

LIASON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

PARTE IN TERRITORIO ITALIANO – PROGETTO IN VARIANTE
(OTTEMPERANZA ALLA PRESCRIZIONE N. 235 DELLA DELIBERA CIPE 19/2015)

CUP C11J05000030001 – PROGETTO DEFINITIVO

GENIE CIVIL - OPERE CIVILI
CONSTRUCTION - COSTRUZIONE

CHANTIERS - SALBERTRAND – CANTIERIZZAZIONI – SALBERTRAND

GENERALITES – GENERALE

MUR DE SOUTÈNEMENT DE L'AIRE DE CHARGEMENT SUR TRAIN - NOTE DE CALCUL - MURO DI
SOSTEGNO AREA DI CARICO SU TRENO - RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérfié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	22/12/2016	Première diffusion / Prima emissione	LOMBARDI	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
A	21/03/2017	Révision suite aux commentaires TELT / Revisione a seguito commenti TELT	LOMBARDI	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
B	10/04/2017	Passage au status AP / Passaggio allo stato AP	LOMBARDI	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI



CODE DOC	P	R	V	C	3	A	T	S	3	7	8	6	5	B
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla		Émetteur / Emittente			Numero			Indice			

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	33	75	01	10	02
------------------------------	------------	----	----	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA
-



TELT sas – Savoie Technolac - Bâtiment "Homère"
13 allée du Lac de Constance – 73370 LE BOURGET DU LAC (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété TELT Tous droits réservés – Proprietà TELT Tutti i diritti riservati

Ce projet
est cofinancé par
l'Union européenne
(DG-TREN)



Questo progetto
è cofinanziato
dall'Unione europea
(TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
1.1 Premessa	4
1.2 Norme di riferimento	4
1.3 Documenti di riferimento	4
2. GEOMETRIA DEL MURO E IPOTESI DI CALCOLO	5
2.1 Configurazione di carico.....	5
2.2 Geometria del muro	5
2.3 Parametri geotecnici del terreno	6
3. CALCOLO DELLE SPINTE	7
3.1 Coefficienti di spinta - condizioni non sismiche	7
3.2 Diffusione delle pressioni per effetto dei carichi verticali.....	7
3.3 Coefficienti di spinta - condizioni sismiche	9
4. VERIFICHE	11
4.1 Verifica a ribaltamento - condizioni non sismiche (EQU + M2)	11
4.2 Verifica a ribaltamento - condizioni non sismiche (EQU + M2) - caso treno manutenzione.....	14
4.3 Verifica a scorrimento - condizioni non sismiche (A2 + M2 + R2).....	16
4.4 Verifica a ribaltamento - condizioni sismiche (EQU + M2)	17
4.5 Verifica a scorrimento - condizioni sismiche (A1 + M1 + R1).....	19
4.6 Verifica della capacità portante (A1 + M1 + R1)	19
5. CALCOLO DELLE ARMATURE DEL MURO	20
5.1 Verifiche a flessione	20
5.2 Verifiche a taglio	22
6. CONCLUSIONI.....	23

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Configurazione di carico.....	5
Figura 2 – Geometria del muro	6
Figura 3 – Pressioni orizzontali per effetto dei carichi distribuiti.....	8
Figura 4 – Pressioni orizzontali per effetto dei carichi concentrati	8
Figura 5 – Caratteristiche della sezione	21
Figura 6 – Dominio M - N della sezione.....	21

RESUME / RIASSUNTO

Le présent rapport a pour objectif de décrire les calculs de dimensionnement du mur de soutènement prévu sur l'aire industriel de Salbertrand.

Le mur soutiendra la plateforme prévue pour l'aire de chargement des trains.

Nel presente documento si sviluppa il calcolo di predimensionamento del muro di sostegno da realizzarsi sull'area industriale di Salbertrand. Il muro sosterrà la zona dedicata alla costruzione dell'area di caricamento su treno.

1. Introduzione

1.1 Premessa

Il presente rapporto sviluppa il calcolo di predimensionamento di un muro di sostegno del piazzale dedicato ad ospitare il nuovo fascio binari per il caricamento su treno del materiale da inviare al sito di deposito definitivo.

L'area di carico ospiterà, oltre ai treni, i silos per il loro caricamento a mezzo tramoggia.

