia	Brescia
Regione	Lombardia
Latitudine	45.568248
Longitudine	9.999985
Indice punti di interpolazione	11828 - 12050 - 12051 - 11829
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.363	0.518
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.139	0.053
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.454	2.385
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.275	0.232
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite	Coeff. di riduzione b_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	16.675	8.338
Ultimo - Ribaltamento	1.000	16.675	8.338
Esercizio	1.000	6.331	3.166

Forma diagramma incremento sismico: rettangolare

9.1.10. Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta a riposo
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Meyerhof

Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata

Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof

Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna

Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B_gN_g$) Larghezza ridotta (B')

Fattori di forma e inclinazione del carico Fattori di inclinazione e fattori di forma

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00

Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO

Considera terreno sulla fondazione di valle NO

Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

9.1.11. Risultati per combinazione – spinte e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	64.15	18.69	60.77	20.56	1.60	-3.08
	Peso/inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/inerzia terrapieno			0.00	96.86/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			6.27	0.00	--	--
2	Spinta statica	70.44	18.69	66.73	22.58	1.60	-3.06

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	107.66/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			3.76	0.00	--	--
3	Spinta statica	38.55	18.70	36.51	12.36	1.60	-3.15
	Incremento di spinta sismica		18.63	17.65	5.97	1.60	-2.85
	Peso/Inerzia muro			13.70	82.14/6.85	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			11.82	70.86/5.91	0.80	-2.55
4	Spinta statica	38.55	18.70	36.51	12.36	1.60	-3.15
	Incremento di spinta sismica		12.82	12.15	4.11	1.60	-2.85
	Peso/Inerzia muro			13.70	82.14/-6.85	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			11.82	70.86/-5.91	0.80	-2.55
5	Spinta statica	64.15	18.69	60.77	20.56	1.60	-3.08
	Peso/Inerzia muro			0.00	106.78/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	116.20/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			6.27	0.00	--	--
6	Spinta statica	64.15	18.69	60.77	20.56	1.60	-3.08
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	116.20/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			6.27	0.00	--	--
7	Spinta statica	64.15	18.69	60.77	20.56	1.60	-3.08
	Peso/Inerzia muro			0.00	106.78/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	96.86/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			6.27	0.00	--	--
8	Spinta statica	70.44	18.69	66.73	22.58	1.60	-3.06
	Peso/Inerzia muro			0.00	106.78/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	127.00/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			3.76	0.00	--	--
9	Spinta statica	70.44	18.69	66.73	22.58	1.60	-3.06
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	127.00/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			3.76	0.00	--	--
10	Spinta statica	70.44	18.69	66.73	22.58	1.60	-3.06
	Peso/Inerzia muro			0.00	106.78/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	107.66/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			3.76	0.00	--	--
19	Spinta statica	34.82	18.70	32.98	11.16	1.60	-3.18
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	64.46/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			15.00	0.00	--	--
20	Spinta statica	34.82	18.70	32.98	11.16	1.60	-3.18
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	64.46/0.00	0.80	-2.55

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Diagramma correttivo			287.72		0.00	-2.36
	Risultante forze sul muro			-150.00	0.00	--	--
21	Spinta statica	48.81	18.69	46.23	15.64	1.60	-3.09
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	88.46/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			4.18	0.00	--	--
22	Spinta statica	34.82	18.70	32.98	11.16	1.60	-3.18
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	64.46/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			0.84	0.00	--	--
23	Spinta statica	34.82	18.70	32.98	11.16	1.60	-3.18
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	64.46/0.00	0.80	-2.55
24	Spinta statica	53.47	18.69	50.65	17.14	1.60	-3.07
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	96.46/0.00	0.80	-2.55
	Risultante forze sul muro			2.51	0.00	--	--
25	Spinta statica	48.81	18.69	46.23	15.64	1.60	-3.09
	Peso/Inerzia muro			0.00	82.14/0.00	0.02	-2.81
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	88.46/0.00	0.80	-2.55

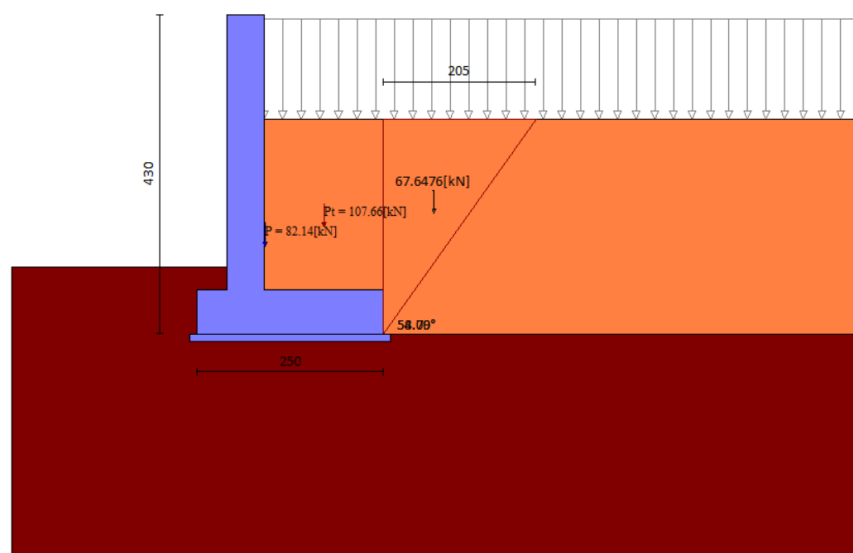


Figura 6 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 2)

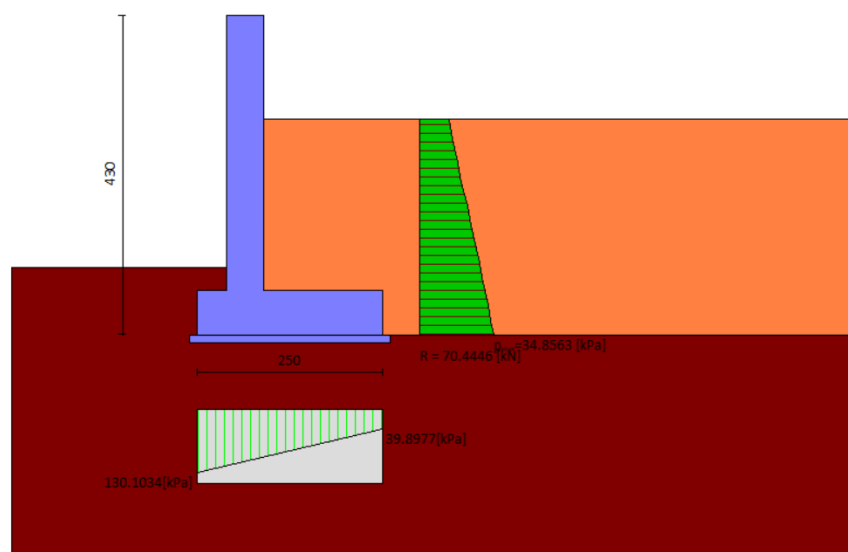


Figura 7 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 2)

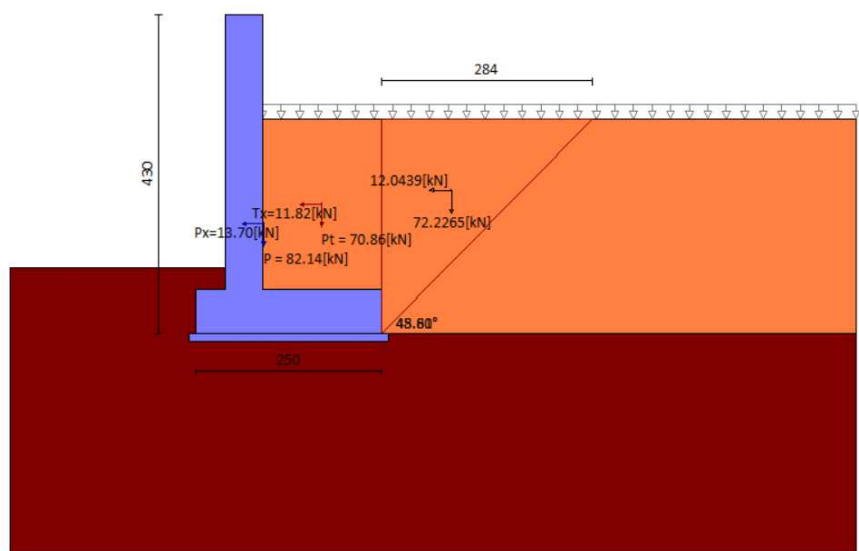


Figura 8 – Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

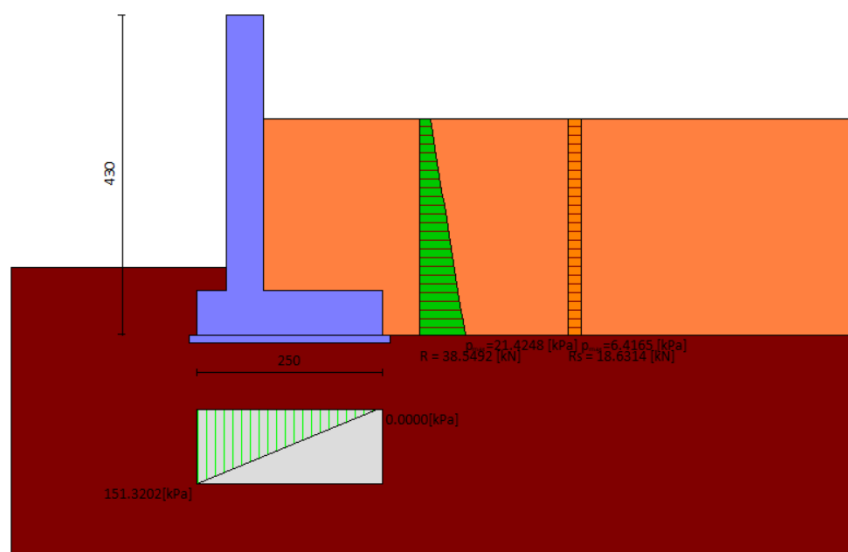


Figura 9 – Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

9.1.12. Verifiche geotecniche

9.1.12.1. Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione

S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)

FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento

FS_{UPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.175		6.169			
2 - STR (A1-M1-R3)		2.202		6.170			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.687		4.304			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.542		4.305			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.658		6.391			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.387		6.544			
7 - STR (A1-M1-R3)		2.446		6.120			
8 - STR (A1-M1-R3)		2.660		6.334			
9 - STR (A1-M1-R3)		2.403		6.515			
10 - STR (A1-M1-R3)		2.459		6.083			
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.982		
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.866		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.970		

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.843		
15 - EQU (A1-M1-R3)			3.010				
16 - EQU (A1-M1-R3)			3.270				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.377				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.028				
19 - ECC		2.404	2.148	6.956	3.239		
20 - ECC		8.086	23.247	2.410	3.239		

9.1.12.2. Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	145.08	0.00	0.00	--	--	145.08	67.04	2.175
2 - STR (A1-M1-R3)	154.39	0.00	0.00	--	--	154.39	70.49	2.202
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	133.85	0.00	0.00	--	--	133.85	79.68	1.687
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	113.95	0.00	0.00	--	--	113.95	74.17	1.542
5 - STR (A1-M1-R3)	177.03	0.00	0.00	--	--	177.03	67.04	2.658
6 - STR (A1-M1-R3)	159.13	0.00	0.00	--	--	159.13	67.04	2.387
7 - STR (A1-M1-R3)	162.98	0.00	0.00	--	--	162.98	67.04	2.446
8 - STR (A1-M1-R3)	186.35	0.00	0.00	--	--	186.35	70.49	2.660
9 - STR (A1-M1-R3)	168.44	0.00	0.00	--	--	168.44	70.49	2.403
10 - STR (A1-M1-R3)	172.29	0.00	0.00	--	--	172.29	70.49	2.459
19 - ECC	114.68	0.00	0.00	--	--	114.68	47.98	2.404
20 - ECC	264.47	0.00	0.00	--	--	264.47	32.98	8.086

9.1.12.3. Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	199.68	1231.78	879.84	6.169
2 - STR (A1-M1-R3)	212.50	1311.16	936.54	6.170
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	184.23	792.91	660.76	4.304
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	156.84	675.21	562.68	4.305
5 - STR (A1-M1-R3)	243.66	1557.32	1112.37	6.391
6 - STR (A1-M1-R3)	219.02	1433.21	1023.72	6.544
7 - STR (A1-M1-R3)	224.32	1372.76	980.54	6.120
8 - STR (A1-M1-R3)	256.48	1624.57	1160.41	6.334
9 - STR (A1-M1-R3)	231.84	1510.34	1078.81	6.515
10 - STR (A1-M1-R3)	237.14	1442.58	1030.41	6.083
19 - ECC	157.85	1097.96	1097.96	6.956
20 - ECC	157.56	379.72	379.72	2.410

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, N _γ	Fattori di capacità portante
ic, iq, i _γ	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, d _γ	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, g _γ	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, b _γ	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, s _γ	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, p _γ	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
r _γ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_{\gamma}$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	lr	lrc	Re	ry
1	50.585	0.632	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.668	0.976
	37.752	0.632	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.237	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
2	50.585	0.635	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.703	0.976
	37.752	0.635	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.243	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
3	50.585	0.549	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.581	0.976
	37.752	0.549	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.124	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
4	50.585	0.518	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.560	0.976
	37.752	0.518	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.090	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
5	50.585	0.689	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.701	0.976
	37.752	0.689	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.331	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
6	50.585	0.659	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.709	0.976
	37.752	0.659	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.281	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
7	50.585	0.666	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.665	0.976
	37.752	0.666	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.292	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
8	50.585	0.689	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.731	0.976
	37.752	0.689	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.331	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
9	50.585	0.661	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.743	0.976
	37.752	0.661	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.284	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
10	50.585	0.668	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.695	0.976
	37.752	0.668	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.295	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
19	50.585	0.661	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.540	0.976
	37.752	0.661	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.284	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
20	50.585	0.351	1.141	--	--	1.008	--	--	--	0.592	0.976
	37.752	0.351	1.071	--	--	1.004	--	--	--		
	44.426	0.000	1.071	--	--	1.004	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
2	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
3	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
4	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
5	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
6	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
7	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
8	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
9	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kN/mc]	c [kPa]
10	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
19	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0
20	0.90	2.50	2.45	20.00	36.00	0

9.1.12.4. Verifica al ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
15 - EQU (A1-M1-R3)	291.54	96.86	3.010
16 - EQU (A1-M1-R3)	314.95	96.30	3.270
17 - EQU (A1-M1-R3) H + V	258.10	108.57	2.377
18 - EQU (A1-M1-R3) H - V	237.11	116.95	2.028
19 - ECC	212.96	99.14	2.148
20 - ECC	857.85	36.90	23.247

9.1.12.5. Verifica di stabilità globale muro più terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione

C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]

R Raggio, espresso in [m]

FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
11 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 1.50	6.37	1.982
12 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 1.50	6.37	1.866
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 3.50	8.09	1.970
14 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-0.50; 3.50	8.09	1.843
19 - ECC	-1.00; 1.50	6.37	3.239
20 - ECC	-1.00; 1.50	6.37	3.239

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2.21	6.74	0.00	4.68 - 0.39	58.812	23.043	0	0.0	
2	6.20	6.74	0.00	0.39	53.240	23.043	0	0.0	
3	9.45	6.74	0.00	0.39	47.692	23.043	0	0.0	
4	12.15	6.74	0.00	0.39	42.689	23.043	0	0.0	
5	14.43	6.74	0.00	0.39	38.066	23.043	0	0.0	
6	16.37	6.74	0.00	0.39	33.720	23.043	0	0.0	
7	18.02	6.74	0.00	0.39	29.586	23.043	0	0.0	
8	19.60	6.74	0.00	0.39	25.616	23.043	0	0.0	
9	22.34	6.74	0.00	0.39	21.775	30.167	0	0.0	
10	23.45	6.74	0.00	0.39	18.034	30.167	0	0.0	
11	24.34	6.74	0.00	0.39	14.372	30.167	0	0.0	
12	25.31	6.64	0.00	0.39	10.769	30.167	0	0.0	
13	45.22	0.00	0.00	0.39	7.209	30.167	0	0.0	
14	16.64	0.00	0.00	0.39	3.676	30.167	0	0.0	
15	11.05	0.00	0.00	0.39	0.158	30.167	0	0.0	
16	10.49	0.00	0.00	0.39	-3.360	30.167	0	0.0	
17	10.22	0.00	0.00	0.39	-6.890	30.167	0	0.0	
18	9.75	0.00	0.00	0.39	-10.448	30.167	0	0.0	
19	9.09	0.00	0.00	0.39	-14.046	30.167	0	0.0	
20	8.22	0.00	0.00	0.39	-17.703	30.167	0	0.0	
21	7.13	0.00	0.00	0.39	-21.435	30.167	0	0.0	
22	5.86	0.00	0.00	0.39	-25.267	30.167	0	0.0	
23	4.48	0.00	0.00	0.39	-29.224	30.167	0	0.0	
24	2.85	0.00	0.00	0.39	-33.341	30.167	0	0.0	
25	0.95	0.00	0.00	-5.08 - 0.39	-36.494	30.167	0	0.0	

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2.21	8.99	0.00	4.68 - 0.39	58.812	23.043	0	0.0	
2	6.20	8.99	0.00	0.39	53.240	23.043	0	0.0	
3	9.45	8.99	0.00	0.39	47.692	23.043	0	0.0	
4	12.15	8.99	0.00	0.39	42.689	23.043	0	0.0	
5	14.43	8.99	0.00	0.39	38.066	23.043	0	0.0	
6	16.37	8.99	0.00	0.39	33.720	23.043	0	0.0	
7	18.02	8.99	0.00	0.39	29.586	23.043	0	0.0	
8	19.60	8.99	0.00	0.39	25.616	23.043	0	0.0	
9	22.34	8.99	0.00	0.39	21.775	30.167	0	0.0	
10	23.45	8.99	0.00	0.39	18.034	30.167	0	0.0	
11	24.34	8.99	0.00	0.39	14.372	30.167	0	0.0	
12	25.31	8.85	0.00	0.39	10.769	30.167	0	0.0	
13	45.22	0.00	0.00	0.39	7.209	30.167	0	0.0	
14	16.64	0.00	0.00	0.39	3.676	30.167	0	0.0	
15	11.05	0.00	0.00	0.39	0.158	30.167	0	0.0	
16	10.49	0.00	0.00	0.39	-3.360	30.167	0	0.0	
17	10.22	0.00	0.00	0.39	-6.890	30.167	0	0.0	
18	9.75	0.00	0.00	0.39	-10.448	30.167	0	0.0	
19	9.09	0.00	0.00	0.39	-14.046	30.167	0	0.0	
20	8.22	0.00	0.00	0.39	-17.703	30.167	0	0.0	
21	7.13	0.00	0.00	0.39	-21.435	30.167	0	0.0	
22	5.86	0.00	0.00	0.39	-25.267	30.167	0	0.0	
23	4.48	0.00	0.00	0.39	-29.224	30.167	0	0.0	
24	2.85	0.00	0.00	0.39	-33.341	30.167	0	0.0	
25	0.95	0.00	0.00	-5.08 - 0.39	-36.494	30.167	0	0.0	

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.88	1.71	0.00	5.95 - 0.43	49.580	28.000	0	0.0	
2	5.41	1.71	0.00	0.43	45.936	28.000	0	0.0	
3	8.49	1.71	0.00	0.43	41.728	28.000	0	0.0	
4	11.16	1.71	0.00	0.43	37.782	28.000	0	0.0	
5	13.48	1.71	0.00	0.43	34.038	28.000	0	0.0	
6	15.51	1.71	0.00	0.43	30.453	28.000	0	0.0	
7	17.26	1.71	0.00	0.43	26.997	28.000	0	0.0	
8	18.78	1.71	0.00	0.43	23.643	28.000	0	0.0	
9	20.07	1.71	0.00	0.43	20.374	28.000	0	0.0	
10	21.16	1.71	0.00	0.43	17.174	28.000	0	0.0	
11	23.59	1.71	0.00	0.43	14.027	36.000	0	0.0	
12	24.72	1.71	0.00	0.43	10.924	36.000	0	0.0	
13	25.32	1.71	0.00	0.43	7.853	36.000	0	0.0	
14	24.82	1.56	0.00	0.43	4.804	36.000	0	0.0	
15	47.53	0.00	0.00	0.43	1.769	36.000	0	0.0	
16	11.32	0.00	0.00	0.43	-1.261	36.000	0	0.0	
17	9.04	0.00	0.00	0.43	-4.295	36.000	0	0.0	
18	8.64	0.00	0.00	0.43	-7.341	36.000	0	0.0	
19	8.06	0.00	0.00	0.43	-10.408	36.000	0	0.0	
20	7.29	0.00	0.00	0.43	-13.505	36.000	0	0.0	
21	6.36	0.00	0.00	0.43	-16.644	36.000	0	0.0	
22	5.30	0.00	0.00	0.43	-19.834	36.000	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	4.04	0.00	0.00	0.43	-23.091	36.000	0	0.0	
24	2.56	0.00	0.00	0.43	-26.429	36.000	0	0.0	
25	0.85	0.00	0.00	-4.74 - 0.43	-28.911	36.000	0	0.0	

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	1.88	1.71	0.00	5.95 - 0.43	49.580	28.000	0	0.0	
2	5.41	1.71	0.00	0.43	45.936	28.000	0	0.0	
3	8.49	1.71	0.00	0.43	41.728	28.000	0	0.0	
4	11.16	1.71	0.00	0.43	37.782	28.000	0	0.0	
5	13.48	1.71	0.00	0.43	34.038	28.000	0	0.0	
6	15.51	1.71	0.00	0.43	30.453	28.000	0	0.0	
7	17.26	1.71	0.00	0.43	26.997	28.000	0	0.0	
8	18.78	1.71	0.00	0.43	23.643	28.000	0	0.0	
9	20.07	1.71	0.00	0.43	20.374	28.000	0	0.0	
10	21.16	1.71	0.00	0.43	17.174	28.000	0	0.0	
11	23.59	1.71	0.00	0.43	14.027	36.000	0	0.0	
12	24.72	1.71	0.00	0.43	10.924	36.000	0	0.0	
13	25.32	1.71	0.00	0.43	7.853	36.000	0	0.0	
14	24.82	1.56	0.00	0.43	4.804	36.000	0	0.0	
15	47.53	0.00	0.00	0.43	1.769	36.000	0	0.0	
16	11.32	0.00	0.00	0.43	-1.261	36.000	0	0.0	
17	9.04	0.00	0.00	0.43	-4.295	36.000	0	0.0	
18	8.64	0.00	0.00	0.43	-7.341	36.000	0	0.0	
19	8.06	0.00	0.00	0.43	-10.408	36.000	0	0.0	
20	7.29	0.00	0.00	0.43	-13.505	36.000	0	0.0	
21	6.36	0.00	0.00	0.43	-16.644	36.000	0	0.0	
22	5.30	0.00	0.00	0.43	-19.834	36.000	0	0.0	
23	4.04	0.00	0.00	0.43	-23.091	36.000	0	0.0	
24	2.56	0.00	0.00	0.43	-26.429	36.000	0	0.0	
25	0.85	0.00	0.00	-4.74 - 0.43	-28.911	36.000	0	0.0	

Combinazione n° 19 - ECC

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2.21	0.00	0.00	4.68 - 0.39	58.812	28.000	0	0.0	
2	6.20	0.00	0.00	0.39	53.240	28.000	0	0.0	
3	9.45	0.00	0.00	0.39	47.692	28.000	0	0.0	
4	12.15	0.00	0.00	0.39	42.689	28.000	0	0.0	
5	14.43	0.00	0.00	0.39	38.066	28.000	0	0.0	
6	16.37	0.00	0.00	0.39	33.720	28.000	0	0.0	
7	18.02	0.00	0.00	0.39	29.586	28.000	0	0.0	
8	19.60	0.00	0.00	0.39	25.616	28.000	0	0.0	
9	22.34	0.00	0.00	0.39	21.775	36.000	0	0.0	
10	23.45	0.00	0.00	0.39	18.034	36.000	0	0.0	
11	24.34	0.00	0.00	0.39	14.372	36.000	0	0.0	
12	25.31	0.00	0.00	0.39	10.769	36.000	0	0.0	
13	45.22	0.00	0.00	0.39	7.209	36.000	0	0.0	
14	16.64	0.00	0.00	0.39	3.676	36.000	0	0.0	
15	11.05	0.00	0.00	0.39	0.158	36.000	0	0.0	
16	10.49	0.00	0.00	0.39	-3.360	36.000	0	0.0	
17	10.22	0.00	0.00	0.39	-6.890	36.000	0	0.0	
18	9.75	0.00	0.00	0.39	-10.448	36.000	0	0.0	
19	9.09	0.00	0.00	0.39	-14.046	36.000	0	0.0	
20	8.22	0.00	0.00	0.39	-17.703	36.000	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
21	7.13	0.00	0.00	0.39	-21.435	36.000	0	0.0	
22	5.86	0.00	0.00	0.39	-25.267	36.000	0	0.0	
23	4.48	0.00	0.00	0.39	-29.224	36.000	0	0.0	
24	2.85	0.00	0.00	0.39	-33.341	36.000	0	0.0	
25	0.95	0.00	0.00	-5.08 - 0.39	-36.494	36.000	0	0.0	

Combinazione n° 20 – ECC

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2.21	0.00	0.00	4.68 - 0.39	58.812	28.000	0	0.0	
2	6.20	0.00	0.00	0.39	53.240	28.000	0	0.0	
3	9.45	0.00	0.00	0.39	47.692	28.000	0	0.0	
4	12.15	0.00	0.00	0.39	42.689	28.000	0	0.0	
5	14.43	0.00	0.00	0.39	38.066	28.000	0	0.0	
6	16.37	0.00	0.00	0.39	33.720	28.000	0	0.0	
7	18.02	0.00	0.00	0.39	29.586	28.000	0	0.0	
8	19.60	0.00	0.00	0.39	25.616	28.000	0	0.0	
9	22.34	0.00	0.00	0.39	21.775	36.000	0	0.0	
10	23.45	0.00	0.00	0.39	18.034	36.000	0	0.0	
11	24.34	0.00	0.00	0.39	14.372	36.000	0	0.0	
12	25.31	0.00	0.00	0.39	10.769	36.000	0	0.0	
13	45.22	0.00	0.00	0.39	7.209	36.000	0	0.0	
14	16.64	0.00	0.00	0.39	3.676	36.000	0	0.0	
15	11.05	0.00	0.00	0.39	0.158	36.000	0	0.0	
16	10.49	0.00	0.00	0.39	-3.360	36.000	0	0.0	
17	10.22	0.00	0.00	0.39	-6.890	36.000	0	0.0	
18	9.75	0.00	0.00	0.39	-10.448	36.000	0	0.0	
19	9.09	0.00	0.00	0.39	-14.046	36.000	0	0.0	
20	8.22	0.00	0.00	0.39	-17.703	36.000	0	0.0	
21	7.13	0.00	0.00	0.39	-21.435	36.000	0	0.0	
22	5.86	0.00	0.00	0.39	-25.267	36.000	0	0.0	
23	4.48	0.00	0.00	0.39	-29.224	36.000	0	0.0	
24	2.85	0.00	0.00	0.39	-33.341	36.000	0	0.0	
25	0.95	0.00	0.00	-5.08 - 0.39	-36.494	36.000	0	0.0	

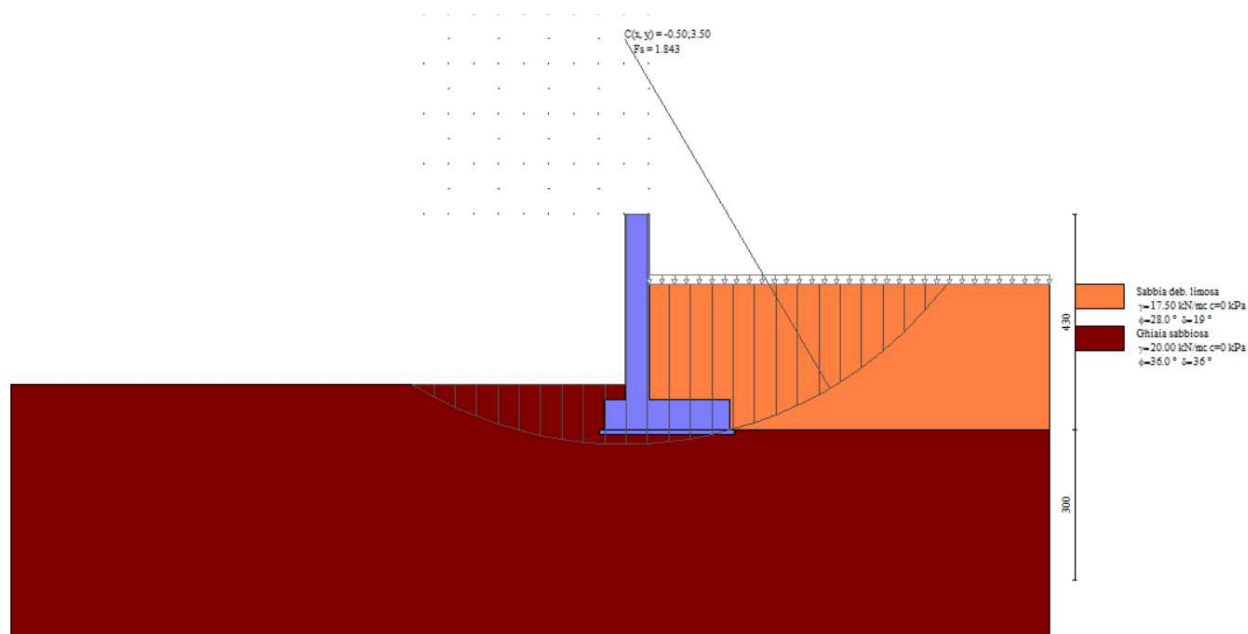


Figura 10 – Stabilità del fronte di scavo – cerchio critico (Combinazione n° 14)

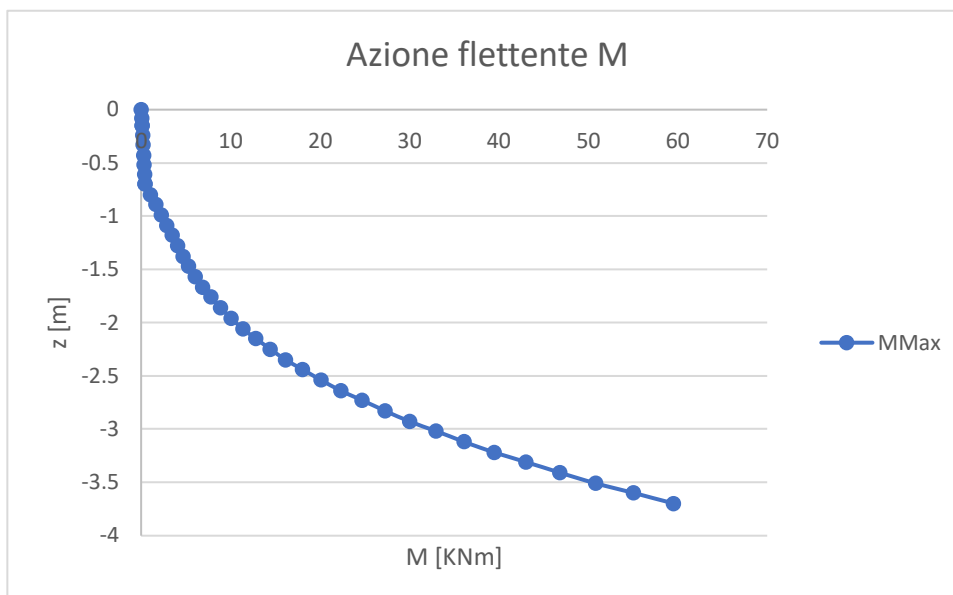
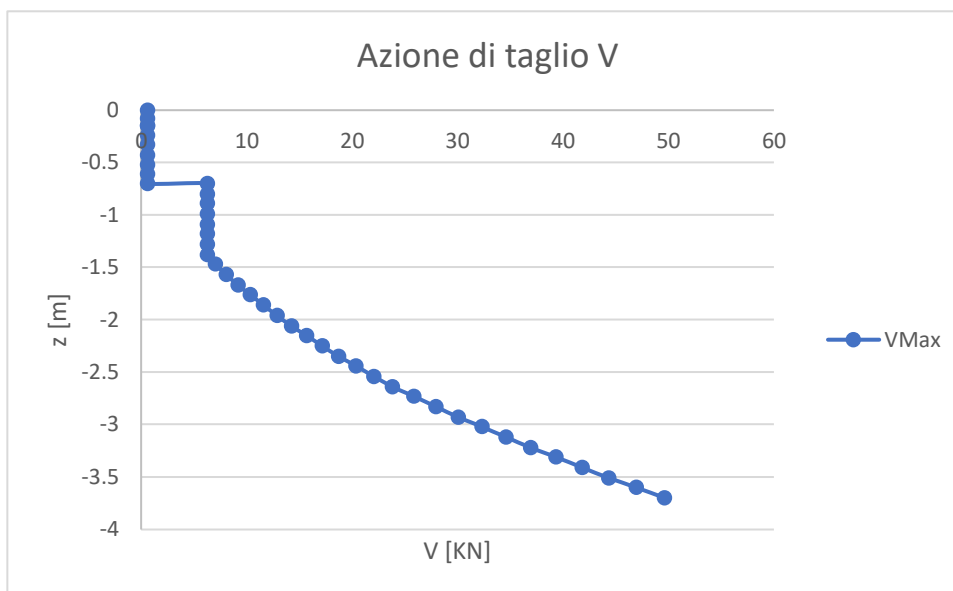
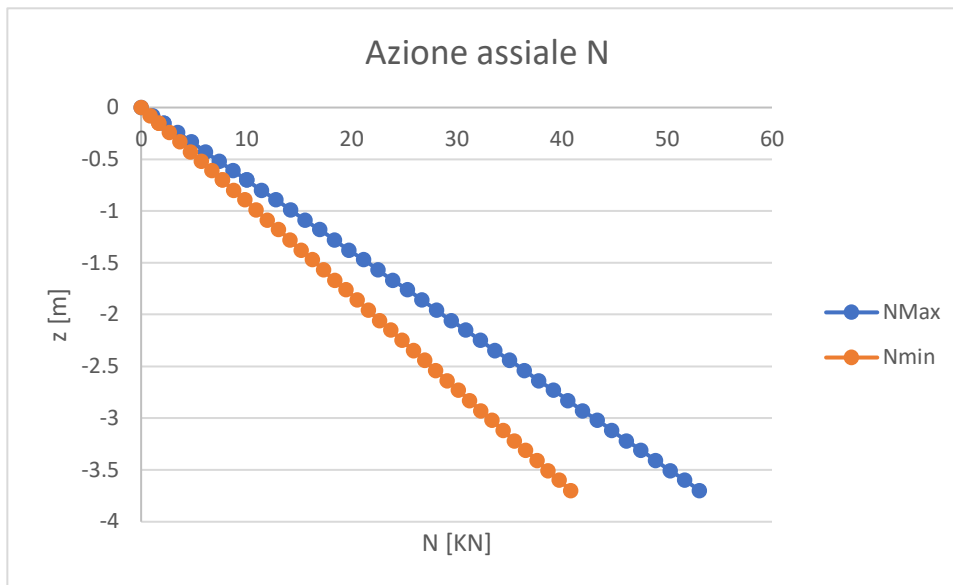
9.1.13. Risultati per combinazione – azioni interne nel paramento e in fondazione

9.1.13.1. Combinazioni SLU statiche – involucro -paramento

Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni nel paramento per le combinazioni 1,2,5,6,7,8,9,10

n°	X	N _{Max}	N _{Min}	V _{Max}	M _{Max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	0	0	0	0.6	0
2	-0.08	1.08	0.83	0.6	0.05
3	-0.15	2.15	1.65	0.6	0.09
4	-0.15	2.15	1.65	0.6	0.09
5	-0.24	3.47	2.67	0.6	0.15
6	-0.33	4.78	3.68	0.6	0.2
7	-0.43	6.1	4.69	0.6	0.26
8	-0.52	7.41	5.7	0.6	0.31
9	-0.61	8.72	6.71	0.6	0.37
10	-0.7	10.04	7.72	0.6	0.42
11	-0.7	10.04	7.72	6.27	0.42
12	-0.8	11.43	8.79	6.27	1.03
13	-0.89	12.82	9.86	6.27	1.63
14	-0.99	14.2	10.93	6.27	2.24
15	-1.09	15.59	11.99	6.27	2.85
16	-1.18	16.98	13.06	6.27	3.45

17	-1.28	18.37	14.13	6.27	4.06
18	-1.38	19.76	15.2	6.27	4.67
19	-1.47	21.15	16.27	7.03	5.3
20	-1.57	22.53	17.33	8.07	6.03
21	-1.67	23.92	18.4	9.18	6.87
22	-1.76	25.31	19.47	10.35	7.81
23	-1.86	26.7	20.54	11.58	8.87
24	-1.96	28.09	21.61	12.88	10.06
25	-2.06	29.48	22.67	14.25	11.37
26	-2.15	30.86	23.74	15.68	12.82
27	-2.25	32.25	24.81	17.17	14.41
28	-2.35	33.64	25.88	18.73	16.14
29	-2.44	35.03	26.95	20.36	18.04
30	-2.54	36.42	28.01	22.05	20.09
31	-2.64	37.81	29.08	23.83	22.31
32	-2.73	39.19	30.15	25.85	24.7
33	-2.83	40.58	31.22	27.94	27.27
34	-2.93	41.97	32.29	30.08	30.03
35	-3.02	43.36	33.35	32.3	32.97
36	-3.12	44.75	34.42	34.58	36.12
37	-3.22	46.14	35.49	36.92	39.47
38	-3.31	47.52	36.56	39.33	43.03
39	-3.41	48.91	37.63	41.8	46.81
40	-3.51	50.3	38.69	44.34	50.81
41	-3.6	51.69	39.76	46.94	55.04
42	-3.7	53.08	40.83	49.61	59.51

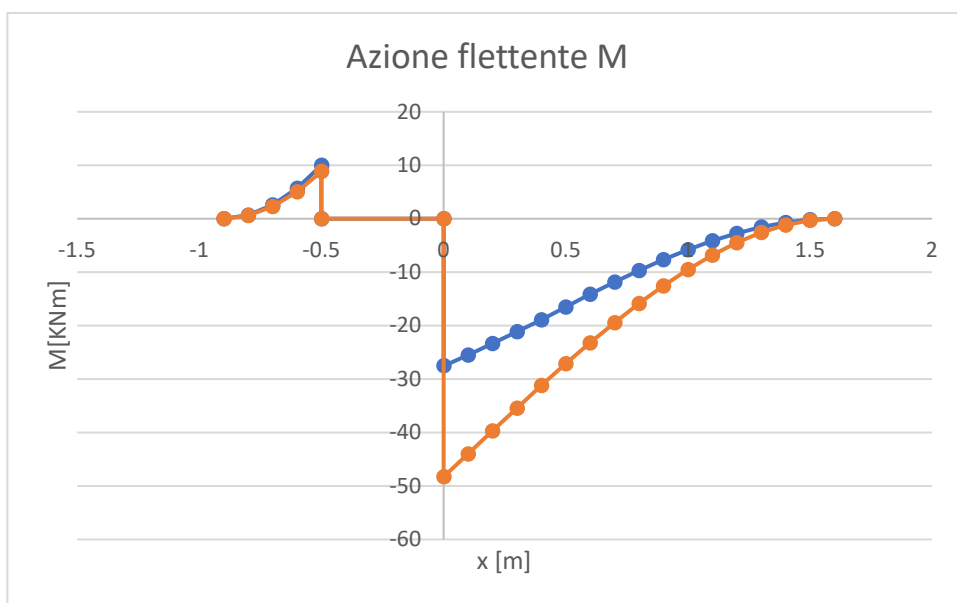
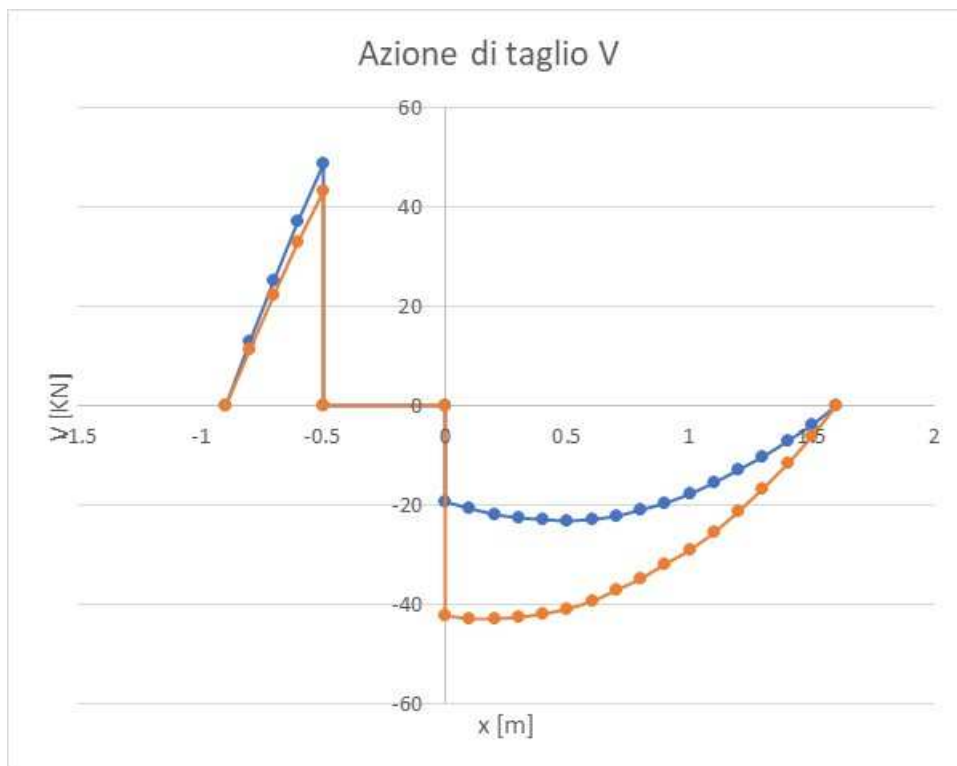


Riassunto azioni interne paramento – SLU (statiche)				
	N _{Max} [kN/m]	N _{Min} [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Base paramento	53	41	50	60

9.1.13.2. Combinazioni SLU statiche – involucro - fondazione

Si riporta l'involucro delle sollecitazioni nella fondazione per le combinazioni 1,2,5,6,7,8,9,10

n°	X	V _{Max}	V _{min}	M _{Max}	M _{min}
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	-0.9	0	0	0	0
2	-0.8	12.87	11.33	0.65	0.57
3	-0.7	25.27	22.36	2.56	2.26
4	-0.6	37.28	32.99	5.69	5.03
5	-0.5	48.88	43.27	10	8.85
	-0.5	0	0	0	0
	0	0	0	0	0
6	0	-19.13	-42.31	-27.5	-48.26
8	0.1	-20.61	-42.83	-25.51	-44
9	0.2	-21.74	-42.93	-23.39	-39.71
10	0.3	-22.51	-42.61	-21.17	-35.43
11	0.4	-22.92	-41.87	-18.9	-31.2
12	0.5	-22.97	-40.7	-16.54	-27.13
13	0.6	-22.67	-39.11	-14.16	-23.23
14	0.7	-22.01	-37.1	-11.87	-19.47
15	0.8	-20.99	-34.67	-9.69	-15.9
16	0.9	-19.48	-31.95	-7.66	-12.57
17	1	-17.58	-28.84	-5.8	-9.53
18	1.1	-15.38	-25.25	-4.15	-6.82
19	1.2	-12.9	-21.17	-2.74	-4.49
20	1.3	-10.11	-16.6	-1.58	-2.6
21	1.4	-7.04	-11.55	-0.72	-1.19
22	1.5	-3.67	-6.02	-0.19	-0.3
23	1.6	0	0	0	0



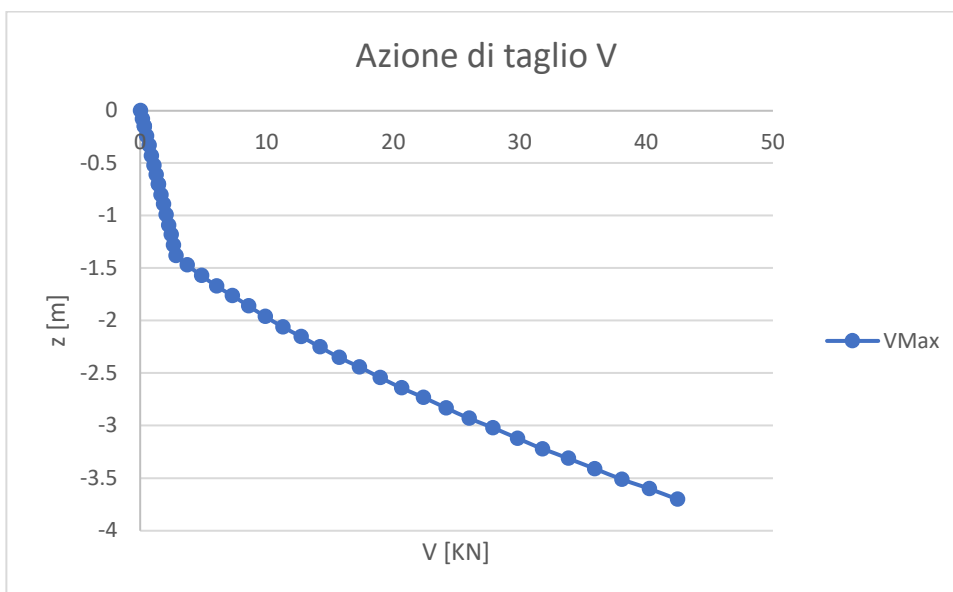
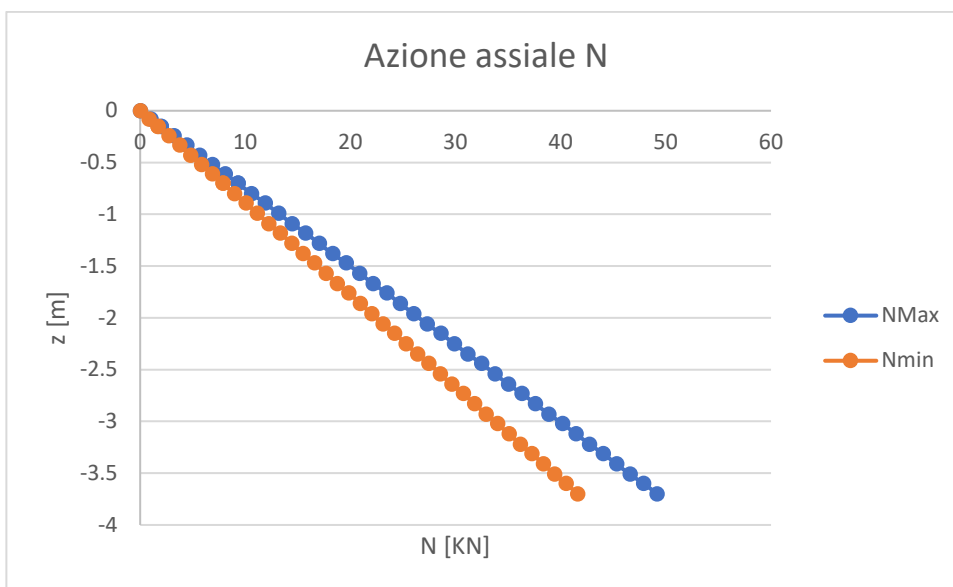
Riassunto azioni interne fondazione – SLU (statiche)				
	V_{Max} [kN/m]	V_{Min} [kN/m]	M_{Max} [kNm/m]	M_{Min} [kNm/m]
Fondazione	49	-43	9	-48

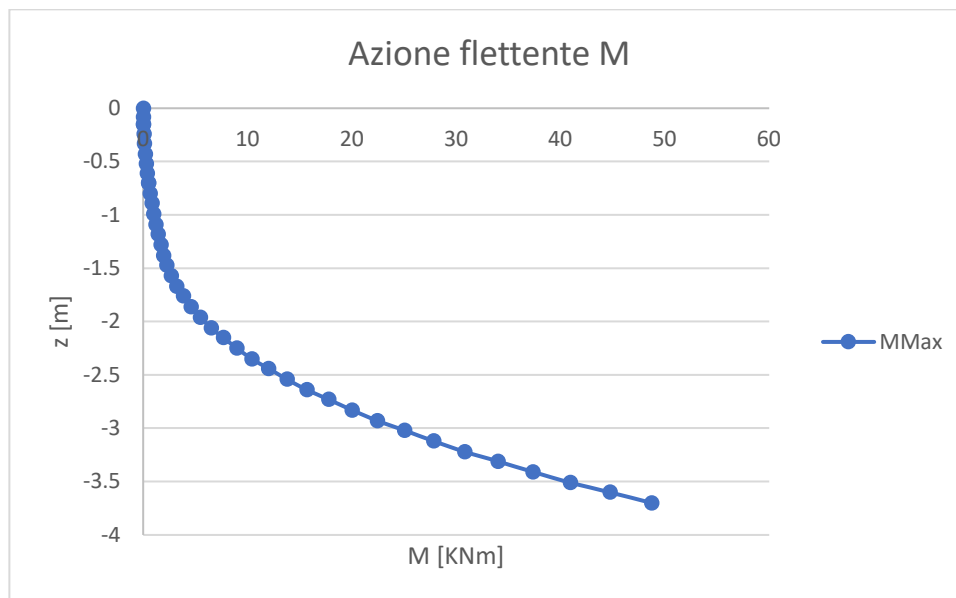
9.1.13.3. Combinazione SLU sismiche – Involuppo - paramento

Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni nel paramento per le combinazioni in condizioni sismica (combinazioni 3 e 4)

n°	X	N _{Max}	N _{Min}	V _{Max}	M _{Max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	0	0	0	0	0
2	-0.08	1	0.84	0.15	0.01
3	-0.15	1.99	1.69	0.31	0.02
4	-0.15	1.99	1.69	0.31	0.02
5	-0.24	3.21	2.72	0.49	0.06
6	-0.33	4.43	3.75	0.68	0.11
7	-0.43	5.64	4.78	0.87	0.18
8	-0.52	6.86	5.81	1.06	0.27
9	-0.61	8.08	6.84	1.24	0.38
10	-0.7	9.3	7.87	1.43	0.5
11	-0.7	9.3	7.87	1.43	0.5
12	-0.8	10.58	8.95	1.63	0.65
13	-0.89	11.87	10.04	1.83	0.82
14	-0.99	13.15	11.13	2.02	1
15	-1.09	14.44	12.22	2.22	1.21
16	-1.18	15.72	13.3	2.42	1.43
17	-1.28	17.01	14.39	2.62	1.68
18	-1.38	18.3	15.48	2.82	1.94
19	-1.47	19.58	16.57	3.7	2.25
20	-1.57	20.87	17.65	4.84	2.66
21	-1.67	22.15	18.74	6.02	3.19
22	-1.76	23.44	19.83	7.26	3.83
23	-1.86	24.72	20.92	8.55	4.59
24	-1.96	26.01	22.01	9.88	5.48
25	-2.06	27.29	23.09	11.27	6.51
26	-2.15	28.58	24.18	12.7	7.67
27	-2.25	29.87	25.27	14.19	8.97
28	-2.35	31.15	26.36	15.72	10.42
29	-2.44	32.44	27.44	17.31	12.01
30	-2.54	33.72	28.53	18.94	13.77
31	-2.64	35.01	29.62	20.63	15.68
32	-2.73	36.29	30.71	22.36	17.76
33	-2.83	37.58	31.8	24.15	20.01

34	-2.93	38.86	32.88	25.98	22.44
35	-3.02	40.15	33.97	27.86	25.04
36	-3.12	41.44	35.06	29.8	27.84
37	-3.22	42.72	36.15	31.78	30.82
38	-3.31	44.01	37.23	33.82	33.99
39	-3.41	45.29	38.32	35.9	37.36
40	-3.51	46.58	39.41	38.04	40.94
41	-3.6	47.86	40.5	40.22	44.73
42	-3.7	49.15	41.58	42.45	48.73