Il dimensionamento sviluppato è stato condotto considerando la configurazione di carico più gravosa.

Per gli aspetti relativi alla configurazione dell'area di carico, alle modalità di caricamento su treno del materiale ed alla tipologia di silos per il caricamento adottati, si faccia riferimento ai documenti [1][6] e [1][7].

1.2 Norme di riferimento

Le principali norme utilizzate per la stesura della presente relazione vengono di seguito elencate:

- [1] Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: “Norme tecniche per le costruzioni.”
- [2] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.”
- [3] Eurocodice 1 (UNI EN 1991-1-1:2004): “ Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.”
- [4] Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2005): “ Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”
- [5] Eurocodice 7 (UNI EN 1997-1.2005): “Progettazione geotecnica”.

1.3 Documenti di riferimento

Si riportano nel seguito i principali documenti di riferimento richiamati nel testo.

- [6] PRV_C3A_TS3_33-75: Area industriale di Salbertrand
- [7] PRV_C3A_TS3_6400 e 6401: Impianto di caricamento su treno.

2. Geometria del muro e ipotesi di calcolo

Il dimensionamento è stato condotto considerando la condizione più gravosa: tratto di muro in affiancamento alla zona di caricamento su treno con i tre treni in posizione per il caricamento.

2.1 Configurazione di carico

E' stata verificata la striscia unitaria di un metro.

Si riporta qui di seguito la configurazione di carico considerata.