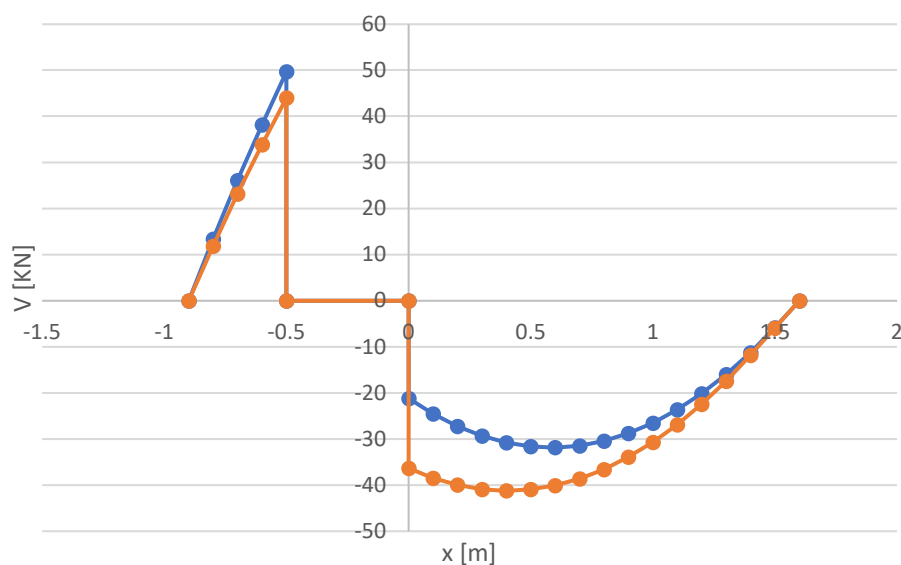
Riassunto azioni interne paramento – SLU (sismiche)				
	N_{Max} [kN/m]	N_{Min} [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Base paramento	49	42	42	49

9.1.13.4. Combinazioni SLU sismiche – involucro - fondazione

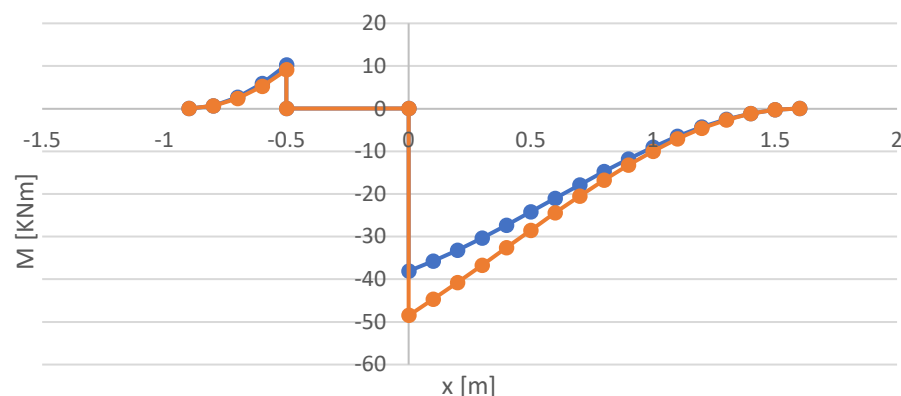
n°	X	V_{Max}	V_{min}	M_{Max}	M_{min}
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	-0.9	0	0	0	0
2	-0.8	13.35	11.88	0.67	0.6
3	-0.7	26.08	23.17	2.65	2.36
4	-0.6	38.19	33.86	5.87	5.21
5	-0.5	49.67	43.96	10.27	9.11
	-0.5	0	0	0	0
	0	0	0	0	0
6	0	-21.19	-36.34	-38.07	-48.47
7	0.1	-24.52	-38.45	-35.78	-44.72
8	0.2	-27.23	-39.96	-33.19	-40.8
9	0.3	-29.32	-40.88	-30.36	-36.75
10	0.4	-30.78	-41.21	-27.35	-32.64
11	0.5	-31.63	-40.94	-24.22	-28.53
12	0.6	-31.85	-40.08	-21.04	-24.47
13	0.7	-31.45	-38.63	-17.87	-20.53
14	0.8	-30.43	-36.58	-14.77	-16.76
15	0.9	-28.78	-33.93	-11.81	-13.23

16	1	-26.52	-30.7	-9.04	-10
17	1.1	-23.63	-26.86	-6.53	-7.11
18	1.2	-20.12	-22.44	-4.33	-4.64
19	1.3	-15.99	-17.42	-2.52	-2.65
20	1.4	-11.24	-11.8	-1.16	-1.18
21	1.5	-5.86	-5.9	-0.29	-0.3
22	1.6	0	0	0	0

Azione di taglio V



Azione flettente M



Riassunto azioni interne fondazione – SLU (sismiche)				
	V _{Max} [kN/m]	V _{Min} [kN/m]	M _{Max} [kNm/m]	M _{Min} [kNm/m]
Fondazione	50	-41	10	-48

9.1.13.5. Combinazione eccezionale – paramento

Per quanto riguarda le azioni eccezionali, le sezioni dimensionanti a taglio e a flessione sono nel paramento, pertanto si analizzano le sollecitazioni all'interno di questi elementi. Le verifiche geotecniche e globali per tale combinazione sono riportate nei paragrafi precedenti.

Urto da traffico veicolare

$$E_{\text{veic}} = 150 \text{ kN}$$

$$L_{\text{veic}} = 1,5 \text{ m}$$

$$e_{\text{veic}} = E_{\text{veic}} / L_{\text{veic}} = 150 / 1,5 = 100 \text{ kN/m}$$

Urto da traffico ferroviario

L'azione da urto per traffico ferroviario viene applicata ad un'impronta di carico di 1mx1m sul paramento, lato ferrovia. Il carico viene diffuso con un angolo di 45° fino all'asse del muro.

La larghezza di influenza del carico è quindi variabile con la quota (nelle tabelle successive, tale parametro è indicato con L).

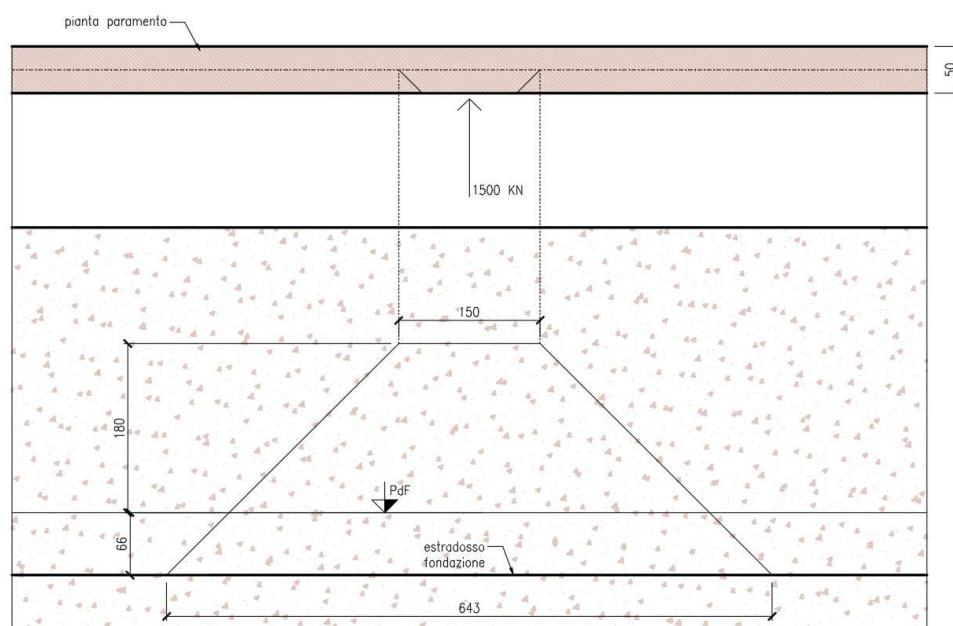


Figura 11 – Schema di diffusione del carico da urto

$$E_{\text{ferr}} = 1500 \text{ kN}$$

$$f_{ferr} = F_{ferr} / L$$

n°	X	N _{urto_TF}	N _{G1}	N _{TOT_urto TF}	N _{TOT_urto ferr}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0		0	0	0
2	-0.08		0.83	0.83	0.83
3	-0.15		1.65	1.65	1.65
4	-0.15	0	1.65	1.65	1.65
5	-0.24	0	2.67	2.67	2.67
6	-0.33	0	3.68	3.68	3.68
7	-0.43	0	4.69	4.69	4.69
8	-0.52	0	5.7	5.7	5.7
9	-0.61	0	6.71	6.71	6.71
10	-0.7	0	7.72	7.72	7.72
11	-0.7	0	7.72	7.72	7.72
12	-0.8	0	8.79	8.79	8.79
13	-0.89	0	9.86	9.86	9.86
14	-0.99	0	10.93	10.93	10.93
15	-1.09	0	11.99	11.99	11.99
16	-1.18	0	13.06	13.06	13.06
17	-1.28	0	14.13	14.13	14.13
18	-1.38	0	15.2	15.2	15.2
19	-1.47	0	16.27	16.27	16.27
20	-1.57	0	17.33	17.33	17.33
21	-1.67	0	18.4	18.4	18.4
22	-1.76	0	19.47	19.47	19.47
23	-1.86	0	20.54	20.54	20.54
24	-1.96	0	21.61	21.61	21.61
25	-2.06	0	22.67	22.67	22.67
26	-2.15	0	23.74	23.74	23.74
27	-2.25	0	24.81	24.81	24.81
28	-2.35	0	25.88	25.88	25.88
29	-2.44	0	26.95	26.95	26.95
30	-2.54	0	28.01	28.01	28.01
31	-2.64	0	29.08	29.08	29.08
32	-2.73	0	30.15	30.15	30.15
33	-2.83	0	31.22	31.22	31.22
34	-2.93	0	32.29	32.29	32.29

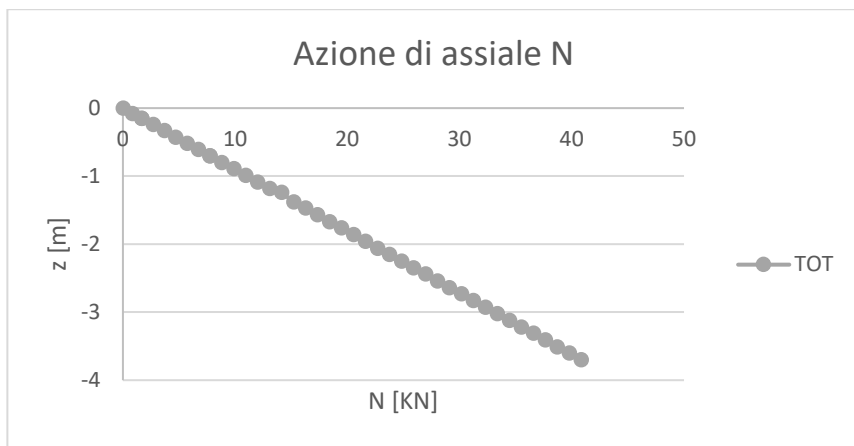
35	-3.02	0	33.35	33.35	33.35
36	-3.12	0	34.42	34.42	34.42
37	-3.22	0	35.49	35.49	35.49
38	-3.31	0	36.56	36.56	36.56
39	-3.41	0	37.63	37.63	37.63
40	-3.51	0	38.69	38.69	38.69
41	-3.6	0	39.76	39.76	39.76
42	-3.7	0	40.83	40.83	40.83

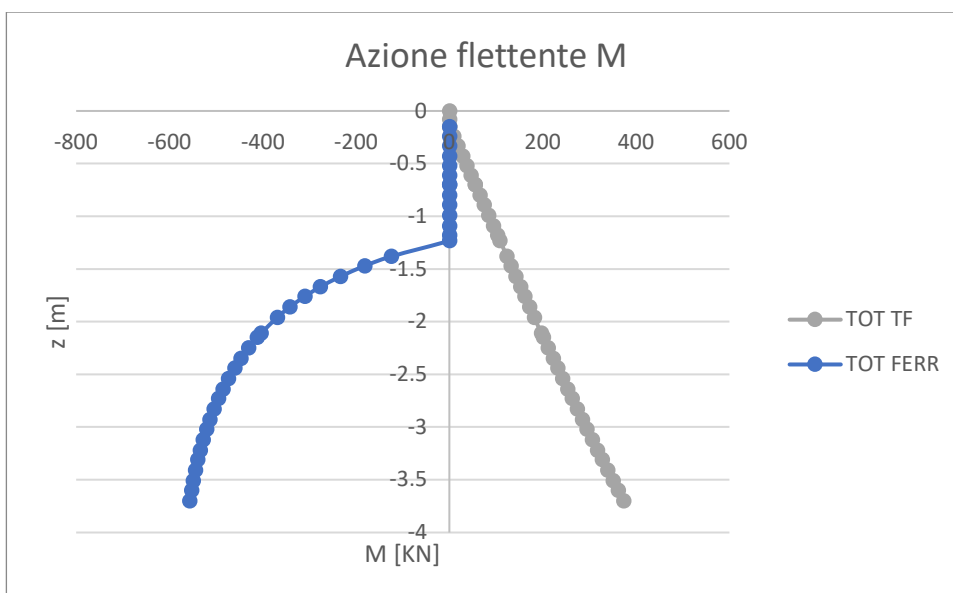
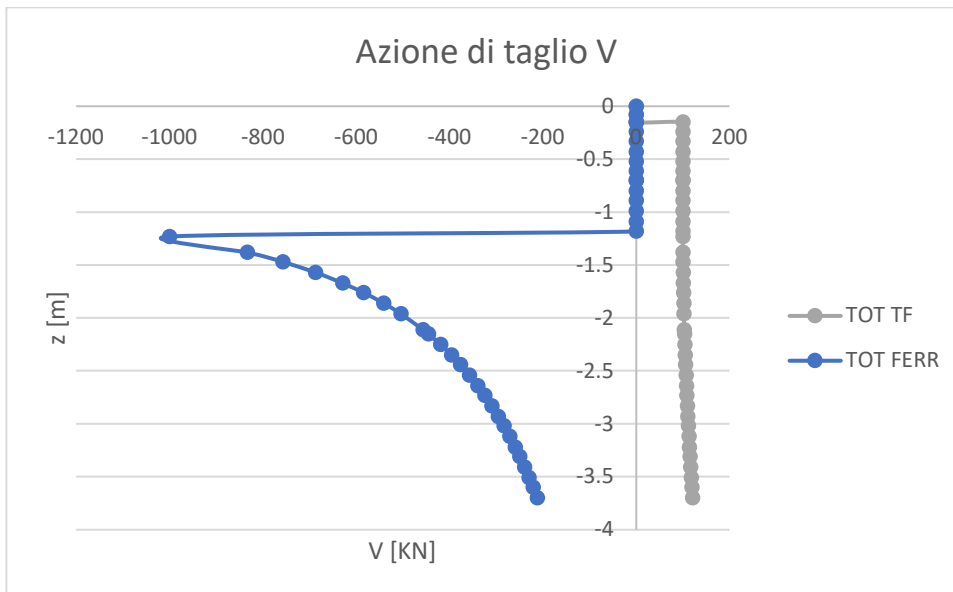
n°	X	Vurto_TF	VSP_terr	VTOT_urto_TF	L	Furto_ferr	Vurto_ferr	VTOT_urto_ferr
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0	0	0	0	0.0	0.0	0	0
2	-0.08	0	0	0	0.0	0.0	0	0
3	-0.15	0	0	0	0.0	0.0	0	0
4	-0.15	100	0	100	0.0	0.0	0	0
5	-0.24	100	0	100	0.0	0.0	0	0
6	-0.33	100	0	100	0.0	0.0	0	0
7	-0.43	100	0	100	0.0	0.0	0	0
8	-0.52	100	0	100	0.0	0.0	0	0
9	-0.61	100	0	100	0.0	0.0	0	0
10	-0.7	100	0	100	0.0	0.0	0	0
11	-0.7	100	0	100	0.0	0.0	0	0
12	-0.8	100	0	100	0.0	0.0	0	0
13	-0.89	100	0	100	0.00	0.0	0	0
14	-0.99	100	0	100	0.00	0.0	0	0
15	-1.09	100	0	100	0.00	0.0	0	0
16	-1.18	100	0	100	0.00	0.0	0	0
17	-1.23	100	0	100	1.50	1000.0	-1000	-1000
18	-1.38	100	0	100	1.80	833.3	-833	-833
19	-1.47	100	0	100	1.98	757.6	-758	-757
20	-1.57	100	1	101	2.18	688.1	-688	-688
21	-1.67	100	1	101	2.38	630.3	-630	-629
22	-1.76	100	1	101	2.56	585.9	-586	-585
23	-1.86	100	2	102	2.76	543.5	-543	-542
24	-1.96	100	2	102	2.96	506.8	-507	-504
25	-2.11	100	3	103	3.26	460.1	-460	-457
26	-2.15	100	4	104	3.34	449.1	-449	-445
27	-2.25	100	4	104	3.54	423.7	-424	-419
28	-2.35	100	5	105	3.74	401.1	-401	-396

29	-2.44	100	6	106	3.92	382.7	-383	-377
30	-2.54	100	7	107	4.12	364.1	-364	-357
31	-2.64	100	8	108	4.32	347.2	-347	-340
32	-2.73	100	9	109	4.50	333.3	-333	-325
33	-2.83	100	10	110	4.70	319.1	-319	-310
34	-2.93	100	11	111	4.90	306.1	-306	-296
35	-3.02	100	12	112	5.08	295.3	-295	-284
36	-3.12	100	13	113	5.28	284.1	-284	-271
37	-3.22	100	14	114	5.48	273.7	-274	-260
38	-3.31	100	15	115	5.66	265.0	-265	-250
39	-3.41	100	17	117	5.86	256.0	-256	-239
40	-3.51	100	18	118	6.06	247.5	-248	-230
41	-3.6	100	19	119	6.24	240.4	-240	-221
42	-3.7	100	21	121	6.44	232.9	-233	-212

n°	X	M _{urto_TF}	M _{SP_terr}	M _{TOT_urto_TF}	L	F _{urto_ferr}	M _{urto_ferr}	M _{TOT_urto_ferr}
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[KN]	[kNm]	[kNm]
1	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0
2	-0.08	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0
3	-0.15	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0
4	-0.15	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0
5	-0.24	9	0	9	0.0	0.0	0.0	0
6	-0.33	18	0	18	0.0	0.0	0.0	0
7	-0.43	28	0	28	0.0	0.0	0.0	0
8	-0.52	37	0	37	0.0	0.0	0.0	0
9	-0.61	46	0	46	0.0	0.0	0.0	0
10	-0.7	55	0	55	0.0	0.0	0.0	0
11	-0.7	55	0	55	0.0	0.0	0.0	0
12	-0.8	65	0	65	0.0	0.0	0.0	0
13	-0.89	74	0	74	0.00	0.0	0.0	0
14	-0.99	84	0	84	0.00	0.0	0.0	0
15	-1.09	94	0	94	0.00	0.0	0.0	0
16	-1.18	103	0	103	0.00	0.0	0.0	0
17	-1.23	108	0	108	1.50	1000.0	0.0	0
18	-1.38	123	0	123	1.80	833.3	-125.0	-125
19	-1.47	132	0.01	132.01	1.98	757.6	-181.8	-182
20	-1.57	142	0.05	142.05	2.18	688.1	-233.9	-234
21	-1.67	152	0.12	152.12	2.38	630.3	-277.3	-277
22	-1.76	161	0.23	161.23	2.56	585.9	-310.5	-310

23	-1.86	171	0.39	171.39	2.76	543.5	-342.4	-342
24	-1.96	181	0.6	181.6	2.96	506.8	-369.9	-369
25	-2.11	196	0.87	196.87	3.26	460.1	-404.9	-404
26	-2.15	200	1.19	201.19	3.34	449.1	-413.2	-412
27	-2.25	210	1.58	211.58	3.54	423.7	-432.2	-431
28	-2.35	220	2.04	222.04	3.74	401.1	-449.2	-447
29	-2.44	229	2.57	231.57	3.92	382.7	-463.0	-460
30	-2.54	239	3.18	242.18	4.12	364.1	-476.9	-474
31	-2.64	249	3.88	252.88	4.32	347.2	-489.6	-486
32	-2.73	258	4.66	262.66	4.50	333.3	-500.0	-495
33	-2.83	268	5.54	273.54	4.70	319.1	-510.6	-505
34	-2.93	278	6.51	284.51	4.90	306.1	-520.4	-514
35	-3.02	287	7.59	294.59	5.08	295.3	-528.5	-521
36	-3.12	297	8.78	305.78	5.28	284.1	-536.9	-528
37	-3.22	307	10.08	317.08	5.48	273.7	-544.7	-535
38	-3.31	316	11.49	327.49	5.66	265.0	-551.2	-540
39	-3.41	326	13.03	339.03	5.86	256.0	-558.0	-545
40	-3.51	336	14.7	350.7	6.06	247.5	-564.4	-550
41	-3.6	345	16.5	361.5	6.24	240.4	-569.7	-553
42	-3.7	355	18.43	373.43	6.44	232.9	-575.3	-557



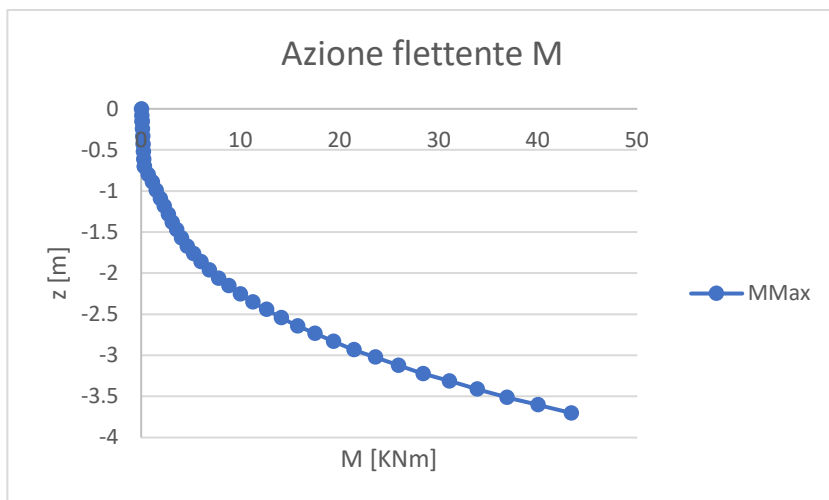


Riassunto azioni interne paramento – Eccezionali			
	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Base paramento – valle (lato ferrovia)	41	-212	-557
Base paramento – monte	41	121	374

9.1.13.6. Combinazione SLE RARA – paramento

n°	X	M _{Max}
	[m]	[kNm]
1	0	0
2	-0.08	0.03
3	-0.15	0.06

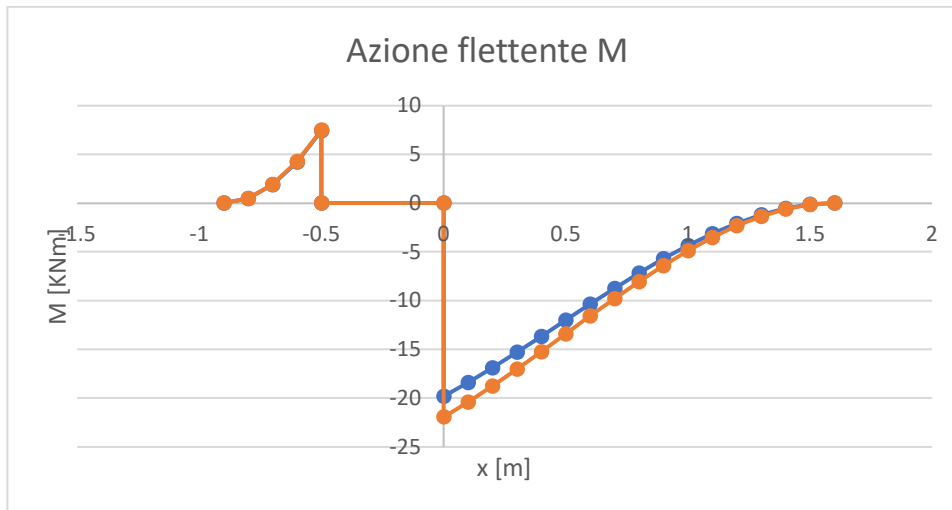
4	-0.15	0.06
5	-0.24	0.1
6	-0.33	0.13
7	-0.43	0.17
8	-0.52	0.21
9	-0.61	0.24
10	-0.7	0.28
11	-0.7	0.28
12	-0.8	0.68
13	-0.89	1.09
14	-0.99	1.49
15	-1.09	1.9
16	-1.18	2.3
17	-1.28	2.71
18	-1.38	3.11
19	-1.47	3.54
20	-1.57	4.04
21	-1.67	4.61
22	-1.76	5.27
23	-1.86	6.02
24	-1.96	6.86
25	-2.06	7.79
26	-2.15	8.83
27	-2.25	9.98
28	-2.35	11.24
29	-2.44	12.61
30	-2.54	14.11
31	-2.64	15.74
32	-2.73	17.49
33	-2.83	19.38
34	-2.93	21.42
35	-3.02	23.6
36	-3.12	25.93
37	-3.22	28.41
38	-3.31	31.06
39	-3.41	33.87
40	-3.51	36.85
41	-3.6	40
42	-3.7	43.34



9.1.13.7. Combinazione SLE RARA – fondazione

n°	X	M _{Max}	M _{min}
	[m]	[kNm]	[kNm]
1	-0.9	0	0
2	-0.8	0.48	0.48
3	-0.7	1.89	1.91
4	-0.6	4.22	4.26
5	-0.5	7.43	7.49
	-0.5	0	0
	0	0	0
6	0	-19.82	-21.94
7	0.1	-18.4	-20.42
8	0.2	-16.89	-18.78
9	0.3	-15.3	-17.04
10	0.4	-13.67	-15.25
11	0.5	-12.02	-13.42
12	0.6	-10.37	-11.6
13	0.7	-8.75	-9.8
14	0.8	-7.2	-8.07
15	0.9	-5.72	-6.42
16	1	-4.36	-4.9
17	1.1	-3.14	-3.53
18	1.2	-2.08	-2.34
19	1.3	-1.21	-1.36
20	1.4	-0.55	-0.63

21	1.5	-0.14	-0.16
22	1.6	0	0



9.1.13.8. Riassunto sollecitazioni

SLU

Riassunto azioni interne paramento – SLU (statiche)				
	N _{Max} [kN/m]	N _{Min} [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Base paramento	53	41	50	60
Riassunto azioni interne paramento – SLU (sismiche)				
	N _{Max} [kN/m]	N _{Min} [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Base paramento	49	41	42	49
Riassunto azioni interne paramento – Eccezionali				
	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	
Base paramento – valle (lato ferrovia)	41	-212	-557	
Base paramento – monte	41	121	374	

Riassunto azioni interne fondazione – SLU (statiche)				
	V _{Max} [kN/m]	V _{Min} [kN/m]	M _{Max} [kNm/m]	M _{Min} [kNm/m]
Fondazione	49	-43	9	-48
Riassunto azioni interne fondazione – SLU (sismiche)				
	V _{Max} [kN/m]	V _{Min} [kN/m]	M _{Max} [kNm/m]	M _{Min} [kNm/m]
Fondazione	50	-41	10	-48

SLE

Riassunto azioni interne – Combinazione rara	
	M [kNm/m]
Paramento	43
Fondazione	22

9.1.14. Verifiche SLU

9.1.14.1. Verifiche a flessione

Il paramento è armato a flessione con ϕ 26/20 alternati a ϕ 22/20 su entrambe le facce (equivalenti a ϕ 24/10).