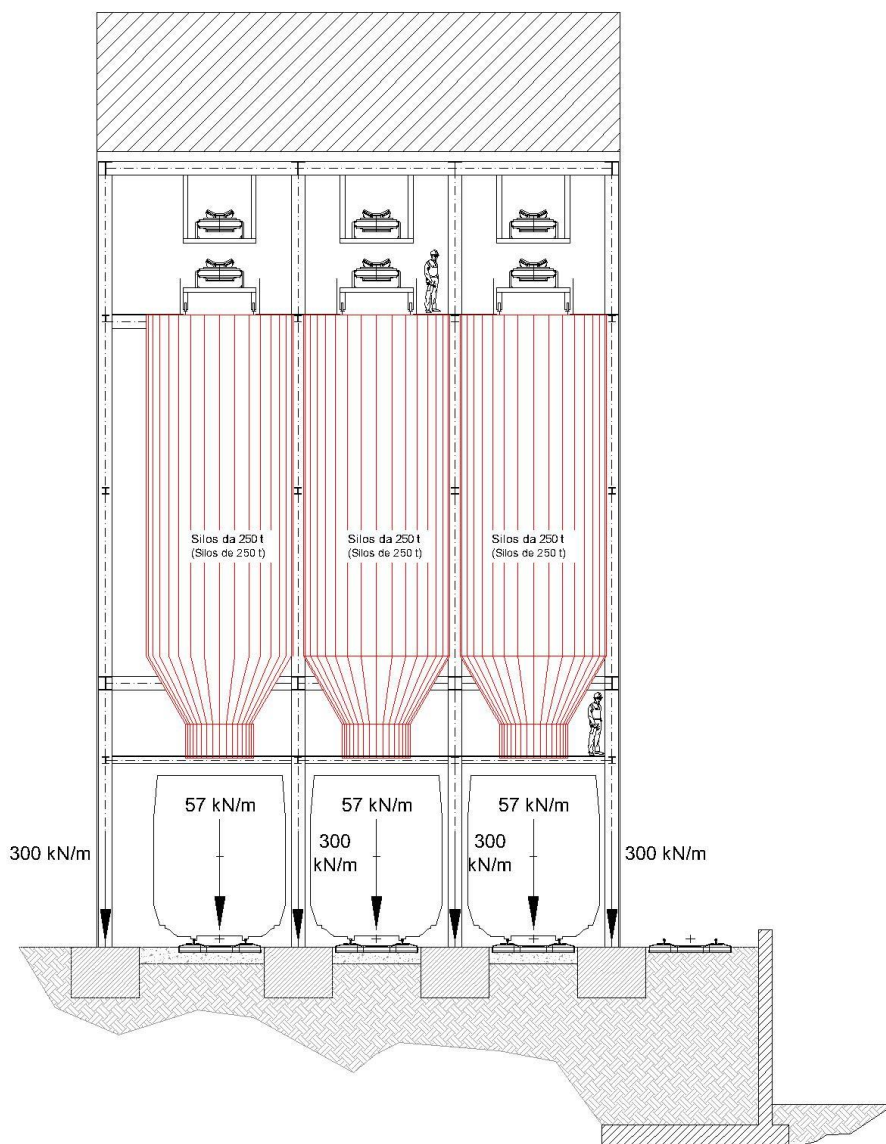


Figura 1 – Configurazione di carico

2.2 Geometria del muro

Nella zona di verifica si ha la seguente geometria.

$B_f = 5.5 \text{ m}$ Larghezza della fondazione

$H_f = 0.7 \text{ m}$ Altezza della fondazione

$h_m = 6 \text{ m}$ Altezza del muro

- $s = 0.4 \text{ m}$ Spessore muro
 $a = 0.5 \text{ m}$ Lunghezza tratto fondazione lato valle
 $b = 4.6 \text{ m}$ Lunghezza tratto fondazione lato monte

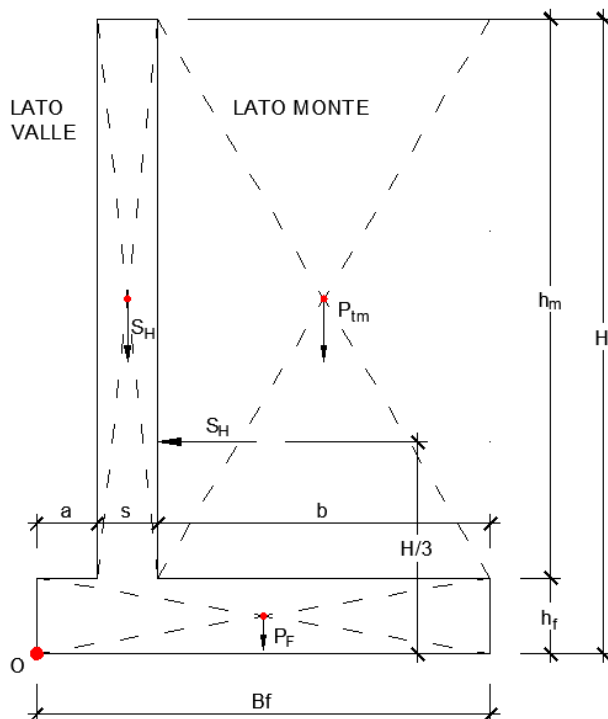


Figura 2 – Geometria del muro

2.3 Parametri geotecnici del terreno

- $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ peso specifico terreno
 $\phi = 33^\circ$ angolo di attrito interno del terreno
 $\delta = 2/3 \phi = 22^\circ$ angolo di attrito terreno - fondazione
 $\alpha = 40^\circ$ angolo di scorrimento fondazione
 $\beta = 0^\circ$ angolo di inclinazione del paramento murario rispetto alla verticale
 $i = 0^\circ$ angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

3. Calcolo delle spinte

3.1 Coefficienti di spinta - condizioni non sismiche

Con i parametri esposti nel capitolo precedente si ottengono i seguenti coefficienti di spinta.

Coefficiente di spinta attiva (Muller - Breslau):

$$K_a := \frac{\cos(\phi - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - i))}{(\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta))}} \right]^2} = 0.264$$

Coefficiente di spinta passiva (Muller - Breslau):

$$K_p := \frac{\cos(\phi + \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cos(\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + i))}{(\cos(\beta - \delta) \cos(\beta - i))}} \right]^2} = 8.084$$

Coefficiente di spinta attiva ridotta (NTC - tab.

6.2.II):

$$\gamma_{\phi 1} := 1.25 \quad (M2)$$

$$\phi_1 := \frac{180}{\pi} \operatorname{atan} \left(\frac{\tan(\phi)}{\gamma_{\phi 1}} \right) = 27.45^\circ$$

$$K_{a1} := \frac{\cos(\phi_1 - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi_1) \sin(\phi_1 - i))}{(\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta))}} \right]^2} = 0.326$$

3.2 Diffusione delle pressioni per effetto dei carichi verticali

Le pressioni orizzontali per effetto dei carichi verticali, sia distribuiti (vedi **Figura 3**), che concentrati (**Figura 4**), sono calcolate secondo la teoria di Krey.