Paramento	H	d	c	ϕ_s	$\phi_{s'}$	ϕ_{long}	N_{Ed}	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}/M_{Ed}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[KN/m]	[KNm/m]	[KNm/m]	[#]
SLU statiche	500	421	50	24	24	16	40	60	667.2	>10
SLU sismiche	500	421	50	24	24	16	40	49	667.2	>10
SLU eccezionale (lato ferrovia)	500	421	50	24	24	16	40	557	797.6	1.4
SLU eccezionale (lato monte)	500	421	50	24	24	16	40	374	797.6	2.1

La fondazione è armata a flessione con ϕ 20/10 su entrambe le facce

Fondazione	H	d	c	ϕ_{s_max}	$\phi_{s'_max}$	ϕ_{long}	N_{Ed}	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}/M_{Ed}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[KN/m]	[KNm/m]	[KNm/m]	[#]
SLU statiche	600	524	50	20	20	16	0	48	600.7	>10
SLU sismiche	600	524	50	20	20	16	0	48	600.7	>10
SLU eccezionale (lato ferrovia)	600	524	50	20	20	16	0	557	716.7	1.3
SLU eccezionale (lato monte)	600	524	50	20	20	16	0	374	716.7	1.9

9.1.14.2. Verifiche a taglio – combinazioni SLU statiche e sismiche

A favore di sicurezza, nelle verifiche SLU statiche e sismiche, si omette il contributo dell'armatura a taglio.

Paramento	H	d	c	ϕ_s	$\phi_{s'}$	ϕ_{long}	V_{Ed}	V_{Rd}	V_{Rd}/V_{Ed}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[KN/m]	[KN/m]	[#]
SLU statiche	500	421	50	24	24	16	50	280.94	5.6
SLU sismiche	500	421	50	24	24	16	42	280.94	6.7

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Fondazione
---------------	---------------	------------	-------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Piastra c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fc} /R _{ck}	C32/40	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81	MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo	
Acciaio	NTC	B450C	MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1000	mm
Altezza della sezione	h	600	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	66	mm
Altezza utile della sezione	d _l	524	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	20	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	3142	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	NO	
Diametro staffe	φ _{sw}		mm
Numero bracci staffe	n _b		ad
Passo staffe	s _w		mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α _w		deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A _{sw/m}		mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n _p		ad
Diametro ferri piegati	φ _p		mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s _p		mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α _p		deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A _{sp/m}	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V _{Ed}	49.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N _{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ		ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ		deg

Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.62	ad
	v_{min}	0.41	ad
	ρ_l	6.00E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	275.69	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}		kN
Resistenza a taglio-trazione contribuito staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$		kN
Resistenza a taglio-trazione contribuito ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$		kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}		kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	275.69	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	5.626	

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Paramento
---------------	---------------	------------	------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V_N	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Piastra c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C_{fck}/R_{ck}	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f_{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c_{pers}	67	mm
Altezza utile della sezione	d_l	421	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n_{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	ϕ_{sl}	24	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A_{sl}	4524	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A_{tag}	NO	
Diametro staffe	ϕ_{sw}		mm
Numero bracci staffe	n_b		ad
Passo staffe	s_w		mm

Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w		deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A_{sw}/m		mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n_p		ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p		mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s_p		mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p		deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A_{sp}/m	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	50.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$		ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ		deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.69	ad
	v_{min}	0.44	ad
	ρ_l	1.07E-02	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	280.94	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}		kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$		kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$		kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}		kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	280.94	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	5.619	

9.1.14.3. Verifiche a taglio – combinazione eccezionale

Le verifiche a taglio per combinazione eccezionale vengono condotte sia a livello locale, per garantire la resistenza della zona di diffusione dell'urto, sia a livello globale, in riferimento alle azioni interne indotte dal carico eccezionale.

In riferimento alle NTC2018, §4.1.4, le verifiche per situazioni eccezionali vengono condotte assumendo i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- $\gamma_c=1,0$
- $\gamma_s=1,0$

Verifica locale per effetto dell'urto (azione eccezionale)

Si assume che l'azione dell'urto sia distribuita su un'impronta di carico di lato pari a 1m, posizionata sulla sommità del piedritto. Il carico viene diffuso con un angolo di 45° fino alle armature poste al lembo opposto rispetto a quello dove viene applicato il carico.

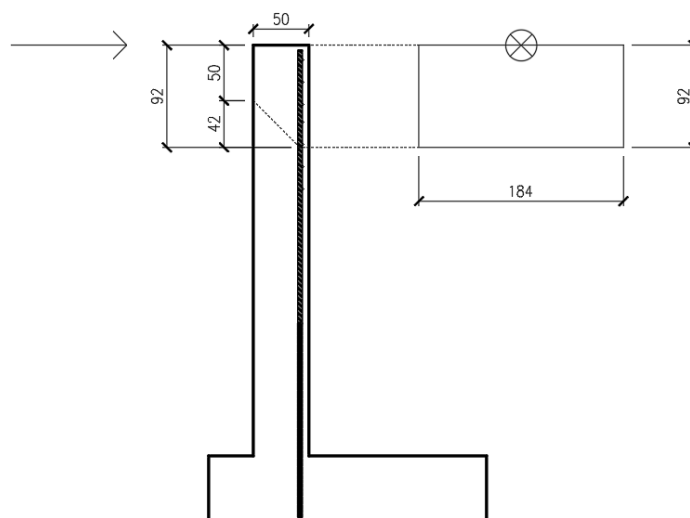


Figura 12 – Diffusione del carico da urto da traffico ferroviario

La tensione agente è pari a:

$$f_{Ed} = \frac{F}{L_F x d}$$

Dove d è l'altezza utile della sezione rispetto all'armatura verticale e L_F è il perimetro dell'area di diffusione del carico.

La resistenza è pari a:

$$f_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{b x d}$$

Dove:

$b = 1m$

V_{Rd} = resistenza della sezione, non armata a taglio

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Paramento
---------------	---------------	------------	------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V_N	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Piastra c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C_{fck}/R_{ck}	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	32.00 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio	NTC tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f_{yd}	450.00 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	66	mm
Copriferro personalizzato	c_{pers}	0	mm
Altezza utile della sezione	d_l	422	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n_{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	ϕ_{sl}	24.0	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A_{sl}	4524	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A_{tag}	NO	
Diametro staffe	ϕ_{sw}		mm
Numero bracci staffe	n_b		ad
Passo staffe	s_w		mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w		deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A_{sw}/m		mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n_p		ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p		mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s_p		mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p		deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A_{sp}/m	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	-	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	-	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ		ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ		deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.69	ad
	V_{min}	0.44	ad
	ρ_l	1.07E-02	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	281.25	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}		kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$		kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$		kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}		kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	281.25	kN

Risulta quanto segue:

$$f_{Ed}=1500/((1.84 \times 2 + 0.92 \times 2) \times 0,421)=0,65 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{Rd}=281.25/(1 \times 0,421)=0,67 \text{ N/mm}^2$$

pertanto, risulta: $f_{Rd} > f_{Ed}$ (c.s.=1,03)

Verifica globale per effetto dell'urto (azione eccezionale)

La verifica globale viene effettuata a partire dalla sezione a valle del limite della zona diffusiva, quindi a $z=-92\text{cm}$ dal punto di applicazione della forza d'urto.

$$V_{Ed}=450 \text{ KN/m}$$

Si considera la presenza di armatura a taglio, costituita da $\phi 16/20 \times 40$.

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Paramento
---------------	---------------	------------	------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V_N	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Piastra c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera

Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ck}	C32/40	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	32.00	MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo	
Acciaio NTC	tipo	B450C	MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	450.00	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1000	mm
Altezza della sezione	h	500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	68	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	0	mm
Altezza utile della sezione	d _l	404	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	24.0	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	4524	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	φ _{sw}	16	mm
Numero bracci staffe	n _b	5.0	ad
Passo staffe	s _w	400	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α _w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A _{sw/m}	2513	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n _p	0	ad
Diametro ferri piegati	φ _p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s _p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α _p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A _{sp/m}	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V _{Ed}	450.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N _{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ	1.50	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	33.69	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio V _{Rd,max} per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.70	ad
	v _{min}	0.45	ad
	ρ _l	1.12E-02	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	V _{Rd,max}	275.65	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V _{Rcd}	1578.58	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	V _{Rsd,w}	616.83	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	V _{Rsd,p}	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V _{Rsd}	616.83	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V _{Rd}	616.83	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.371	

9.1.15. Verifiche SLE

Dato l'ampio margine di verifica ottenuto per le verifiche a flessione allo SLU (coefficiente di sicurezza minimo maggiore di 8), si ritiene lecito omettere le verifiche in esercizio.

9.2. Concio a scavalco dei tombini idraulici

9.2.1. Generalità

Nel concio collocato in corrispondenza degli attraversamenti idraulici interferenti, il muro è stato progettato a scavalco degli stessi, in modo tale che questo non gravi sui manufatti esistenti e che le azioni indotte dagli elementi strutturali collocati al di sopra di essi siano trasferite alle fondazioni poste in adiacenza; in accordo con tale assunzione, la fondazione del muro non è presente in corrispondenza degli attraversamenti.

Si adotta un'altezza del terreno spingente pari a 1,75m da estradosso fondazione.

Il muro viene modellato con l'ausilio del software di calcolo Midas Gen.

9.2.2. Geometria muro 1 (muri esterni)

Lunghezza muro esterno lato Bornato	10.80	[m]
Lunghezza muro esterno lato Rovato	11.60	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	C32/40	
Altezza paramento	3.00	[m]
Spessore in sommità	0.50	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50	[m]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	C32/40	
Lunghezza mensola di valle	0.40	[m]
Lunghezza mensola di monte	2.60	[m]
Lunghezza totale	3.50	[m]
Spessore	0.80	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]

9.2.3. Geometria muro 2 (muro centrale)

Lunghezza muro centrale	3.50	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	C32/40	
Altezza paramento	3.00	[m]
Spessore in sommità	0.50	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50	[m]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	C32/40	

Lunghezza mensola di valle	1.00	[m]
Lunghezza mensola di monte	2.40	[m]
Lunghezza totale	3.90	[m]
Spessore	0.80	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]
Altezza dente	0.80	[m]
Larghezza dente	0.50	[m]

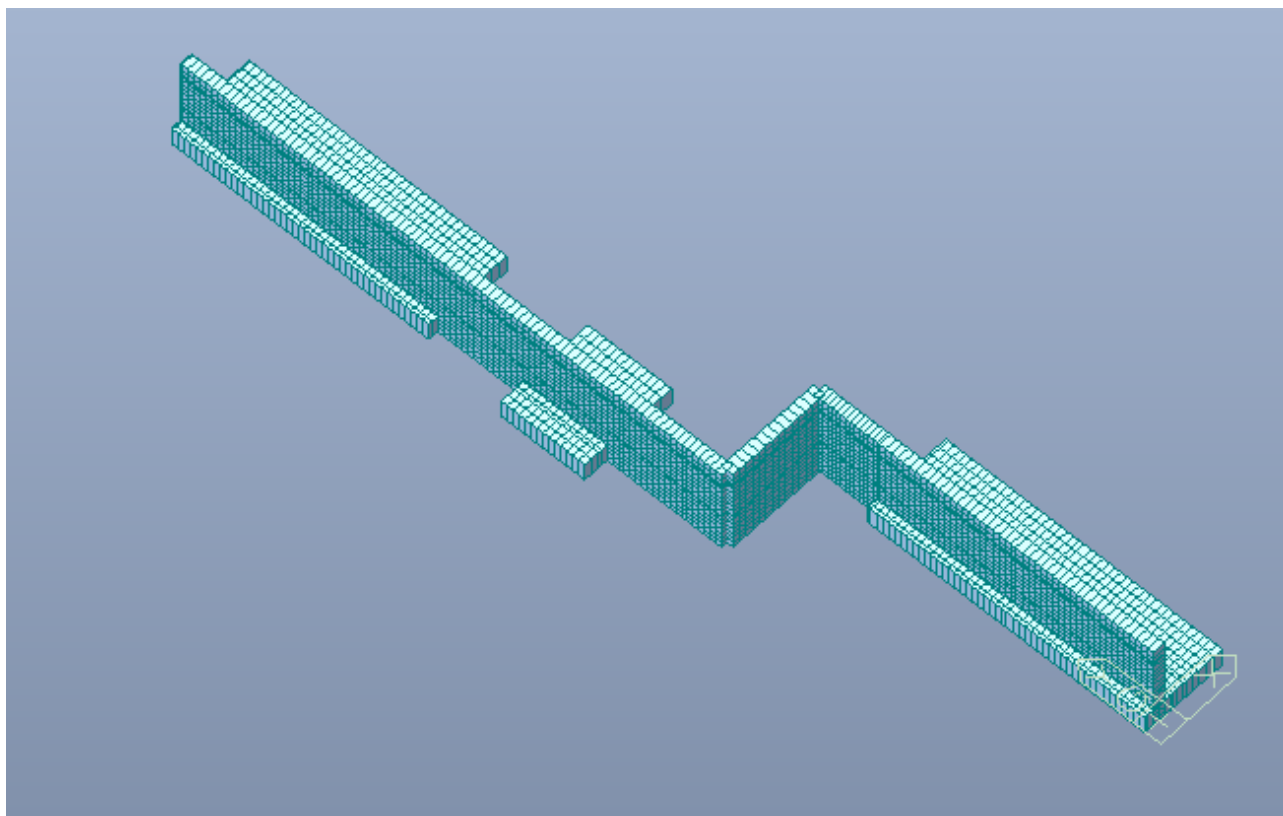


Figura 13 - modello di calcolo 2D (vista 3D)

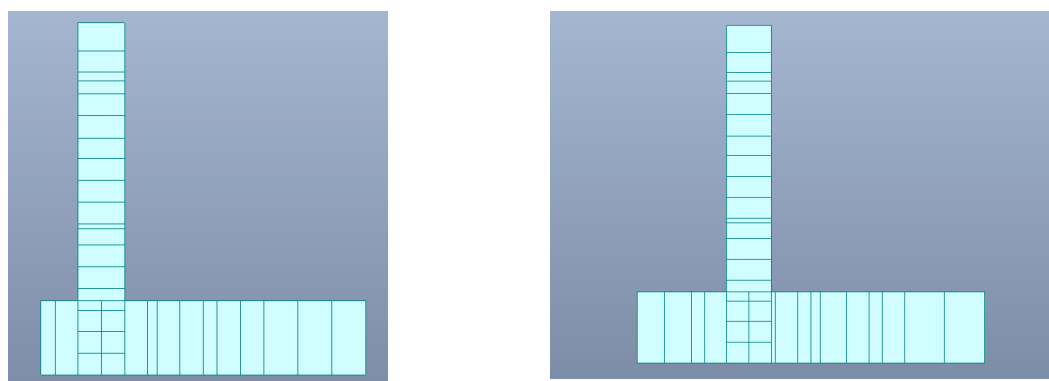


Figura 14 - modello di calcolo - sezione muro 1 (laterali) e muro 2 (centrale)

9.2.4. Condizioni di vincolo

Si adottano due modelli (di seguito “Modello A” e “Modello B”) con due condizioni di vincolo differenti:

- Modello A – Vincolo ad incastro posto al centro della fondazione – viene utilizzato per le verifiche della fondazione a scorrimento e ribaltamento.
- Modello B – La fondazione appoggia su vincoli elastici alla Winkler (costante di sottofondo verticale associata a spostamenti traslazionali $k_v=10000\text{KN/m}^3$) – tale modello viene utilizzato per ottenere l’andamento delle sollecitazioni; per evitare labilità, si sono introdotti vincoli alla traslazione orizzontale in corrispondenza dei nodi (costante di sottofondo orizzontale associata a spostamenti traslazionali $k_h=5000\text{KN/m}^3$).

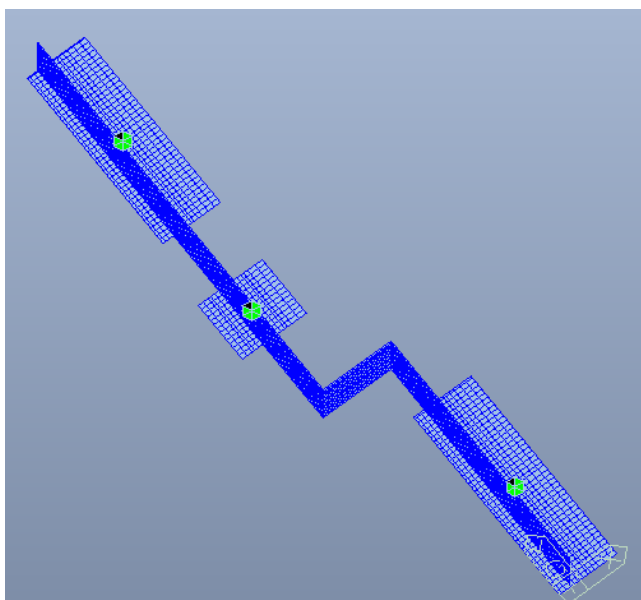


Figura 15 – condizioni di vincolo – modello A

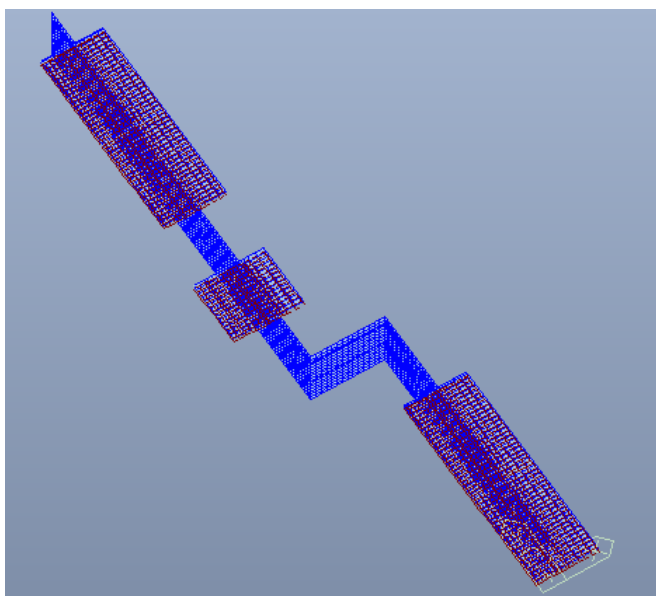


Figura 16 – condizioni di vincolo – modello B (vincoli elastici cedevoli in direzione verticale)

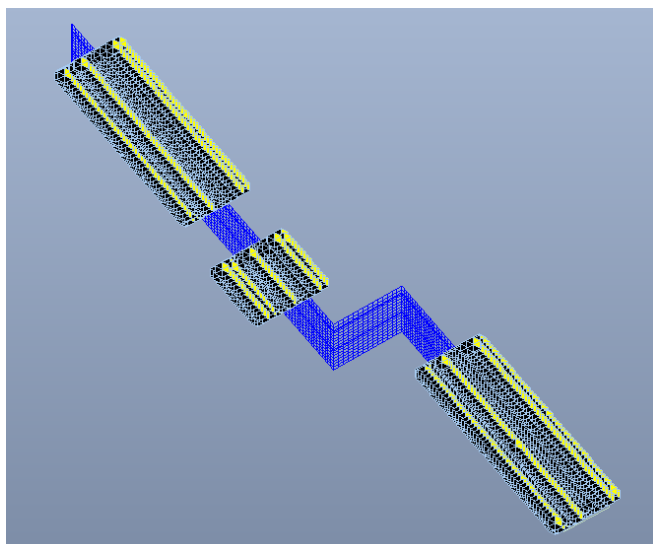


Figura 17 – condizioni di vincolo – modello B (vincoli in direzione orizzontale)

9.2.5. Carichi

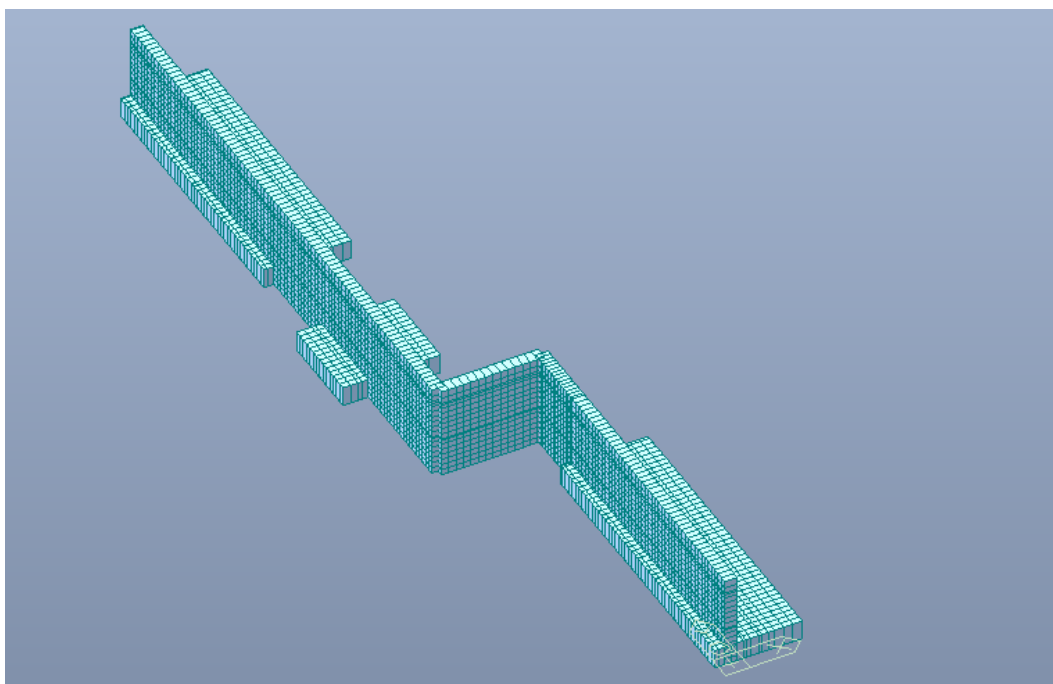


Figura 18 – Peso proprio

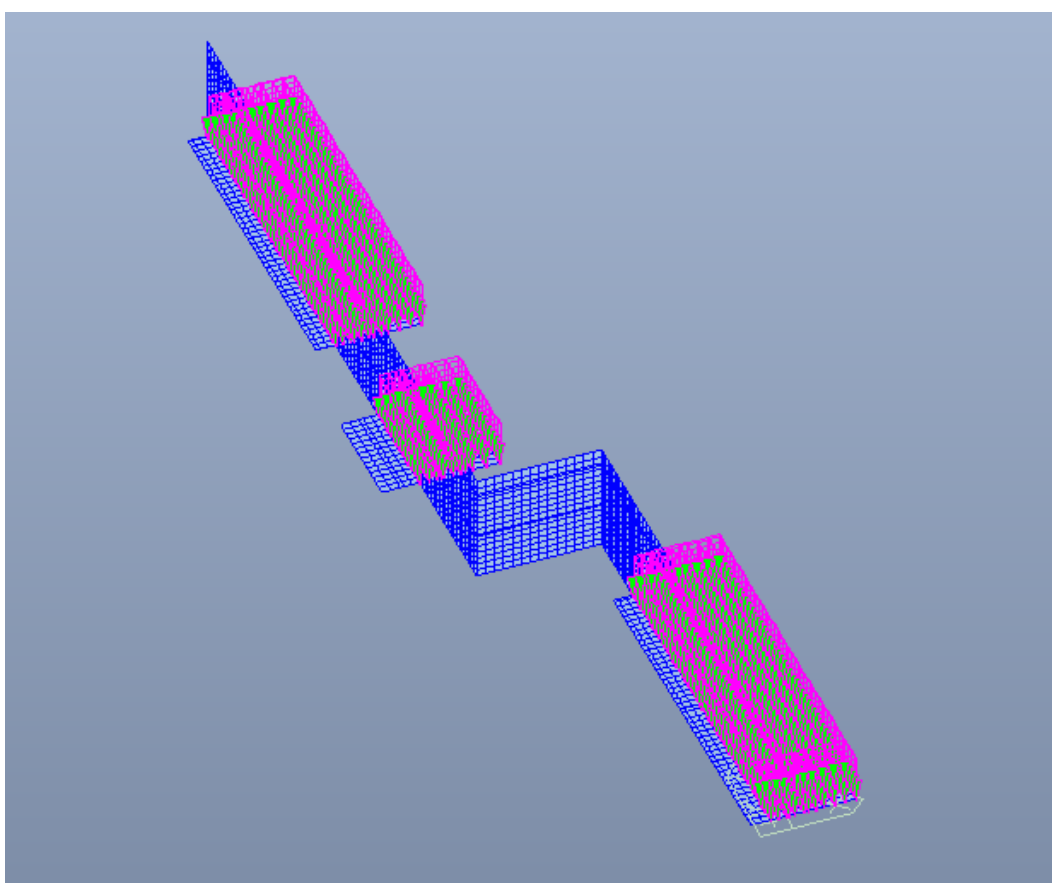


Figura 19 – Permanenti portati - peso rinterro G2_terr ($g_{2_terr}=34 \text{ KN/m}^2$)