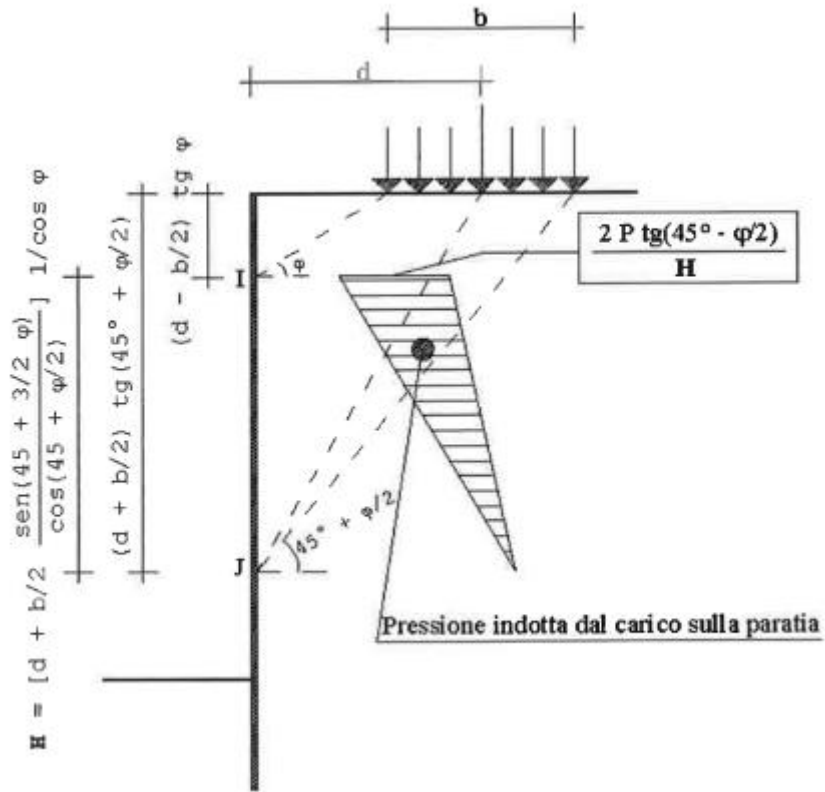


Figura 3 – Pressioni orizzontali per effetto dei carichi distribuiti

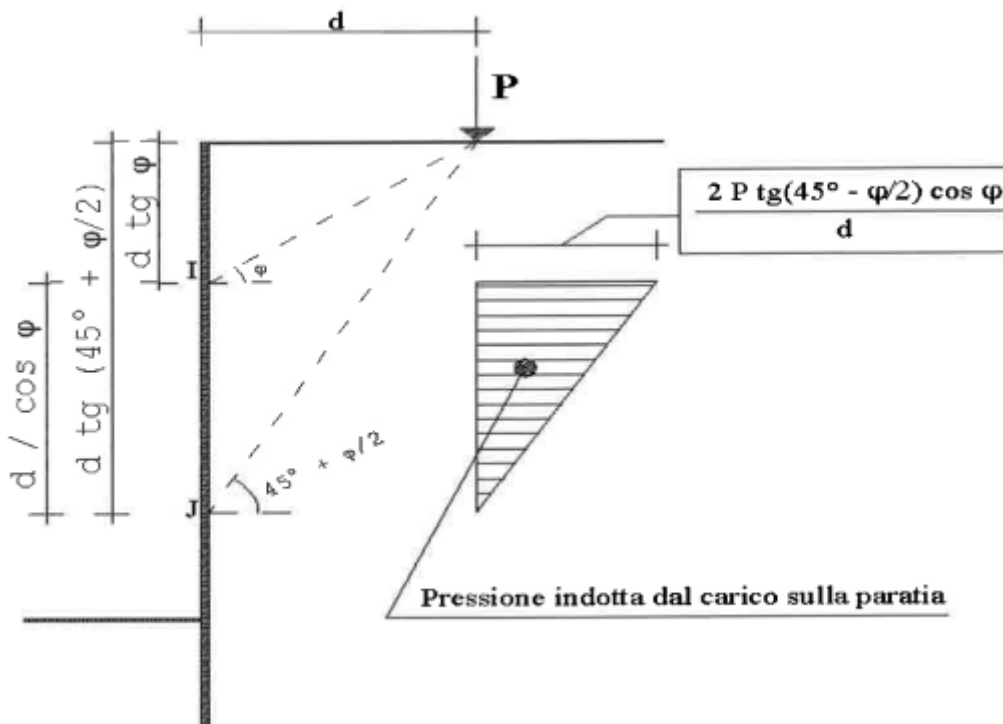


Figura 4 – Pressioni orizzontali per effetto dei carichi concentrati

3.3 Coefficienti di spinta - condizioni sismiche

$$\beta_s := 0.28$$

$$a_g := 0.2187 \cdot g \quad \text{accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido}$$

$$F_0 := 2.545 \quad \text{fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima}$$

$$S_S := 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.177 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

$$S_T := 1$$

$$a_{\max} := S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.257 \quad \text{accelerazione massima attesa}$$

$$k_h := \beta_s \cdot a_{\max} = 0.072 \quad \text{componente orizzontale della forza sismica}$$

$$k_v := 0.5 \cdot k_h = 0.036 \quad \text{componente verticale della forza sismica}$$

$$\theta_1 := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = 0.07 \quad \text{rad} \quad \psi := 90\text{deg} \quad \phi := 33\text{deg}$$

$$\theta_2 := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 0.07 \quad \text{rad}$$

$$\theta := \max(\theta_1, \theta_2)$$

Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (Mononome - Okabe):

valida per $\phi - \theta$ maggiore di β

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1:

$$k_{ad1} := \frac{\sin(\psi + \phi - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \sin(\psi)^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} = 0.31$$

**APPROCIO 1 -
 COMBINAZIONE 2:**

componente verticale verso alto ($-k_v$)

$$k_{ad2} := \frac{\sin(\psi + \phi_1 - \theta_2)^2}{\cos(\theta_2) \cdot \sin(\psi)^2 \cdot \sin(\psi - \theta_2 - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 + \delta) \cdot \sin(\phi_1 - \beta - \theta_2)}{\sin(\psi - \theta_2 - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} = 0.380$$

componente verticale verso basso ($+k_v$)

$$k_{ad3} := \frac{\sin(\psi + \phi_1 - \theta_1)^2}{\cos(\theta_1) \cdot \sin(\psi)^2 \cdot \sin(\psi - \theta_1 - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 + \delta) \cdot \sin(\phi_1 - \beta - \theta_1)}{\sin(\psi - \theta_1 - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} = 0.376$$

4. Verifiche

4.1 Verifica a ribaltamento - condizioni non sismiche (EQU + M2)

$H := 6.7$	m	altezza da imposta fondazione alla sommità del muro
$\gamma_{g1} := 0.9$		coefficiente parziale carichi permanenti (se favorevole all'equilibrio) da tab. 6.2.I NTC
$\gamma_{g2} := 1.1$		coefficiente parziale carichi permanenti (se sfavorevole all'equilibrio) da tab. 6.2.I NTC
$\gamma_{q1} := 1.5$		coefficiente parziale carico variabile (treno) da tab. 6.2.I NTC
$\gamma_M := 1.25$	$\phi_{1w} := 27.45\text{deg}$	coefficiente parziale per i parametri del terreno
$\gamma_R := 1$		coefficiente di sicurezza globale
$B_f := 5.5$	m	base fondazione
$h_f := 0.7$	m	altezza fondazione
$h_m := H - h_f = 6$	m	altezza muro
$s_w := 0.4$	m	spessore muro
$a := 0.5$	m	lunghezza tratto fondazione lato valle
$b := B_f - s_w - a = 4.6$	m	lunghezza tratto fondazione lato monte
$P_f := B_f \cdot h_f \cdot \gamma_{cls} = 96.25$	kN	peso fondazione
$P_m := s_w \cdot h_m \cdot \gamma_{cls} = 60$	kN	peso muro
$P_{tm} := b \cdot h_m \cdot \gamma_t = 524.4$	kN	peso terreno lato monte
$S_H := \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_{a1} \cdot H^2 = 138.92$	kN	spinta orizzontale del terrapieno posta ad H/3 da imposta fondazione
$P_{1conc} := 150$	kN	carico concentrato silos 1
$d_{1conc} := 4.3$	m	distanza del carico concentrato 1 dal muro
$y_{11} := d_{1conc} \cdot \tan(\phi_1) = 2.23$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico concentrato 1