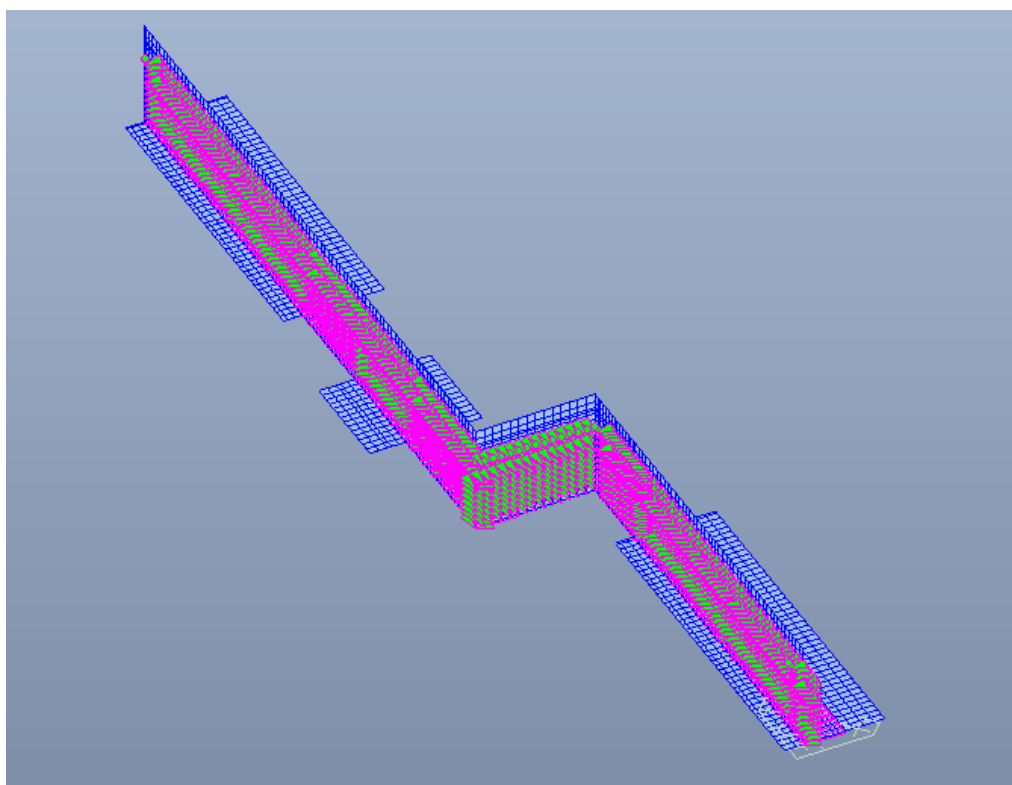


Figura 20 – Spinta del terreno - peso rinterro G_{2_terr} ($g_{2_terr}=33 \text{ KN/m}^2$)

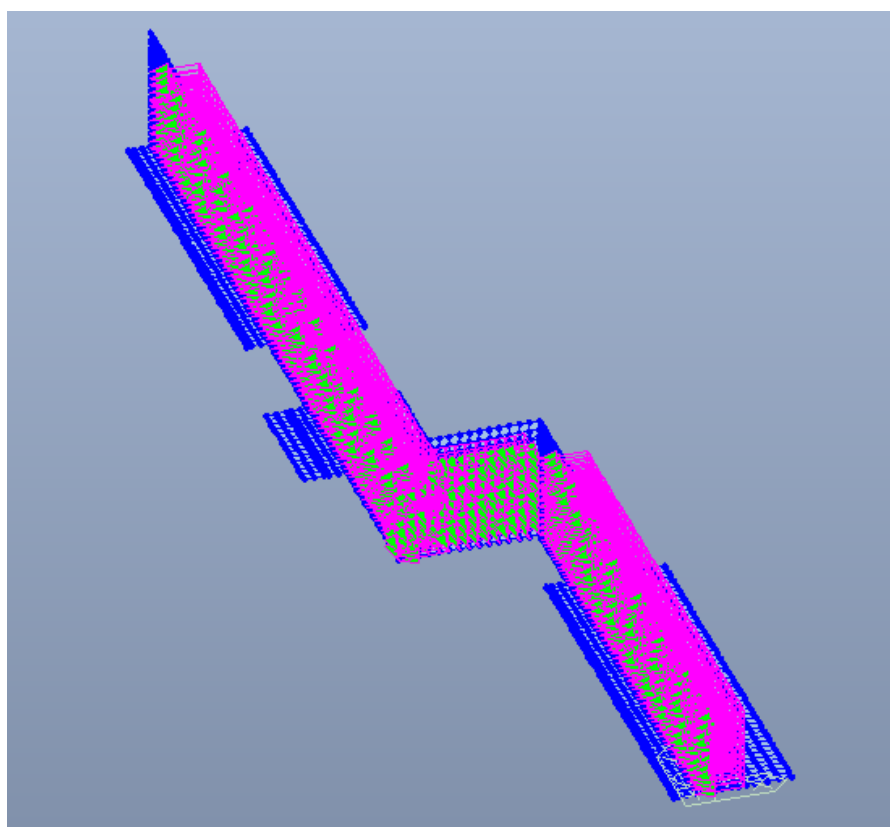


Figura 21 – Spinta del terreno per carichi variabili a tergo SP_{Qacc}

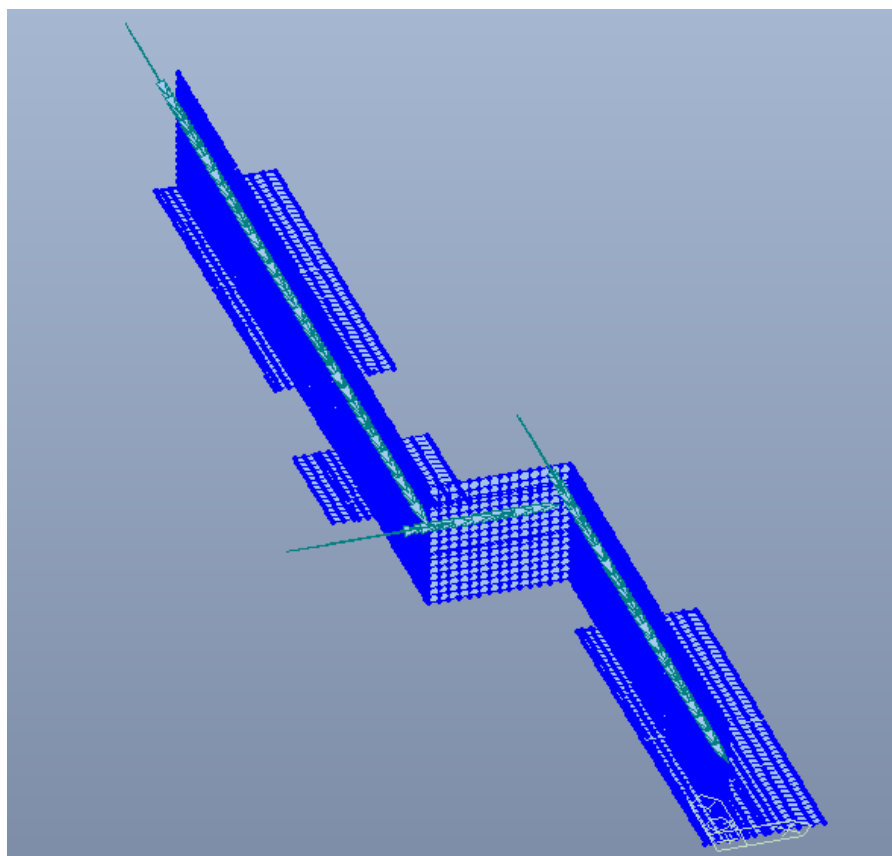


Figura 22 – Azione flettente aerodinamica e del vento P_{w+a}

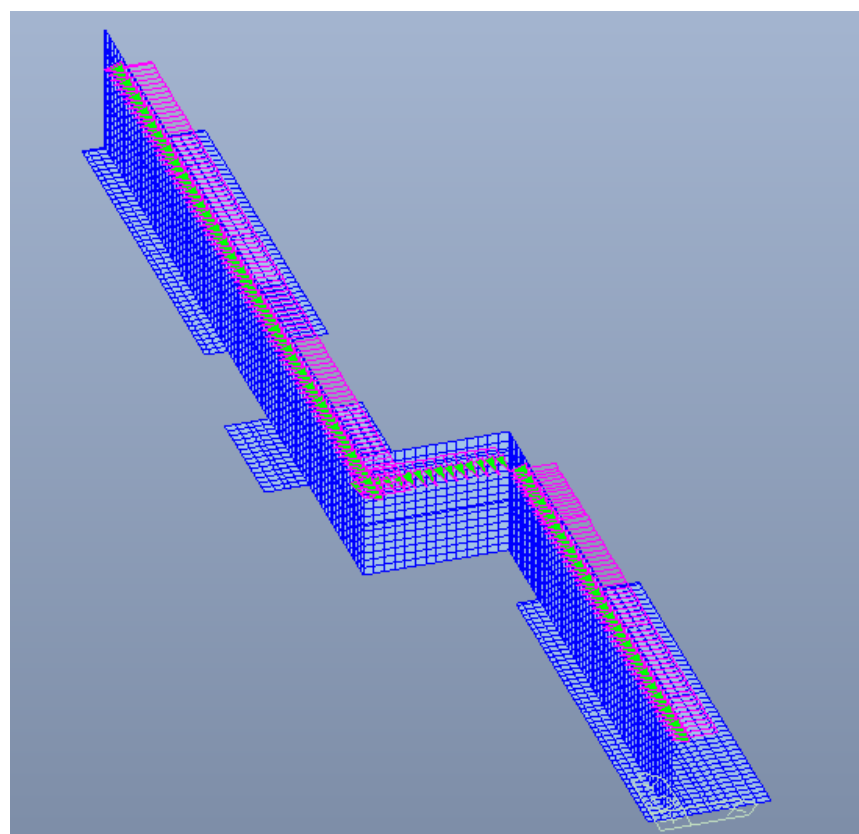


Figura 23 – Azione orizzontale aerodinamica e del vento P_{w+a}

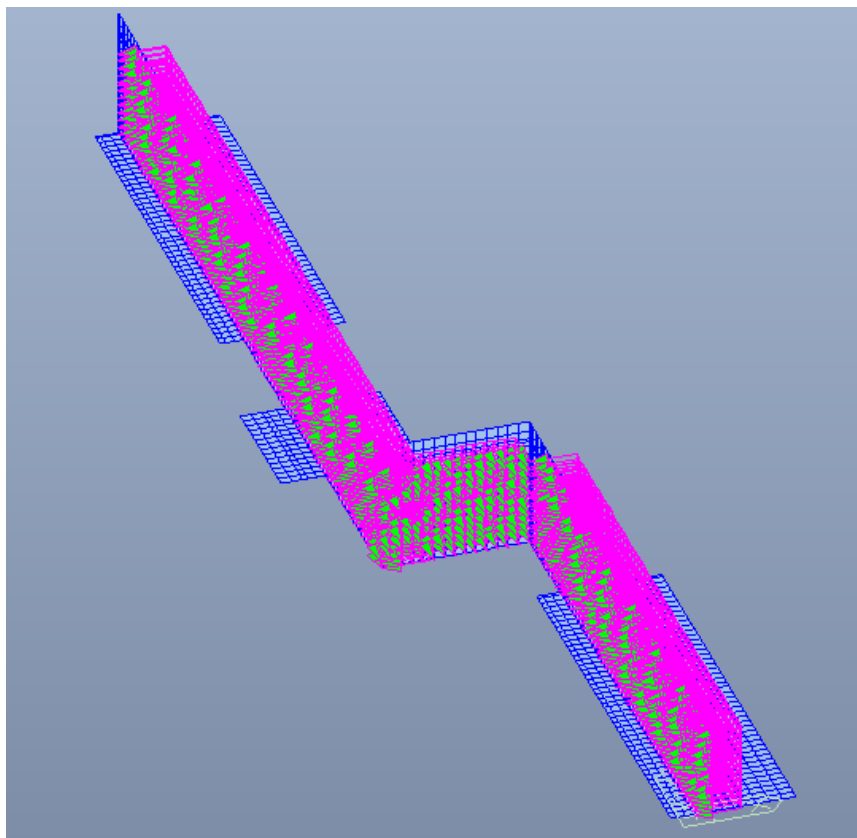


Figura 24 – Sovrappinta sismica DSP

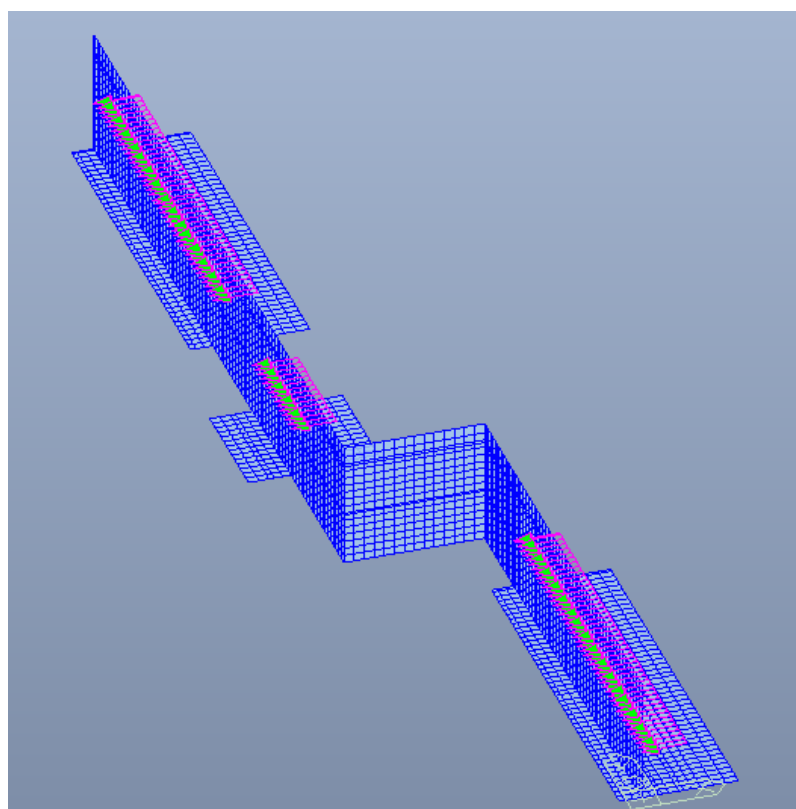


Figura 25 – Contributo inerziale del terreno $F_{t,ih}$

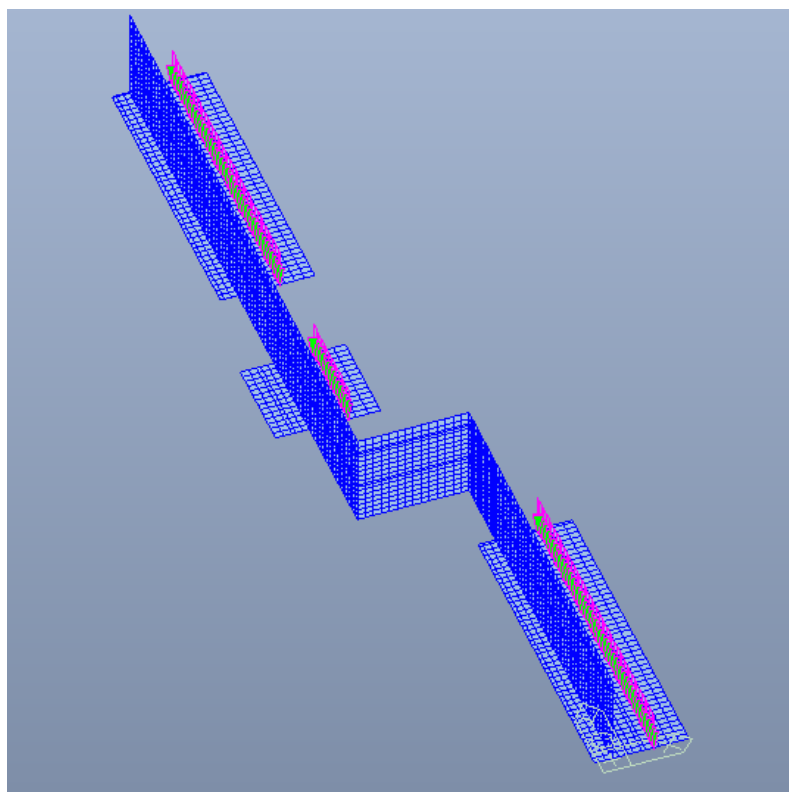


Figura 26 – Contributo inerziale del terreno $F_{t,iv,neg}$

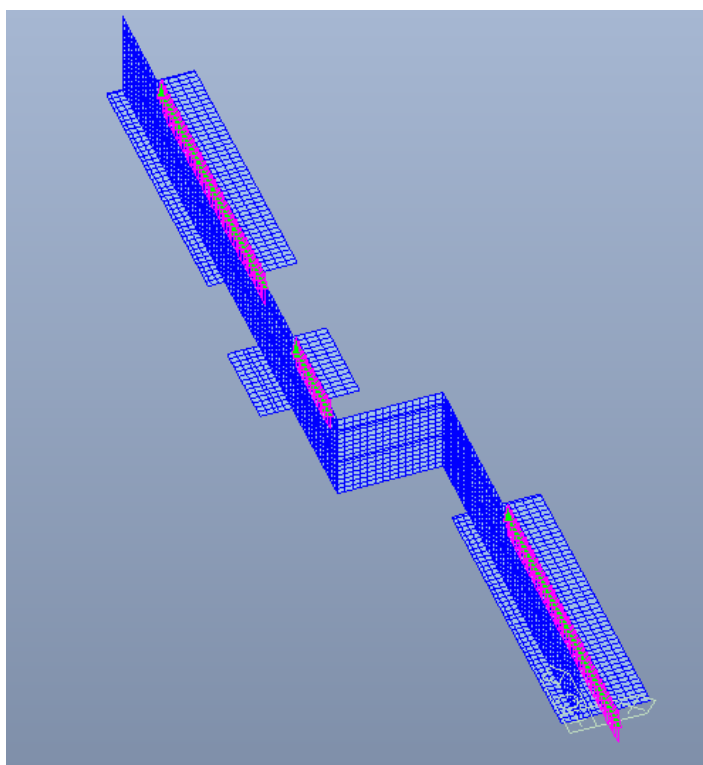


Figura 27 – Contributo inerziale del terreno $F_{t,iv,pos}$

9.2.6. Combinazioni di carico

Si riporta di seguito l'elenco dei casi di carico inseriti in combinazione.

	Loadcase
Peso muro e fondazione	Peso proprio
Peso terreno di monte	G _{2_terr}
Spinta terreno	SP _{terr}
Spinta per carico accidentale	SP _{Qacc}
Pressione del vento e aerodinamica	P _{w+a}
Incremento di spinta per sisma	DSP _{sisma}
Inerzia muro dir. orizzontale (→)	F _{m_ih}
Inerzia muro dir. verticale (↓)	F _{m_iv_neg}
Inerzia muro dir. verticale (↑)	F _{m_iv_pos}
Inerzia terrapieno dir. orizzontale (→)	F _{t_ih}
Inerzia terrapieno dir. verticale (↓)	F _{t_iv_neg}
Inerzia terrapieno dir. verticale (↑)	F _{t_iv_pos}

Combinazione n° 1 – SLU STR 1 (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.00	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.50	1.00
Spinta per carico accidentale	1.35	0.75

Combinazione n° 2 - SLU STR 2 (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.30	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.50	0.60
Spinta per carico accidentale	1.35	1.00

Combinazione n° 3 – SLV1

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.00	--
Spinta per carico accidentale	1.00	0.20
Incremento di spinta per sisma	1.00	--
Inerzia muro dir. orizzontale (→)	1.00	--
Inerzia muro dir. verticale (↑)	1.00	--
Inerzia terrapieno dir. orizzontale (→)	1.00	--
Inerzia terrapieno dir. verticale (↑)	1.00	--

Combinazione n° 4 – SLV2

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--

Condizione	γ	Ψ
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.00	--
Spinta per carico accidentale	1.00	0.20
Incremento di spinta per sisma	1.00	--
Inerzia muro dir. orizzontale (\rightarrow)	1.00	--
Inerzia muro dir. verticale (\downarrow)	1.00	--
Inerzia terrapieno dir. orizzontale (\rightarrow)	1.00	--
Inerzia terrapieno dir. verticale (\downarrow)	1.00	--

Combinazione n° 5 - SLU STR 3 (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.30	--
Peso terreno di monte	1.30	--
Spinta terreno	1.30	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.50	1.00
Spinta per carico accidentale	1.35	0.75

Combinazione n° 6 - SLU STR 4 (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--
Peso terreno di monte	1.30	--
Spinta terreno	1.30	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.50	1.00
Spinta per carico accidentale	1.35	0.75

Combinazione n° 7 - SLU STR 5 (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.30	--
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.30	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.50	1.00
Spinta per carico accidentale	1.35	0.75

Combinazione n° 8 – GEO1 (A2+M2) *per tener conto del coefficiente M2 si amplificano le spinte del fattore 1.15

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.15*	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.30	1.00
Spinta per carico accidentale	1.3225*	0.75

Combinazione n° 9 – GEO2 (A2+M2) *per tener conto del coefficiente M2, si amplificano le spinte del fattore 1.15

Condizione	γ	Ψ
Peso proprio	1.00	--
Peso terreno di monte	1.00	--
Spinta terreno	1.15*	--
Pressione del vento e aerodinamica	1.30	0.60
Spinta per carico accidentale	1.3225*	1.00

9.2.7. Azioni in fondazione muro esterno – lato Rovato

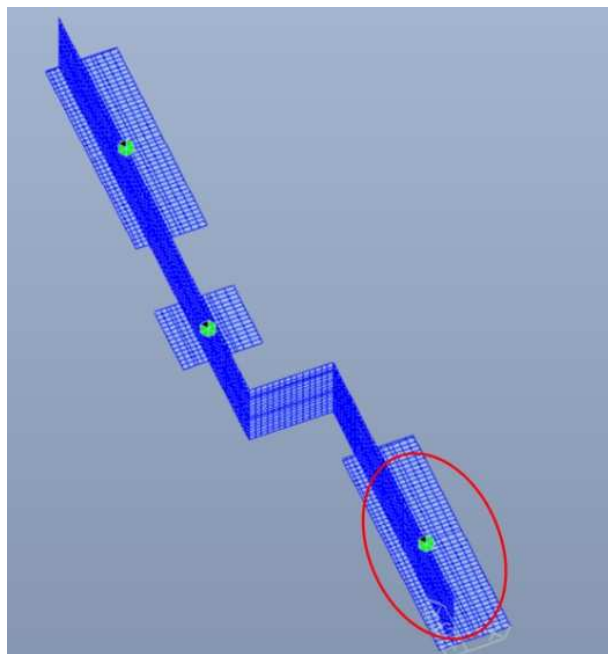


Figura 28 – Identificazione della fondazione

Geometria fondazione

b	3.5 m
L	11.6 m
s	0.8 m

Geometria paramento

s	0.5 m
L	11.6 m

Geometria fondazione

$h_{fond} + h_{ricopr}$	1 m
-------------------------	-----

	Loadcase	Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
Peso muro e fondazione	peso proprio	-8.2	22.3	1475.9	502.0	442.4
Peso terreno di monte	G2_terr	-0.1	1.1	1008.2	81.3	-378.5
Spinta terreno	SP_terr	397.3	95.3	1.1	-83.8	338.6
Spinta per accidentale	SP_Qacc	332.8	74.7	-11.7	-164.1	415.2
Pressione del vento	P_w+a	47.2	7.3	-10.2	-85.9	139.7
Incremento di spinta per sisma	DSP_sisma	249.0	55.9	-8.7	-122.8	310.7
Inerzia muro orizzontale	Fm_ih	239.1	7.3	-12.2	-92.5	244.4
Inerzia muro verticale (↓)	Fm_iv_neg	-0.7	1.8	122.2	41.6	36.6
Inerzia muro verticale (↑)	Fm_iv_pos	0.7	-1.8	-122.2	-41.6	-36.6
Inerzia terrapieno	Ft_ih	165.0	-1.5	-10.0	-64.9	233.0
Inerzia terrapieno verticale (↓)	Ft_iv_neg	0.0	0.0	14.1	1.2	-5.3
Inerzia terrapieno verticale (↑)	Ft_iv_pos	0.0	0.0	-14.1	-1.2	5.3

A1+M1		Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
Statica	Comb. 1	796.8	205.3	2458.2	204.5	1032.5
Statica	Comb. 2	1000.0	254.7	2460.7	175.5	1190.4
Sismica	Comb. 3	1109.4	193.6	2315.7	143.7	1242.3
Sismica	Comb. 4	1108.1	197.3	2588.3	229.1	1305.0
Statica	Comb. 5	913.5	240.9	3203.8	354.3	1153.3
Statica	Comb. 6	916.0	234.2	2761.0	203.7	1020.5
Statica	Comb. 7	913.5	240.6	2901.3	330.0	1266.8

GEO		Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
GEO1		840.1	216.6	2460.7	212.4	1046.8
GEO2		925.6	237.5	2462.1	202.9	1111.4

9.2.8. Verifiche geotecniche muro esterno – lato Rovato

9.2.8.1. Verifica a capacità portante

A1+M1		e _y	e _x	1/2xB _y	B _{eq,y}	B _{eq,x}	q _{lat}	N _c	N _q	N _γ	σ _{terr}	σ _{ult}	c.s
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[#]	[#]	[#]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[#]
Statica	Comb. 1	0.42	0.08	1.75	2.66	11.43	18.8	50.59	37.75	56.31	80.8	1577	19.5
Statica	Comb. 2	0.48	0.07	1.75	2.53	11.46	18.8	50.59	37.75	56.31	84.8	1526	18.0
Sismica	Comb. 3	0.54	0.06	1.75	2.43	11.48	18.8	50.59	37.75	56.31	83.14	1730.37	20.81
Sismica	Comb. 4	0.50	0.09	1.75	2.49	11.42	18.8	50.59	37.75	56.31	90.94	1760.66	19.36
Statica	Comb. 5	0.36	0.11	1.75	2.78	11.38	18.8	50.59	37.75	56.31	101.3	1625	16.0
Statica	Comb. 6	0.37	0.07	1.75	2.76	11.45	18.8	50.59	37.75	56.31	87.3	1617	18.5
Statica	Comb. 7	0.44	0.11	1.75	2.63	11.37	18.8	50.59	37.75	56.31	97.1	1563	16.1

9.2.8.2. Verifica a scorrimento

Componente verticale della spinta del terreno: $\Delta R_z = SP_{terr} \times \sin(2/3\phi) = 127.2$

Azione verticale totale: $R_{z_TOT} = R_{z_Peso_proprio} + R_{z_G2_terr} + \Delta R_z = 2611.3$ KN

Azione orizzontale totale stabilizzante: $R_{h_stab} = R_{z_TOT} \times \tan\phi_{fond} = 1897.2$ KN