$S_{y11} := 2 \cdot P_{1conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\phi_1}{2}\right) \cdot \frac{\cos(\phi_1)}{d_{1conc}} = 37.61$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota y11
$y_{12} := d_{1conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi_1}{2}\right) = 7.08$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico concentrato 1
$S_{y01} := S_{y11} \cdot \frac{(y_{12} - H)}{(y_{12} - y_{11})} = 2.94$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hconc1} := (S_{y11} + S_{y01}) \cdot \frac{(H - y_{11})}{2} = 90.55$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO CONCENTRATO 1 (P.TO DI APPLICAZIONE 2.87 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)
$P_{2conc} := 300$	kN	carico concentrato silos 2
$d_{2conc} := 8.9$	m	distanza del carico concentrato 2 dal muro
$y_{21} := d_{2conc} \cdot \tan(\phi_1) = 4.62$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico concentrato 2
$S_{y21} := 2 \cdot P_{2conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\phi_1}{2}\right) \cdot \frac{\cos(\phi_1)}{d_{2conc}} = 36.34$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota y21
$y_{22} := d_{2conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi_1}{2}\right) = 14.65$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico concentrato 2
$S_{y02} := S_{y21} \cdot \frac{(y_{22} - H)}{(y_{22} - y_{21})} = 28.81$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hconc2} := (S_{y21} + S_{y02}) \cdot \frac{(H - y_{21})}{2} = 67.66$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO CONCENTRATO 2 (P.TO DI APPLICAZIONE 1.08 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)
$P_{1distrib} := 22.8$	kN/m	carico distribuito treno 1 (su 2.5 m di traversina)
$b_{trav} := 2.5$	m	larghezza traversina treno
$d_{1distrib} := 6.6$	m	distanza del baricentro del carico distribuito 1 dal muro

Mur de soutènement de l'aire de chargement sur train - note de calcul / Muro di sostegno area di carico su treno - relazione di calcolo

$y_{11distrib} := \left(d_{1distrib} - \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan(\phi_1) = 2.78$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico distribuito 1
$S_{y11distrib} := \frac{2 \cdot P_{1distrib} \cdot \tan\left(45deg - \frac{\phi_1}{2}\right)}{H} = 4.13$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota y11
$y_{12distrib} := \left(d_{1distrib} + \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan\left(45deg + \frac{\phi_1}{2}\right) = 12.92$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico
$S_{y01distrib} := S_{y11distrib} \cdot \frac{(y_{12distrib} - H)}{(y_{12distrib} - y_{11distrib})} = 2.54$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hdistrib1} := \frac{(S_{y11distrib} + S_{y01distrib}) \cdot (H - y_{11distrib})}{2} = 13.08$	$\frac{kN}{m^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO DISTRIBUITO TRENO 1 (P.TO DI APPLICAZIONE 2.11 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)
$P_{2distrib} := 22.8$	kN/m	carico distribuito treno 1 (su 2.5 m di traversina)
$b_{trav} := 2.5$	m	larghezza traversina treno
$d_{2distrib} := 11.2$	m	distanza del baricentro del carico distribuito 1 dal muro
$y_{21distrib} := \left(d_{2distrib} - \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan(\phi_1) = 5.17$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico distribuito 1
$S_{y21distrib} := \frac{2 \cdot P_{2distrib} \cdot \tan\left(45deg - \frac{\phi_1}{2}\right)}{H} = 4.13$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota y21
$y_{22distrib} := \left(d_{2distrib} + \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan\left(45deg + \frac{\phi_1}{2}\right) = 20.5$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico
$S_{y02distrib} := S_{y21distrib} \cdot \frac{(y_{22distrib} - H)}{(y_{22distrib} - y_{21distrib})} = 3.72$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hdistrib2} := \frac{(S_{y21distrib} + S_{y02distrib}) \cdot (H - y_{21distrib})}{2} = 6.01$	$\frac{kN}{m^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO DISTRIBUITO TRENO 2 (P.TO DI APPLICAZIONE 0.78 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)