Taglio stabilizzante in condizioni statiche: $R_{h_stab_stat} = R_{h_stab} / \gamma_{R3} = 1724.8$ KN

Taglio stabilizzante in condizioni sismiche: $R_{h_stab_sism} = R_{h_stab} / \gamma_{R3} = 1897.2$ KN

Taglio scorrimento in condizioni statiche: $R_{h_scorr_stat} = 1000.0$ KN

Taglio scorrimento in condizioni sismiche: $R_{h_scorr_sism} = 1109.4$ KN

Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche: $R_{h_stab_stat} / R_{h_scorr_stat} = 1.72$

Coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche: $R_{h_stab_sism} / R_{h_scorr_sism} = 1.71$

9.2.8.3. Verifica a ribaltamento

	GEO1	GEO2
Momento ribaltante	1046.8 KNm	1111.4 KNm
Momento stabilizzante	$4306.2/1.15=3744.5$ KNm	$4308.5/1.15=3746.5$ KNm
Coefficiente di sicurezza	3.6	3.4

9.2.9. Azioni in fondazione muro esterno – lato Bornato

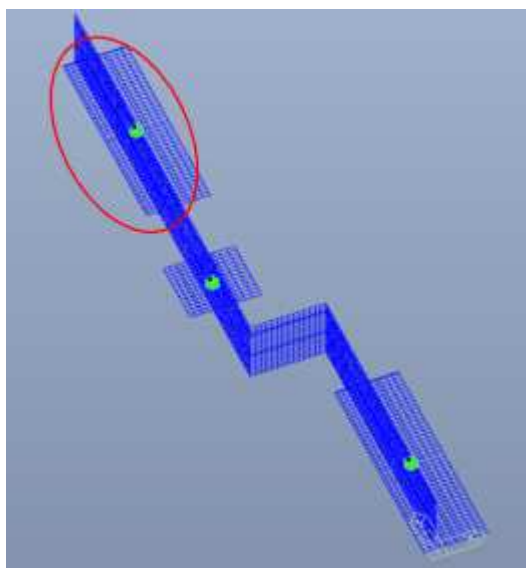


Figura 29 – Identificazione della fondazione

Geometria fondazione

b	3.5 m
L	10.8 m
s	0.8 m

Geometria paramento

s	0.5 m
L	10.8 m

Geometria fondazione

$h_{fond}+h_{ricopr}$	1 m
-----------------------	-----

	Loadcase	Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
Peso muro e fondazione	peso proprio	-1.5	13.2	1131.9	84.2	414.4
Peso terreno di monte	G2_terr	0.6	7.0	930.1	18.1	-374.0
Spinta terreno	SP_terr	304.6	-317.1	0.2	155.3	273.5
Spinta per accidentale	SP_Qacc	254.6	-257.5	-13.3	136.4	353.1
Pressione del vento	P_w+a	35.7	-30.9	-10.7	23.0	125.9
Incremento di spinta per sisma	DSP_sisma	190.5	-192.7	-10.0	102.1	264.3
Inerzia muro orizzontale	Fm_ih	185.0	-151.5	-8.6	80.2	200.2

Inerzia muro verticale (↓)	Fm_iv_neg	-0.1	1.1	93.7	7.0	34.3
Inerzia muro verticale (↑)	Fm_iv_pos	0.1	-1.1	-93.7	-7.0	-34.3
Inerzia terrapieno	Ft_ih	152.6	4.0	-9.3	10.8	228.9
Inerzia terrapieno verticale (↓)	Ft_iv_neg	0.0	0.1	13.0	0.3	-5.2
Inerzia terrapieno verticale (↑)	Ft_iv_pos	0.0	-0.1	-13.0	-0.3	5.2

A1+M1		Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
Statica	Comb. 1	615.1	-604.0	2032.5	430.1	860.3
Statica	Comb. 2	770.9	-767.5	2034.5	508.9	986.0
Sismica	Comb. 3	882.9	-689.8	1924.8	470.6	1048.8
Sismica	Comb. 4	882.6	-687.5	2138.2	485.1	1107.0
Statica	Comb. 5	706.2	-693.1	2651.1	507.3	954.5
Statica	Comb. 6	706.6	-697.0	2311.6	482.1	830.1
Statica	Comb. 7	706.0	-695.1	2372.1	501.9	1066.7

GEO		Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
GEO1		648.4	-640.1	2034.9	446.0	868.9
GEO2		714.0	-709.2	2036.1	479.1	920.2

9.2.10. Verifiche geotecniche muro esterno – lato Bornato

9.2.10.1. Verifica a capacità portante

A1+M1		e _y	e _x	1/2xB _y	B _{eq,y}	B _{eq,x}	qlat	Nc	Nq	N _γ	σ _{terr}	σ _{ult}	c.s
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[#]	[#]	[#]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[#]
Statica	Comb. 1	0.42	0.21	1.75	2.65	10.38	18.8	50.59	37.75	56.31	73.8	1574	21.3
Statica	Comb. 2	0.48	0.25	1.75	2.53	10.30	18.8	50.59	37.75	56.31	78.1	1525	19.5
Sismica	Comb. 3	0.54	0.24	1.75	2.41	10.31	18.8	50.59	37.75	56.31	77.45	1722.44	22.2
Sismica	Comb. 4	0.52	0.23	1.75	2.46	10.35	18.8	50.59	37.75	56.31	83.86	1747.95	20.8
Statica	Comb. 5	0.36	0.19	1.75	2.78	10.42	18.8	50.59	37.75	56.31	91.5	1625	17.8
Statica	Comb. 6	0.36	0.21	1.75	2.78	10.38	18.8	50.59	37.75	56.31	80.0	1626	20.3
Statica	Comb. 7	0.45	0.21	1.75	2.60	10.38	18.8	50.59	37.75	56.31	87.9	1553	17.7

9.2.10.2. Verifica a scorrimento

Componente verticale della spinta del terreno: $\Delta R_z = SP_{terr} \times \sin(2/3\phi) = 97.5 \text{ KN}$

Azione verticale totale: $R_{z_TOT} = R_{z_Peso_proprio} + R_{z_G2_terr} + \Delta R_z = 2159.5 \text{ KN}$

Azione orizzontale totale stabilizzante: $R_{h_stab} = R_{z_TOT} \times \tan\phi_{fond} = 1569.0 \text{ KN}$

Taglio stabilizzante in condizioni statiche: $R_{h_stab_stat} = R_{h_stab} / \gamma_{R3} = 1426.3 \text{ KN}$

Taglio stabilizzante in condizioni sismiche: $R_{h_stab_sism} = R_{h_stab} / \gamma_{R3} = 1569.0 \text{ KN}$

Taglio scorrimento in condizioni statiche: $R_{h_scorr_stat} = 770.9 \text{ KN}$

Taglio scorrimento in condizioni sismiche: $R_{h_scorr_sism} = 882.9 \text{ KN}$

Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche: $R_{h_stab_stat} / R_{h_scorr_stat} = 1.31$

Coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche: $R_{h_stab_sism} / R_{h_scorr_sism} = 1.40$

9.2.10.3. Verifica a ribaltamento

	GEO1	GEO2
Momento ribaltante	868.9 KNm	920.2 KNm
Momento stabilizzante	$3561.1 / 1.15 = 3096.6 \text{ KNm}$	$3563.2 / 1.15 = 3098.4 \text{ KNm}$
Coefficiente di sicurezza	3.6	3.4

9.2.11. Azioni in fondazione muro centrale

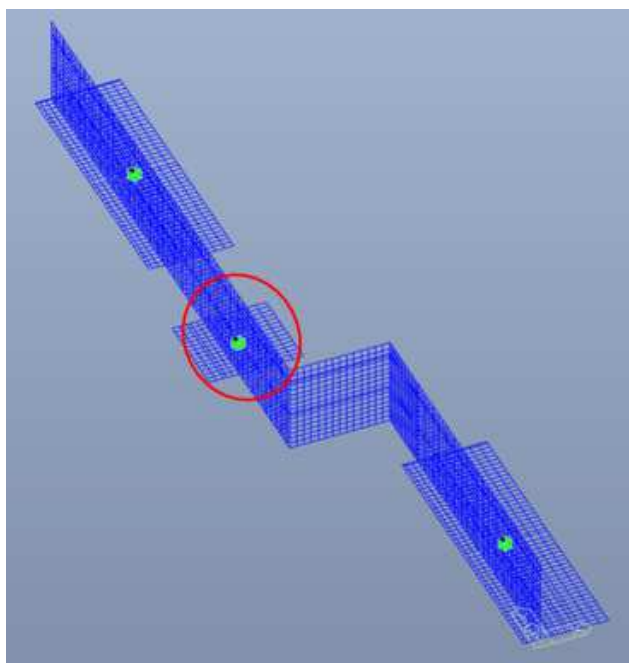


Figura 30 – Identificazione della fondazione

Geometria fondazione

b 3.9 m
L 3.5 m
s 0.8 m

Geometria paramento

s 0.5 m
L 3.5 m

Geometria fondazione

$h_{fond} + h_{ricopr}$ 1 m

	Loadcase	Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
Peso muro e fondazione	peso proprio	9.7	-35.5	1185.9	-94.7	463.9
Peso terreno di monte	G2_terr	-0.6	-8.1	260.9	12.1	-260.1
Spinta terreno	SP_terr	498.5	356.6	-1.3	-171.0	415.5
Spinta per accidentale	SP_Qacc	412.3	295.1	25.0	-146.2	447.9
Pressione del vento	P_w+a	55.3	39.1	20.9	-22.8	125.4
Incremento di spinta per sisma	DSP_sisma	308.6	220.8	18.7	-109.4	335.2
Inerzia muro orizzontale	Fm_ih	204.2	144.1	20.8	-77.0	232.7
Inerzia muro verticale (↓)	Fm_iv_neg	0.8	-2.9	98.2	-7.8	38.4
Inerzia muro verticale (↑)	Fm_iv_pos	-0.8	2.9	-98.2	7.8	-38.4
Inerzia terrapieno	Ft_ih	46.3	-2.5	19.3	4.0	98.3
Inerzia terrapieno verticale (↓)	Ft_iv_neg	0.0	-0.1	3.6	0.2	-3.6
Inerzia terrapieno verticale (↑)	Ft_iv_pos	0.0	0.1	-3.6	-0.2	3.6

A1+M1		Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
Statica	Comb. 1	1008.1	670.5	1502.2	-435.9	1260.9
Statica	Comb. 2	1263.6	853.6	1497.7	-522.9	1461.4
Sismica	Comb. 3	1148.4	737.6	1407.5	-457.6	1340.3
Sismica	Comb. 4	1150.0	731.5	1611.1	-472.9	1409.9
Statica	Comb. 5	1160.4	764.4	1935.8	-512.0	1446.7
Statica	Comb. 6	1157.4	775.0	1580.0	-483.6	1307.5
Statica	Comb. 7	1160.5	766.8	1857.5	-515.6	1524.7

GEO		Rx	Ry	Rz	Mx	My
		[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
GEO1		1063.3	710.1	1497.3	-454.0	1288.9
GEO2		1170.9	787.3	1494.7	-490.5	1371.8

9.2.12. Verifiche geotecniche muro centrale

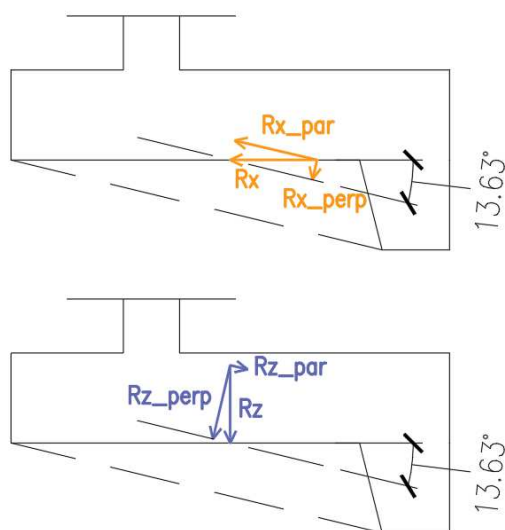
9.2.12.1. Verifica a capacità portante

A1+M1		e _y	e _x	1/2xB _y	B _{eq,y}	B _{eq,x}	q _{lat}	N _c	N _q	N _γ	σ _{terr}	σ _{ult}	c.s
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[#]	[#]	[#]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[#]
Statica	Comb. 1	0.84	0.29	1.95	2.22	2.92	18.8	50.59	37.75	56.31	231.6	1400	6.0
Statica	Comb. 2	0.98	0.35	1.95	1.95	2.80	18.8	50.59	37.75	56.31	274.4	1291	4.7
Sismica	Comb. 3	0.95	0.33	1.95	2.00	2.85	18.8	50.59	37.75	56.31	247.51	1527.84	6.2
Sismica	Comb. 4	0.88	0.29	1.95	2.15	2.91	18.8	50.59	37.75	56.31	257.28	1600.27	6.2
Statica	Comb. 5	0.75	0.26	1.95	2.41	2.97	18.8	50.59	37.75	56.31	270.9	1474	5.4
Statica	Comb. 6	0.83	0.31	1.95	2.24	2.89	18.8	50.59	37.75	56.31	243.7	1410	5.8
Statica	Comb. 7	0.82	0.28	1.95	2.26	2.94	18.8	50.59	37.75	56.31	279.3	1415	5.1

9.2.12.2. Verifica a scorrimento

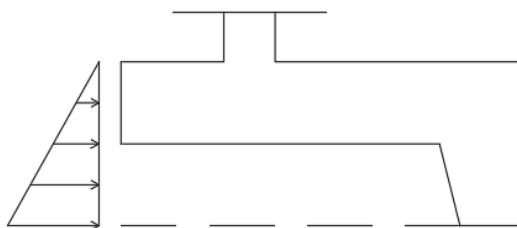
Dall'analisi delle sollecitazioni si evince che la verifica più gravosa è in condizioni statiche.

Meccanismo 1



Inclinazione superficie di scorrimento:	13.63°
Componente verticale della spinta del terreno:	$\Delta R_z' = SP_{terr} \times \sin(2/3\phi) = 159.6 \text{ KN}$
Azione verticale totale:	$R_{z_TOT} = R_{z_Peso_proprio} + R_{z_G2_terr} + \Delta R_z' = 1606.3 \text{ KN}$
Azione verticale perp. superficie scorrimento:	$R_{z_TOT_perp} = R_{z_TOT} \times \cos(\alpha) = 1561.1 \text{ KN}$
Azione verticale parall. superficie scorrimento:	$R_{z_TOT_par} = R_{z_TOT} \times \sin(\alpha) \times -1 = -378.5 \text{ KN}$
Azione orizzontale massima:	$R_x = 1263.6 \text{ KN}$
Azione orizzontale perp. superficie scorrimento:	$R_{x_perp} = R_x \times \sin(\alpha) = 297.8 \text{ KN}$
Azione orizzontale parall. superficie scorrimento:	$R_{x_parall} = R_x \times \cos(\alpha) = 1228.0 \text{ KN}$
Azione orizzontale totale stabilizzante:	$R_{h_stab} = (R_{z_TOT_perp} + R_{x_perp}) \times \tan\phi_{fond} = 1350.6 \text{ KN}$
Taglio stabilizzante in condizioni statiche:	$R_{h_stab_stat} = R_{h_stab} / \gamma_{R3} = 1227.8 \text{ KN}$
Taglio scorrimento in condizioni statiche:	$R_{h_scorr_stat} = R_{z_TOT_par} / \gamma_{R3} + R_{x_parall} = 883.9 \text{ KN}$
Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche:	$R_{h_stab_stat} / R_{h_scorr_stat} = 1.39$

Meccanismo 2



Componente verticale della spinta del terreno:	$\Delta R_z' = SP_{\text{terr}} \times \sin(2/3\phi) = 159.6 \text{ KN}$
Approfondimento piano di scorrimento:	0.8m
Incremento di azione verticale per appr. piano scorr.	$\Delta R_z'' = 218.4 \text{ KN}$
Azione verticale totale:	$R_{z_TOT} = R_{z_Peso_proprio} + R_{z_G2_terr} + \Delta R_z' + \Delta R_z'' = 1824.7 \text{ KN}$
Spinta <u>a riposo</u> terreno di valle (50%):	$R_{x_k0} = 72.0 \text{ KN}$
Azione orizzontale massima:	$R_x = 1263.6 \text{ KN}$
Azione orizzontale totale stabilizzante:	$R_{h_stab} = (R_{z_TOT}) \times \tan\phi_{\text{fond}} + R_{x_k0} = 1397.7 \text{ KN}$
Taglio stabilizzante in condizioni statiche:	$R_{h_stab_stat} = R_{h_stab} / \gamma_{R3} = 1270.7 \text{ KN}$
Taglio scorrimento in condizioni statiche:	$R_{h_scorr_stat} = R_x = 1263.6 \text{ KN}$
Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche:	$R_{h_stab_stat} / R_{h_scorr_stat} = 1.01$

9.2.12.3. Verifica a ribaltamento

	GEO1	GEO2
Momento ribaltante	1288.9 KNm	1371.8 KNm
Momento stabilizzante	$2919.2 / 1.15 = 2538.4 \text{ KNm}$	$2914.7 / 1.15 = 2534.5 \text{ KNm}$
Coefficiente di sicurezza	2.0	1.9

9.2.13. Sollecitazioni paramento

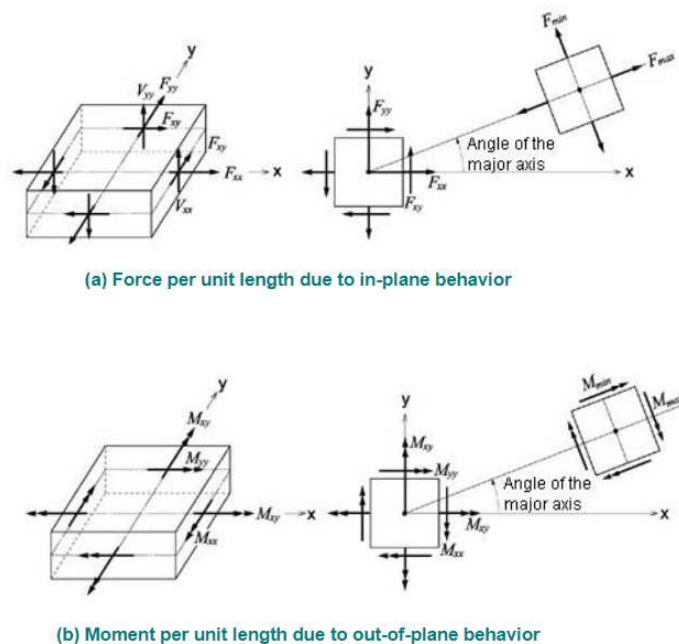


Figura 31 – convenzioni di segno del programma di calcolo

9.2.13.1. Involuppo allo SLU

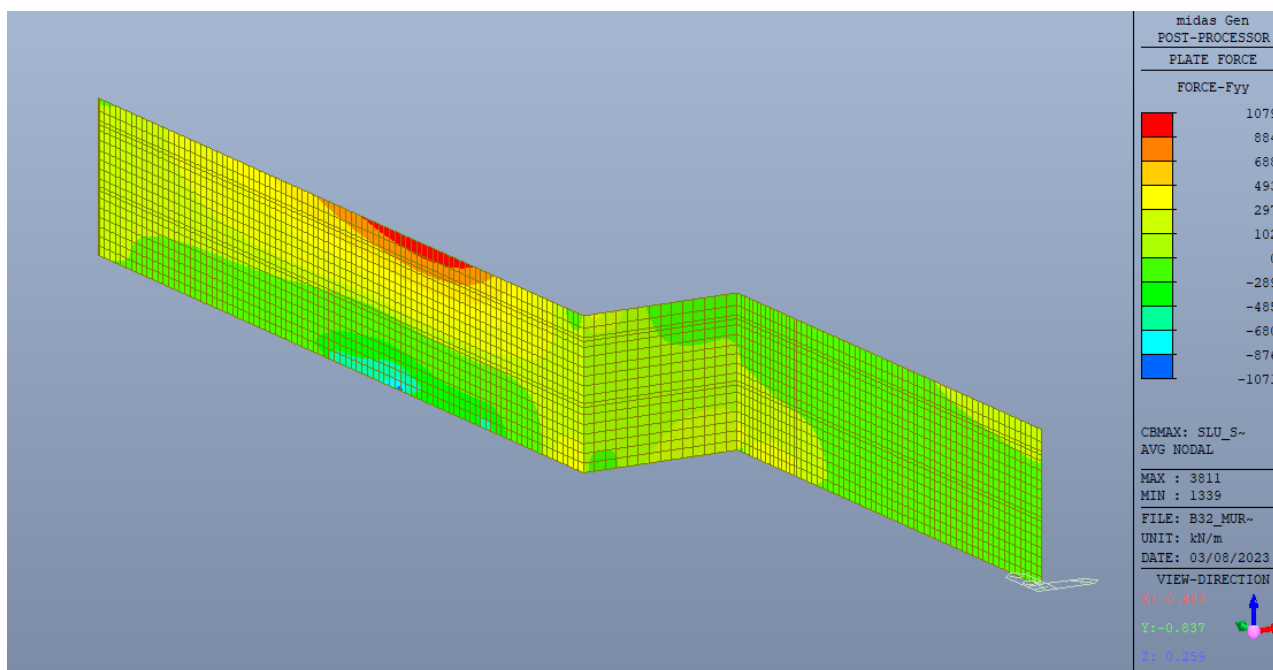


Figura 32 – Fyy max – azione di trazione in direzione orizzontale [kN/m]

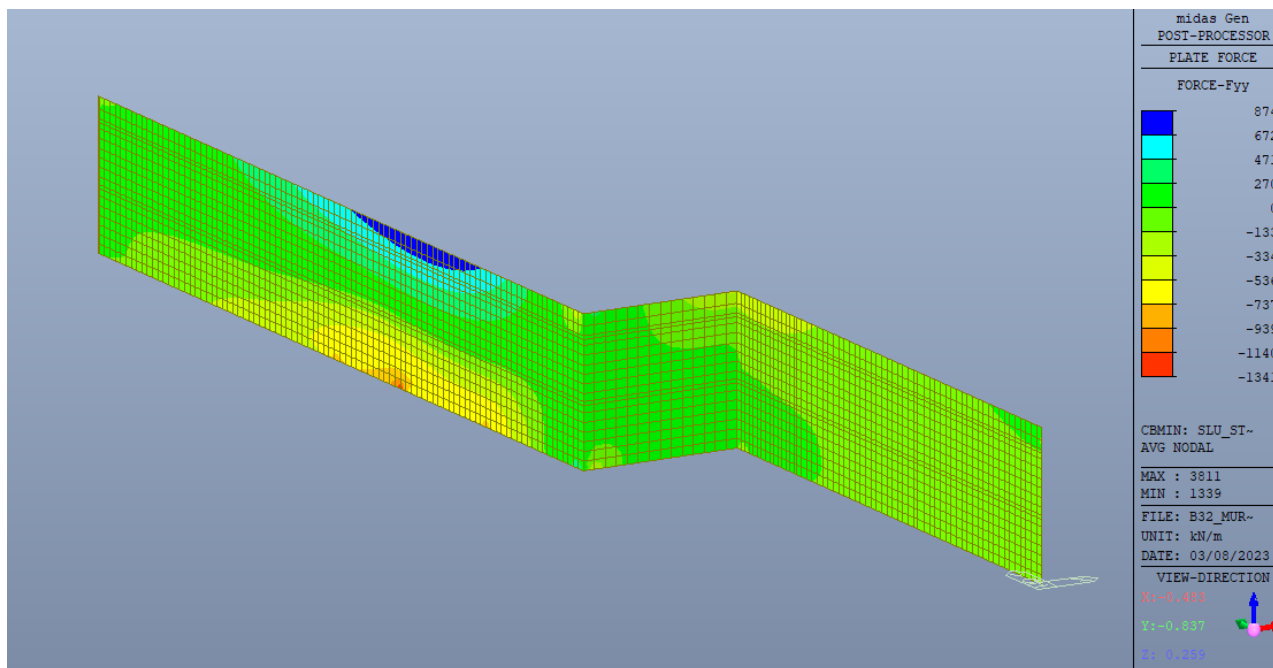


Figura 33 – Fyy min – azione di trazione in direzione orizzontale [KN/m]

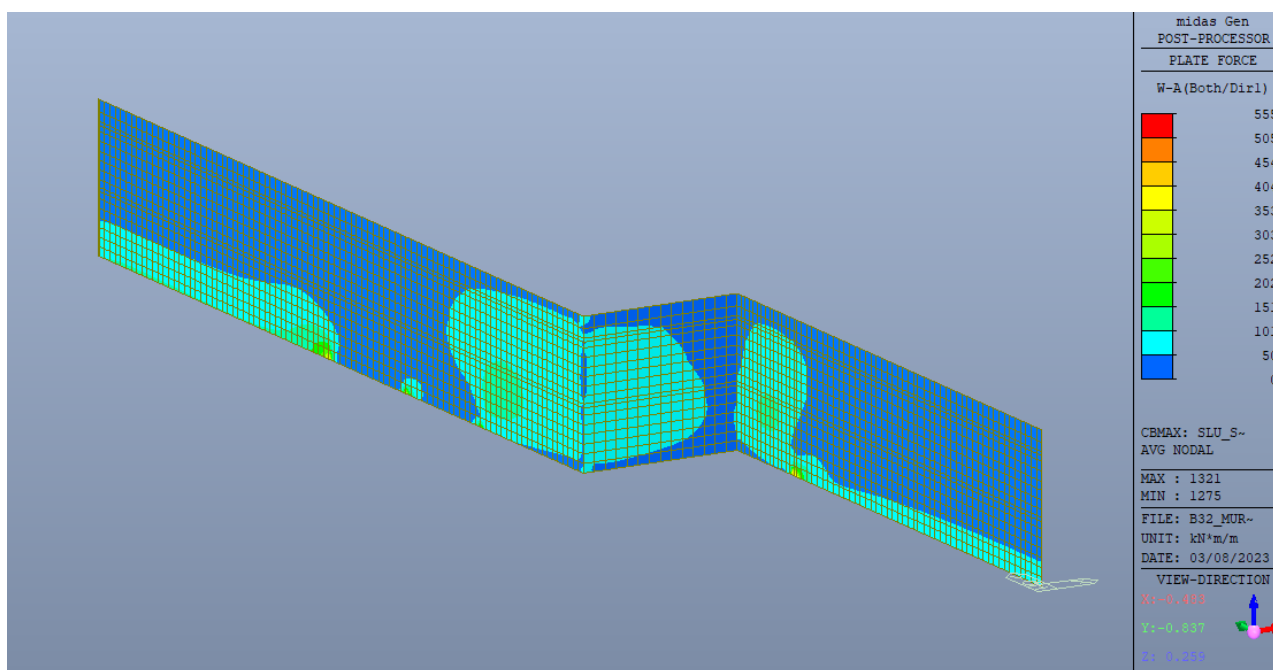


Figura 34 – Mxx_max – azione flettente su entrambe le facce (metodo di Wood Armer) [KNm/m]

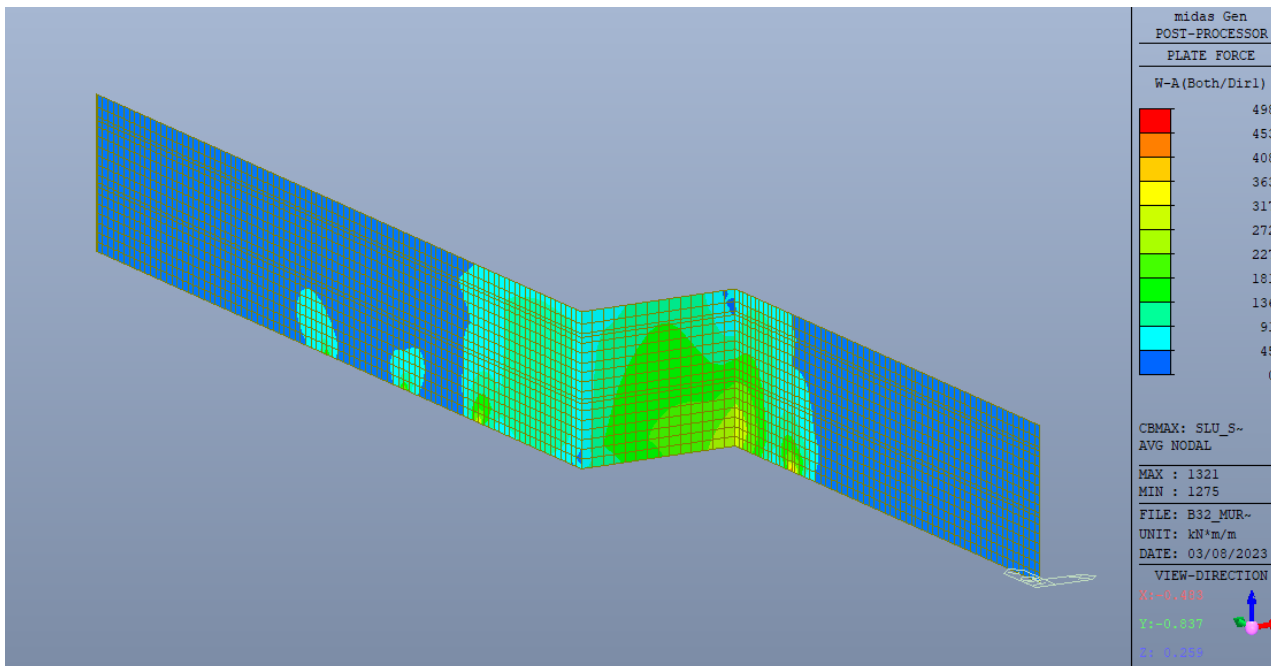


Figura 35 – M_{yy_max} – azione flettente su entrambe le facce (metodo di Wood Armer) [KNm/m]

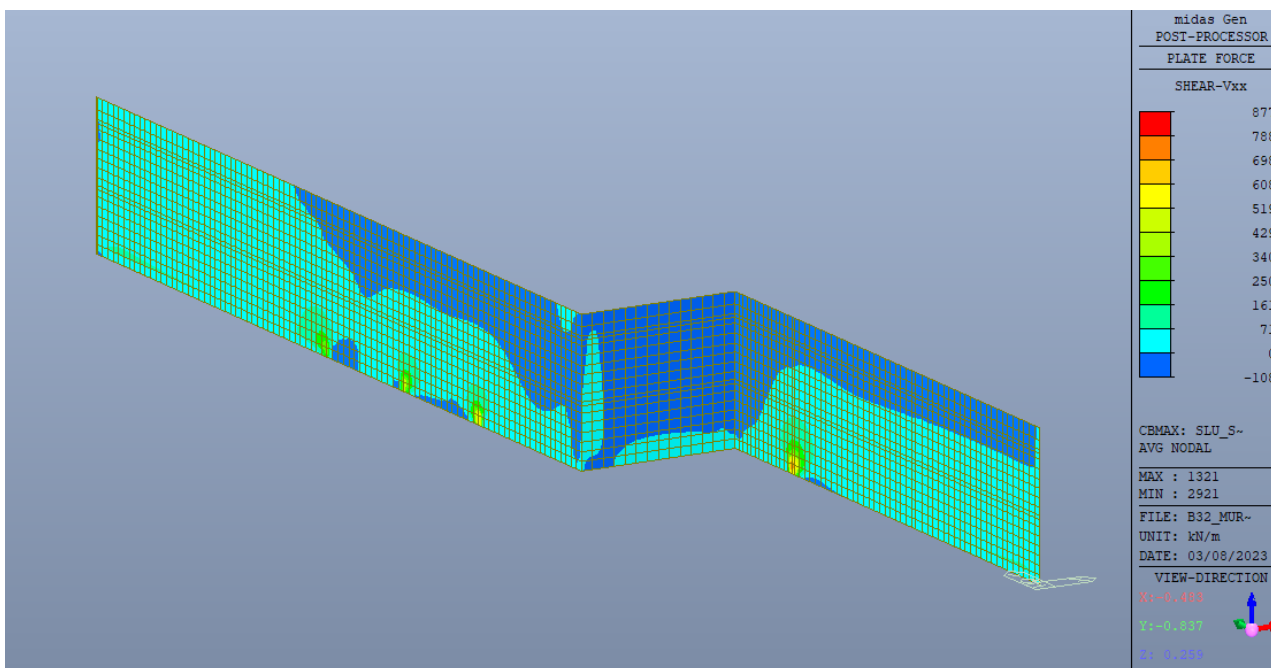


Figura 36 – V_{xx_max} – azione di taglio [KN/m]

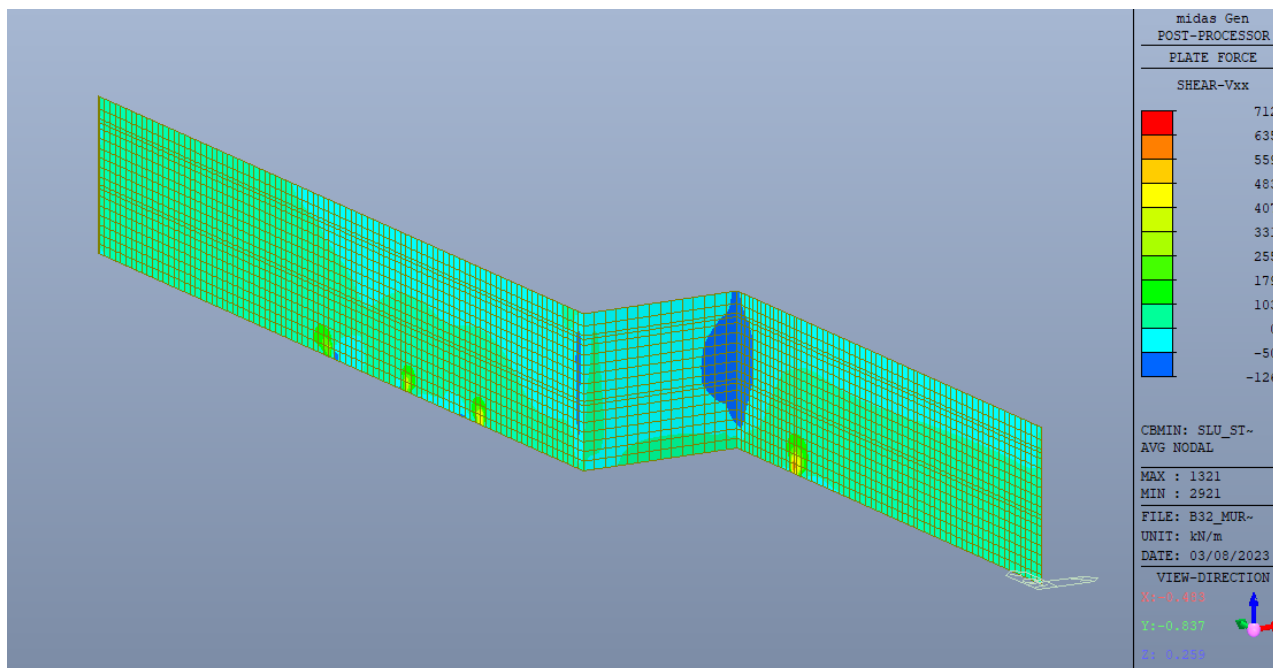


Figura 37 – Vxx_min – azione di taglio [KN/m]

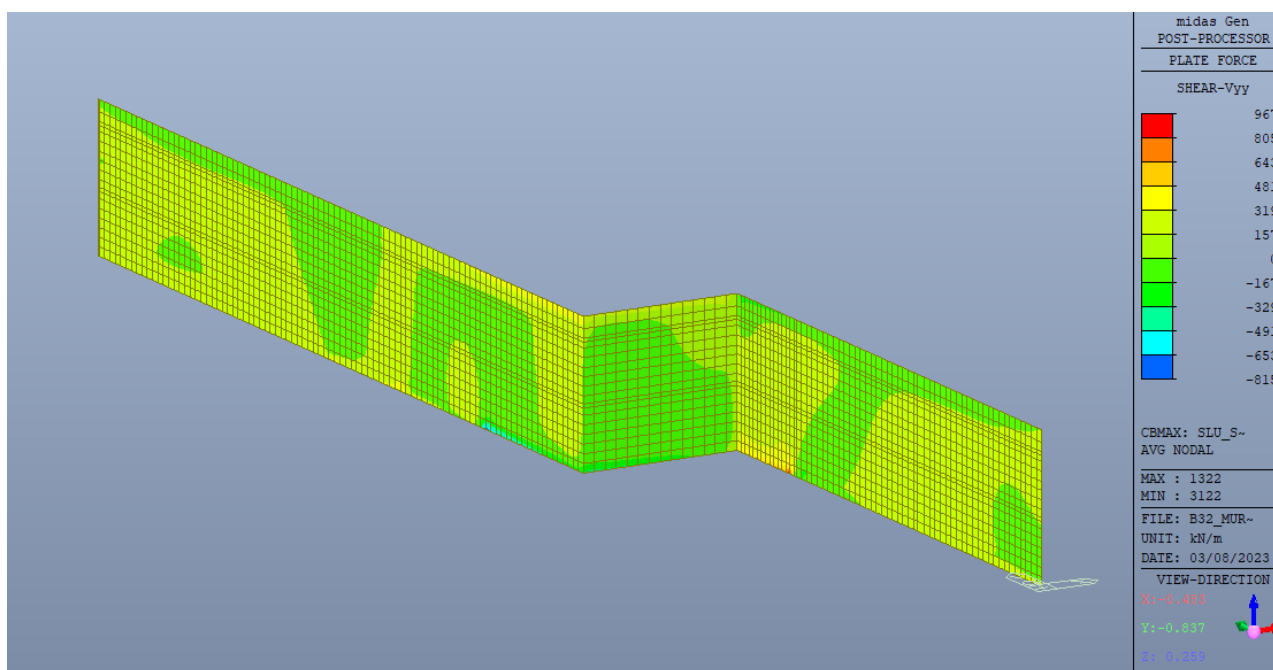


Figura 38 – Vyy_max – azione di taglio [KN/m]

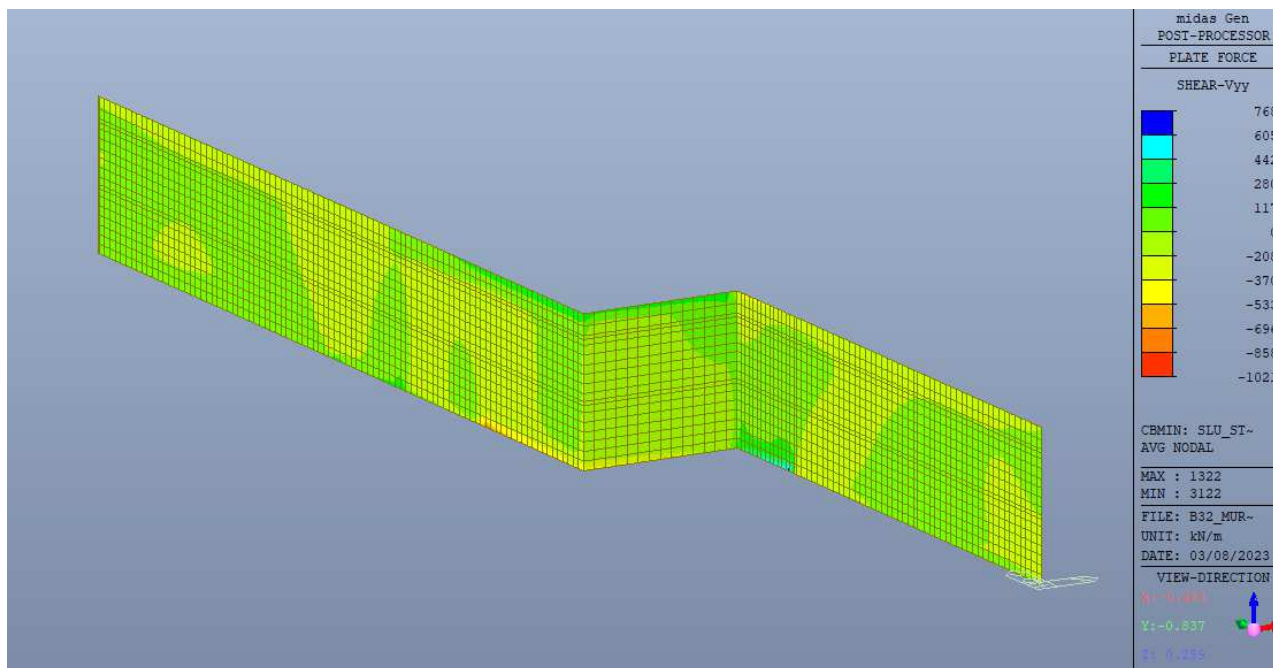


Figura 39 – Vyy _min – azione di taglio [KN/m]

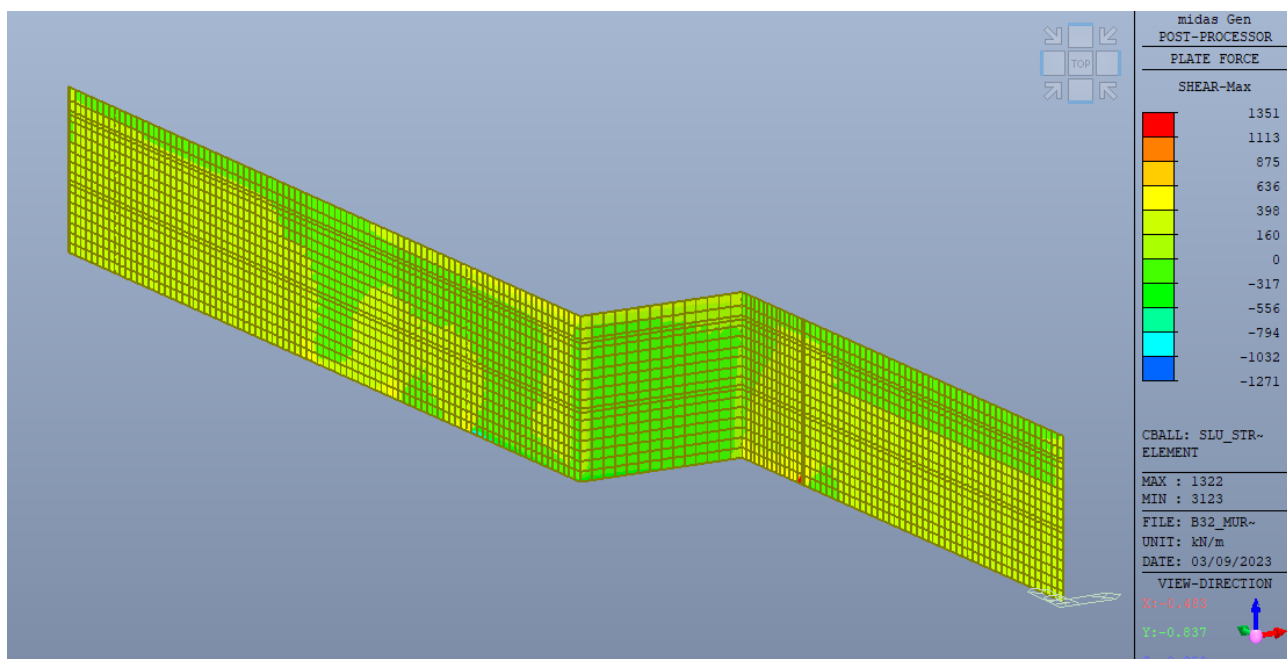
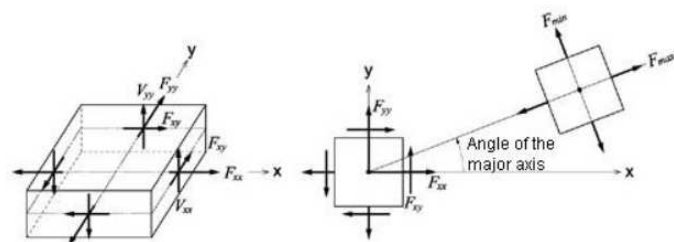
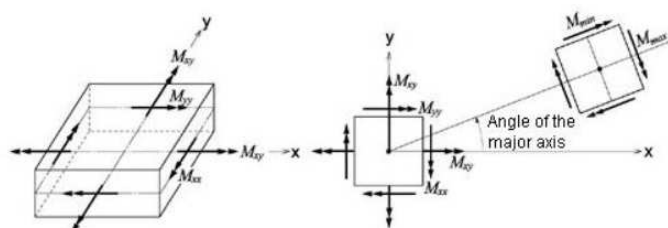


Figura 40 – V _max – azione di taglio [KN/m]

9.2.14. Sollecitazioni fondazione



(a) Force per unit length due to in-plane behavior



(b) Moment per unit length due to out-of-plane behavior

Figura 41 – convenzioni di segno del programma di calcolo

9.2.14.1. Involuppo allo SLU

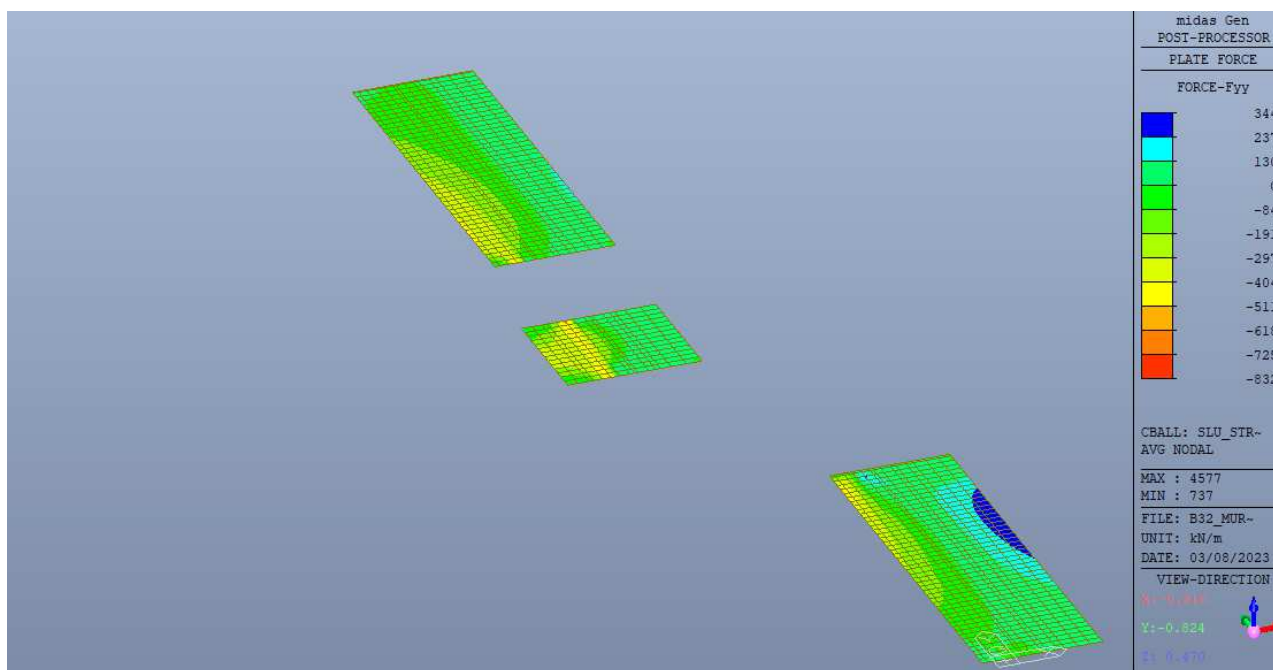


Figura 42 – Fyy_max – azione di trazione longitudinale [KN/m]

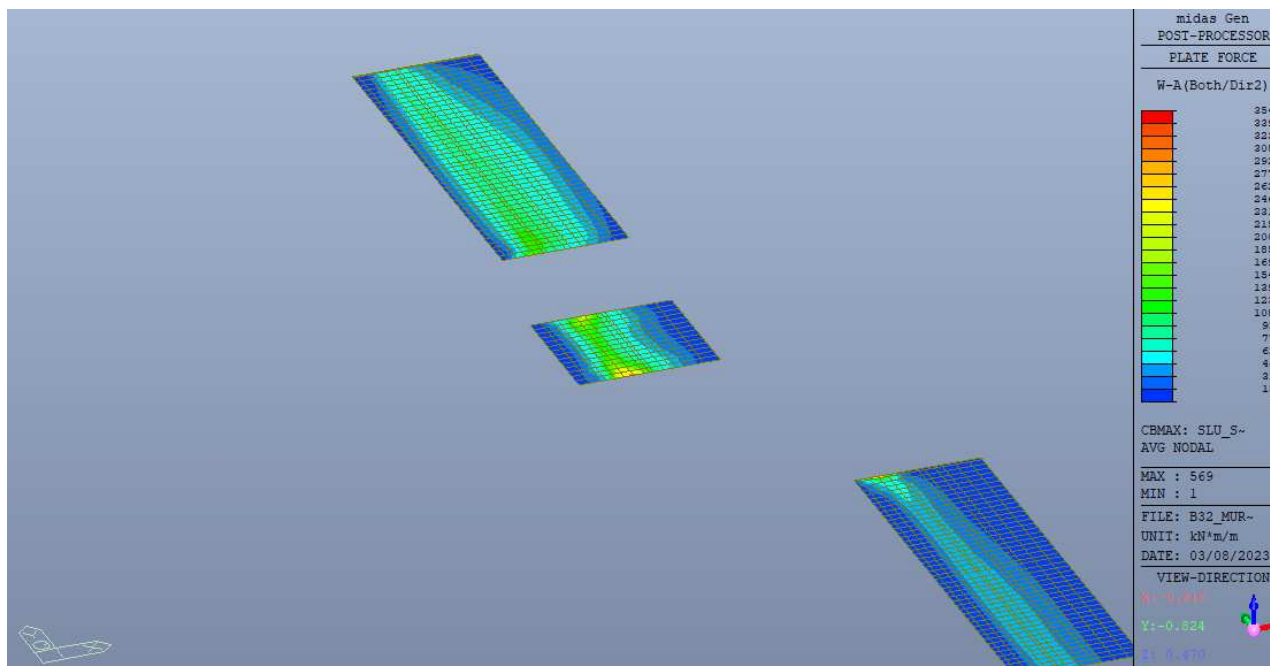


Figura 43 – Mxx_max – azione flettente trasversale su entrambe le facce (metodo di Wood Armer) [KNm/m]

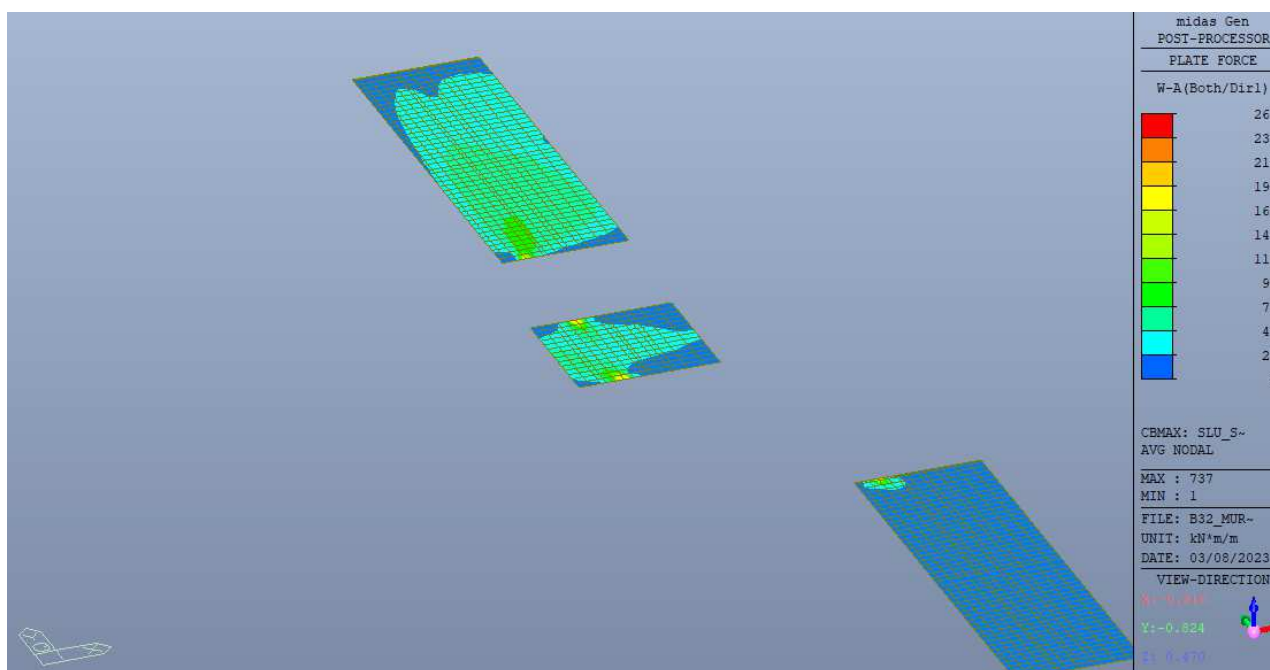


Figura 44 – Myy_max – azione flettente longitudinale su entrambe le facce (metodo di Wood Armer) [KNm/m]

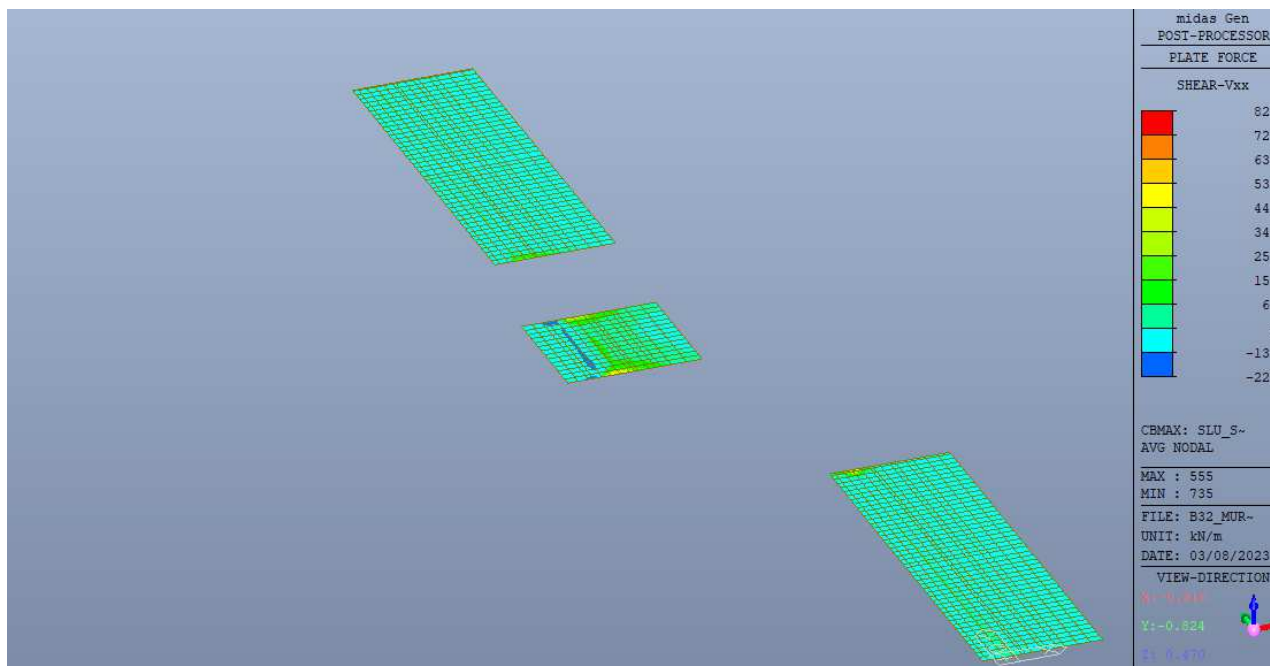


Figura 45 – Vxx_max – azione di taglio [KN/m]

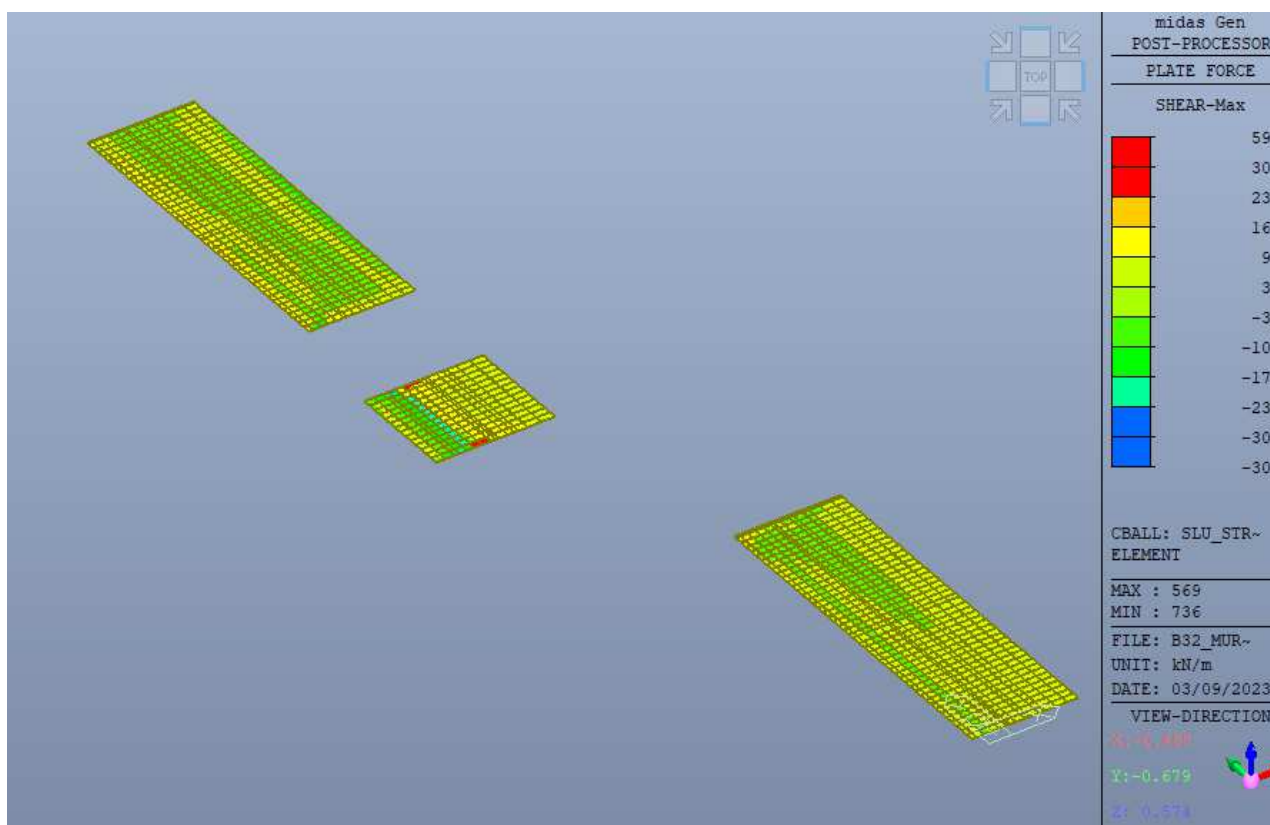


Figura 46 – V_max – azione di taglio [KN/m]

9.2.14.2. Involuppo allo SLE

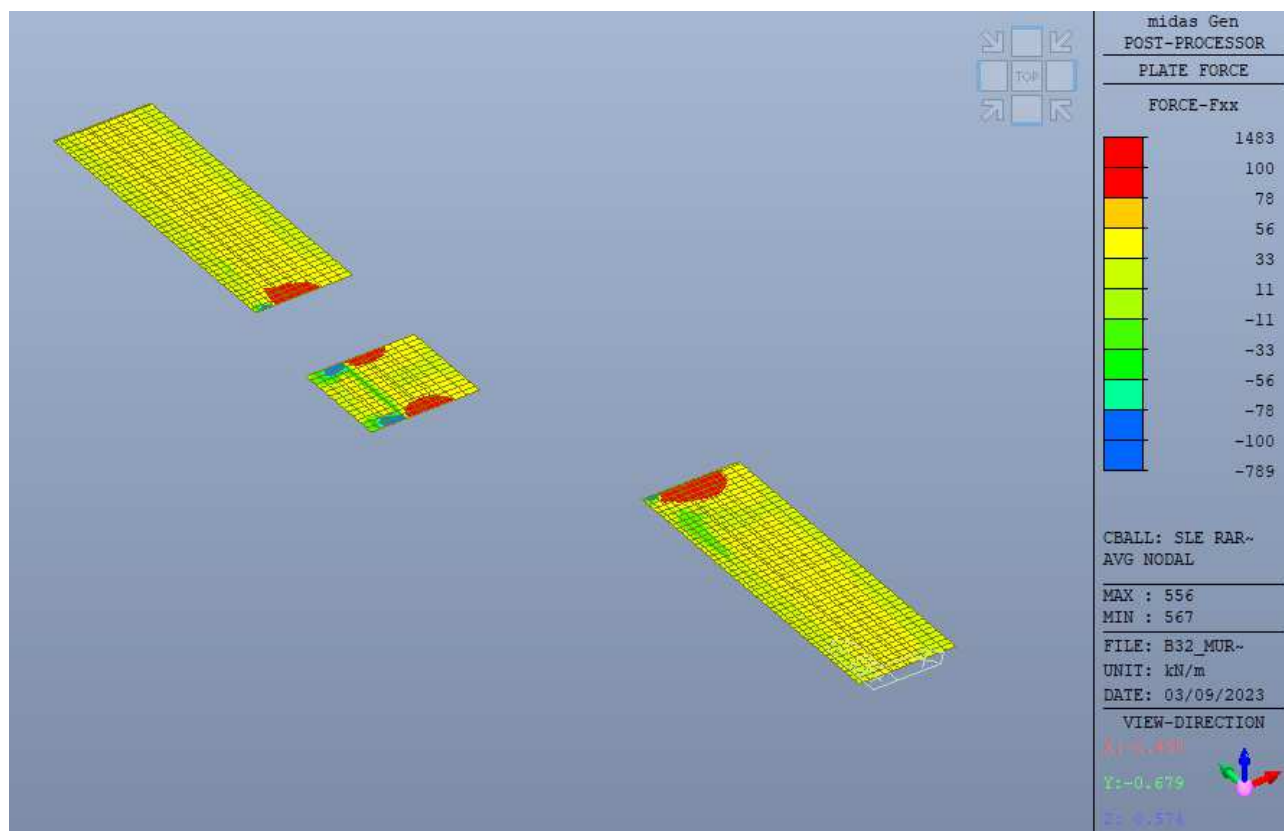


Figura 47 – Fxx_max – azione di trazione trasversale [kN/m]

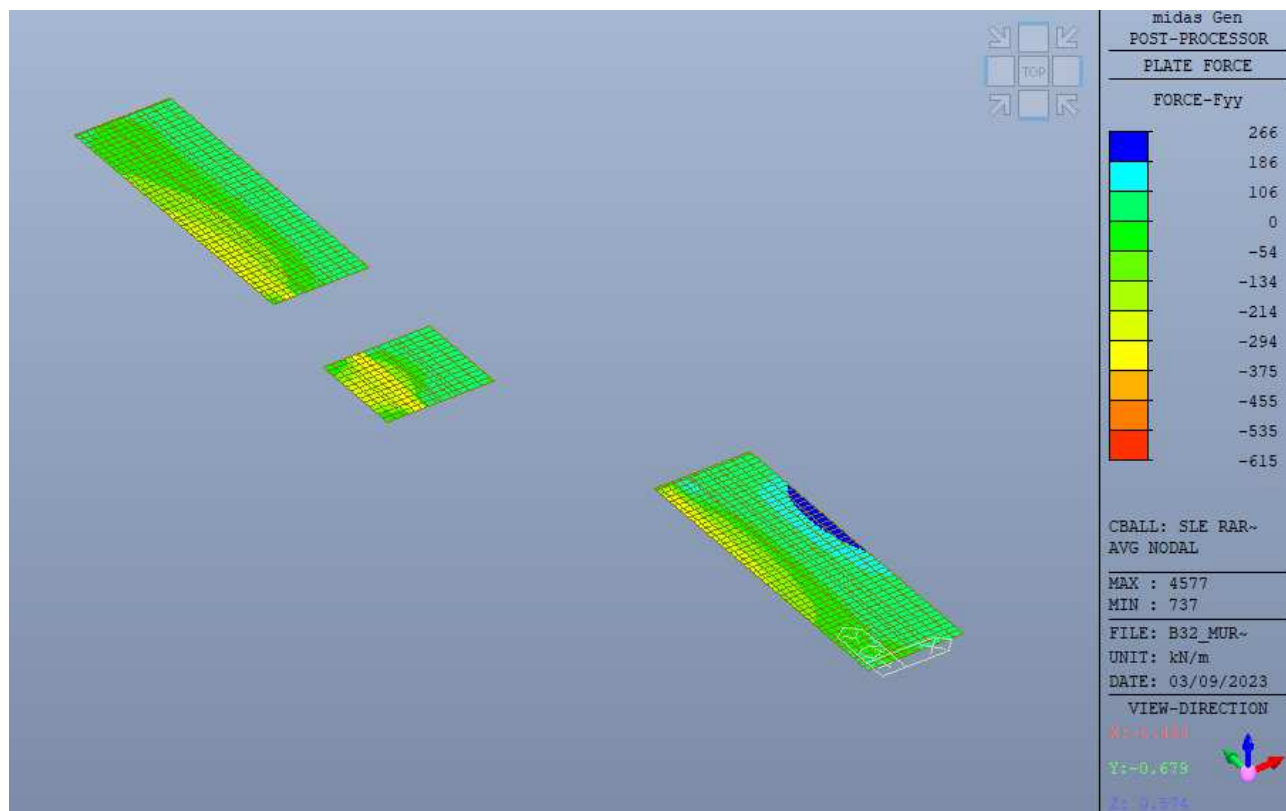


Figura 48 – Fyy_max – azione di trazione longitudinale [kN/m]

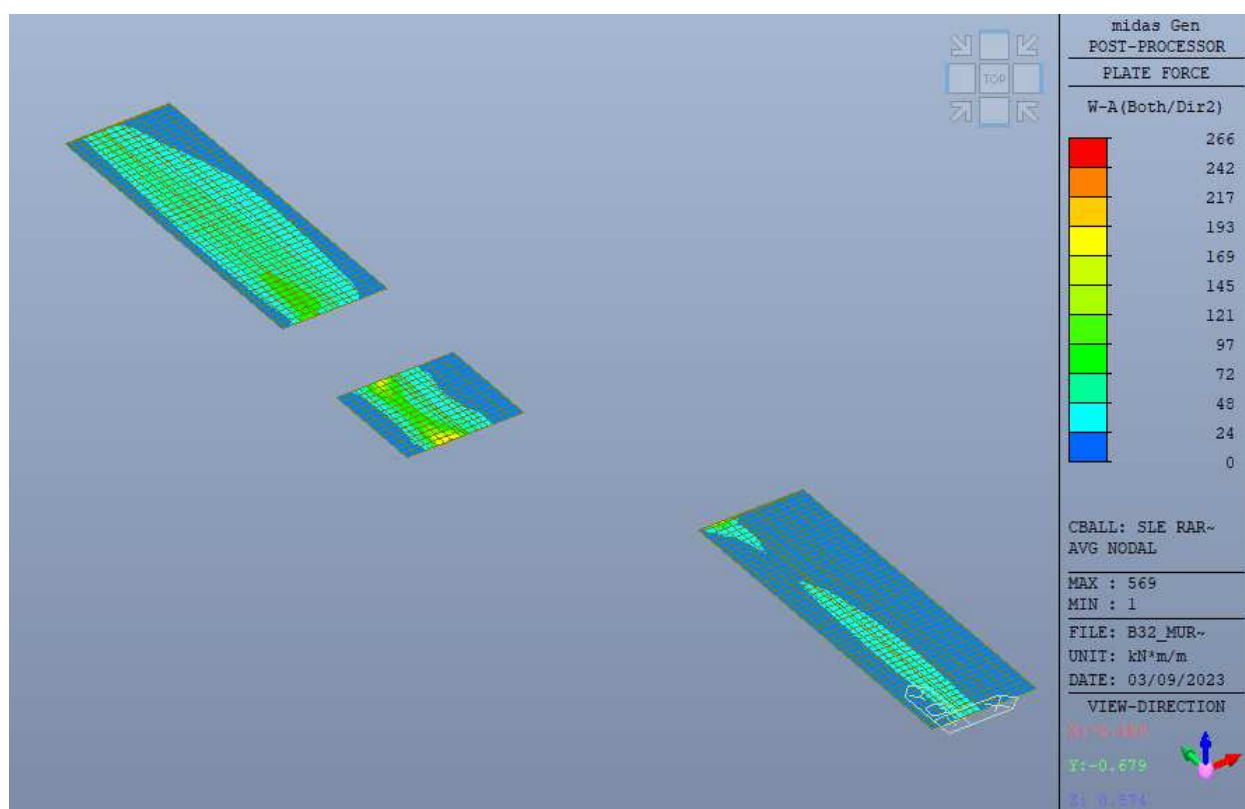


Figura 49 – M_{xx_max} – azione flettente trasversale su entrambe le facce (metodo di Wood Armer) [KNm/m]

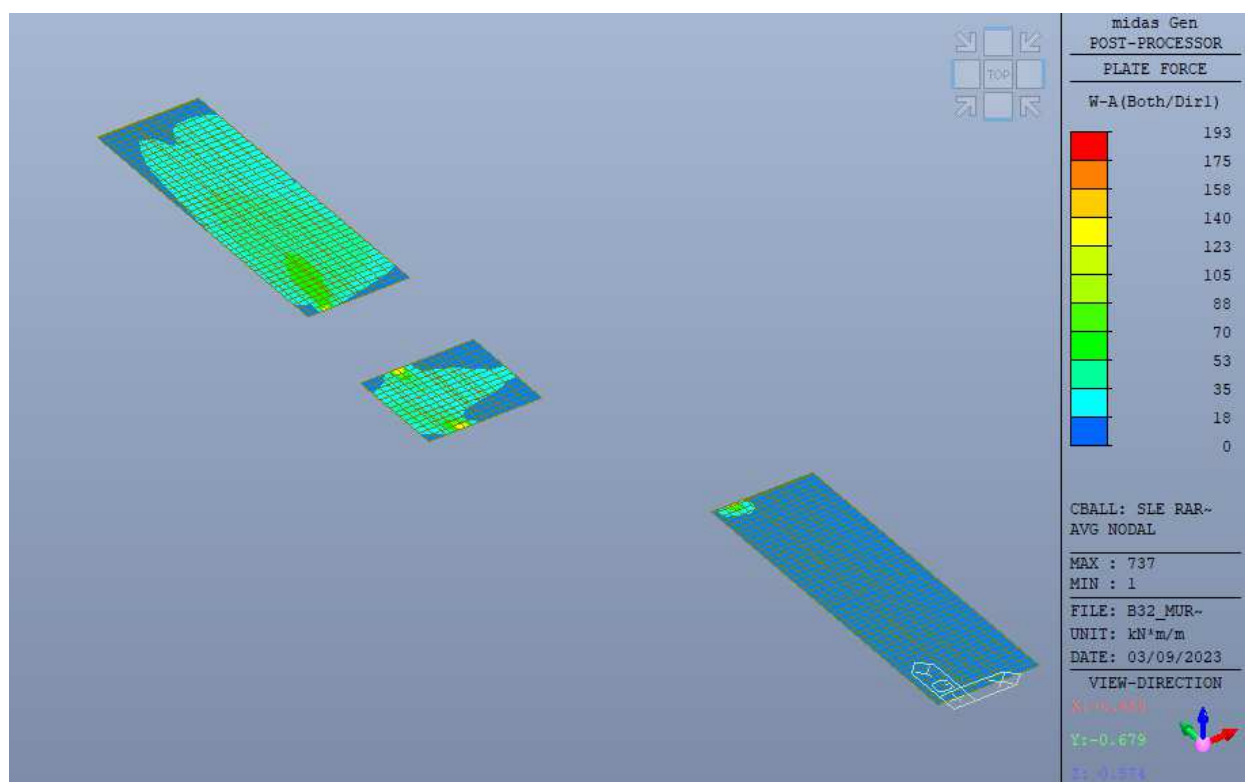


Figura 50 – M_{yy_max} – azione flettente trasversale su entrambe le facce (metodo di Wood Armer) [KNm/m]

9.2.15. Verifiche strutturali paramento

9.2.15.1. *SLU – flessione*

Si effettua la verifica considerando le massime sollecitazioni.

Armatura orizzontale esterna lembo 1	1 ϕ 22/10 @61mm
Armatura orizzontale esterna lembo 2	1 ϕ 22/10 @439mm
Armatura verticale interna lembo 1	1 ϕ 26/10 @85mm
Armatura verticale interna lembo 2	1 ϕ 26/10 @415mm

Verifiche armatura orizzontale

$N_{Ed} = -1079$ KN/m

$M_{yy} = 10$ KNm/m

Rottura	c.s.	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[KN/m]	[KNm/m]
M-N con aumento proporzionale	2.63	-2836	26
M costante	2.71	-2922	10
N costante	38.11	-1079	281

$N_{Ed} = -146$ KN/m

$M_{yy} = 475$ KNm/m

Rottura	c.s.	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[KN/m]	[KNm/m]
M-N con aumento proporzionale	1.20	-172	561
M costante	4.20	-612	475
N costante	1.20	-146	566

Verifiche armatura verticale

$N_{Ed} = -261$ KN/m

$M_{xx} = 499$ KNm/m

Rottura	c.s.	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[KN/m]	[KNm/m]

M-N con aumento proporzionale	1.39	-362	691
M costante	5.61	-1465	499
N costante	1.42	-261	708

Per le sollecitazioni in condizione eccezionale, si rimanda alla sezione tipica; poiché la sezione ha stessa altezza e armatura equivalente, le verifiche si considerano automaticamente soddisfatte.

9.2.15.2.SLU-taglio

Il calcolo prevede la presenza dell'armatura a taglio.

Si assume:

$$A_{sw}=1\phi 16/20 \times 20$$

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Paramento
---------------	---------------	------------	------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Piastra c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fdk} /R _{ck}	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio	NTC tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1000	mm
Altezza della sezione	h	500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	72	mm
Altezza utile della sezione	d _l	399	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	26	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	5309	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	φ _{sw}	16	mm

Numero bracci staffe	nb	5.0	ad
Passo staffe	sw	200	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A_{sw}/m	5027	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	np	0	ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	sp	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A_{sp}/m	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	1351.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$	2.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	26.57	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.71	ad
	v_{min}	0.45	ad
	ρ_l	1.33E-02	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	289.10	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	1351.17	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	1412.63	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	1412.63	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	1351.17	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.000	

9.2.15.3.SLE tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite di esercizio, in accordo alle NTC2018; si riportano di seguito i limiti tensionali da rispettare:

$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica

$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0,80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo e le aperture di fessura sono determinate in combinazione rara.

Verifiche armatura orizzontale

$N_{Ed} = -805 \text{ KN/m}$

$M_{yy}=6 \text{ KNm/m}$

Massima trazione nell'acciaio

σ_s $\sigma_{s,lim}$
 Combinazione rara: 1101 < 360 N/mm²

Apertura fessure: $w_{MAX}=0,00 \text{ mm} < 0,300 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

$N_{Ed}=-99 \text{ KN/m}$

$M_{yy}=350 \text{ KNm/m}$

Massima compressione nel calcestruzzo

σ_c $\sigma_{c,lim}$
 Combinazione rara: 8 < 14.4 N/mm²

Massima trazione nell'acciaio

σ_s $\sigma_{s,lim}$
 Combinazione rara: 251 < 360 N/mm²

Apertura fessure: $w_{MAX}=0,29 \text{ mm} < 0,300 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Verifiche armatura verticale

$N_{Ed}=-180 \text{ KN/m}$

$M_{yy}=381 \text{ KNm/m}$

Massima compressione nel calcestruzzo

σ_c $\sigma_{c,lim}$
 Combinazione rara: 9 < 14.4 N/mm²

Massima trazione nell'acciaio

σ_s $\sigma_{s,lim}$
 Combinazione rara: 221 < 360 N/mm²

Apertura fessure: $w_{MAX}=0,29 \text{ mm} < 0,300 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

9.2.16.Verifiche strutturali fondazione

9.2.16.1.SLU – flessione

Si effettua la verifica considerando le massime sollecitazioni.

Armatura superiore 1 ϕ 20/10 @60mm

Armatura inferiore 1 ϕ 20/10 @740mm

$N_{Ed}=-665 \text{ KN/m}$

$M_{xx}=354 \text{ KNm/m}$

Rottura	c.s.	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[KN/m]	[KNm/m]

M-N con aumento proporzionale	1.465	-974	518.5
M costante	2.132	-1418	354.9
N costante	1.776	-665	628.62

Per le sollecitazioni in condizione eccezionale, si rimanda alla sezione tipica; poiché la sezione ha altezza maggiore e l'armatura è la medesima, le verifiche si considerano automaticamente soddisfatte.

9.2.16.2. SLU – taglio

Il calcolo prevede la presenza dell'armatura a taglio.

Si assume:

$$A_{sw}=1\phi 16/40 \times 40$$

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Fondazione
---------------	---------------	------------	-------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Piastra c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ck}	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1000	mm
Altezza della sezione	h	800	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	-	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	50	mm
Altezza utile della sezione	d _l	724	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	20	mm

Area totale ferri longitudinali corrente teso	A_{sl}	3142	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A_{tag}	SI	
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Numero bracci staffe	n_b	2.5	ad
Passo staffe	s_w	400	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	$A_{sw/m}$	1257	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n_p	0	ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s_p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	$A_{sp/m}$	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	600.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$	2.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	26.57	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.53	ad
	v_{min}	0.38	ad
	ρ_l	4.34E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	322.51	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	2451.75	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	640.82	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	640.82	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	640.82	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.068	

9.2.16.3.SLE tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite di esercizio, in accordo alle NTC2018; si riportano di seguito i limiti tensionali da rispettare:

$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica

$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0,80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo e le aperture di fessura sono determinate in combinazione rara.

$N_{Ed} = -205$ kN/m

$M_{xx} = 266$ kNm/m

Massima compressione nel calcestruzzo σ_c $\sigma_{c,lim}$

Combinazione rara:

3

<

14.4 N/mm²**Massima trazione nell'acciaio** σ_s $\sigma_{s,lim}$

Combinazione rara:

270

<

360 N/mm²Apertura fessure: $w_{MAX}=0,153$ mm < 0,300 -> verifica soddisfatta $N_{Ed}=-536$ KN/m $M_{xx}=100$ KNm/m**Massima trazione nell'acciaio** σ_s $\sigma_{s,lim}$

Combinazione rara:

132

<

360 N/mm²Apertura fessure: $w_{MAX}=0,0$ mm < 0,300 mm -> verifica soddisfatta