MOMENTI RESISTENTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rd} := \gamma_{g1} \cdot \left[P_f \cdot \frac{B_f}{2} + P_m \cdot \left(a + \frac{s}{2} \right) + P_{tm} \cdot \left(a + s + \frac{b}{2} \right) \right] = 1786.29 \quad kNm$$

MOMENTI RIBALTANTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rib} := \gamma_{g2} \cdot (S_{Hconcl} \cdot 2.87 + S_{Hconcl2} \cdot 1.08) + \gamma_{q1} \cdot (S_{Hdistrib1} \cdot 1.57 + S_{Hdistrib2} \cdot 0.78) + \gamma_{g2} \cdot S_H \cdot \frac{H}{3} = 745.36 \quad kNm$$

$$M_{rd} > \gamma_R \cdot M_{rib}$$

$$C_{sic} := \frac{M_{rd}}{M_{rib}} = 2.4$$

verifica = "SODDISFATTA"

$$verifica := \begin{cases} \text{"SODDISFATTA"} & \text{if } C_{sic} > 1 \\ \text{"NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

4.2 Verifica a ribaltamento - condizioni non sismiche (EQU + M2) - caso treno manutenzione

Rispetto alla verifica del paragrafo precedente si prevede solo il carico del treno di manutenzione a 2.3 m dal muro di sostegno, oltre ai silos.

$P_{1conc} := 150$	kN	carico concentrato silos 1
$d_{1conc} := 4.3$	m	distanza del carico concentrato 1 dal muro
$y_{11} := d_{1conc} \cdot \tan(\phi_1) = 2.23$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico concentrato 1
$S_{y11} := 2 \cdot P_{1conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\phi_1}{2}\right) \cdot \frac{\cos(\phi_1)}{d_{1conc}} = 37.61$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota y_{11}
$y_{12} := d_{1conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi_1}{2}\right) = 7.08$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico concentrato 1
$S_{y01} := S_{y11} \cdot \frac{(y_{12} - H)}{(y_{12} - y_{11})} = 2.94$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hconc1} := (S_{y11} + S_{y01}) \cdot \frac{(H - y_{11})}{2} = 90.55$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO CONCENTRATO 1 (P.TO DI APPLICAZIONE 2.87 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)
$P_{2conc} := 300$	kN	carico concentrato silos 2
$d_{2conc} := 8.9$	m	distanza del carico concentrato 2 dal muro
$y_{21} := d_{2conc} \cdot \tan(\phi_1) = 4.62$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico concentrato 2
$S_{y21} := 2 \cdot P_{2conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} - \frac{\phi_1}{2}\right) \cdot \frac{\cos(\phi_1)}{d_{2conc}} = 36.34$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota y_{21}
$y_{22} := d_{2conc} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi_1}{2}\right) = 14.65$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico concentrato 2
$S_{y02} := S_{y21} \cdot \frac{(y_{22} - H)}{(y_{22} - y_{21})} = 28.81$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hconc2} := (S_{y21} + S_{y02}) \cdot \frac{(H - y_{21})}{2} = 67.66$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO CONCENTRATO 2 (P.TO DI APPLICAZIONE 1.08 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)

Mur de soutènement de l'aire de chargement sur train - note de calcul / Muro di sostegno area di carico su treno - relazione di calcolo

$P_{1distrib} := 22.8$	kN/m	carico distribuito treno 1 (su 2.5 m di traversina)
$b_{trav} := 2.5$	m	larghezza traversina treno
$d_{1distrib} := 2.3$	m	distanza del baricentro del carico distribuito 1 dal muro
$y_{11distrib} := \left(d_{1distrib} - \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan(\phi_1) = 0.55$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico distribuito 1
$S_{y11distrib} := \frac{2 \cdot P_{1distrib} \cdot \tan\left(45deg - \frac{\phi_1}{2}\right)}{H} = 4.13$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota y_{11}
$y_{12distrib} := \left(d_{1distrib} + \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan\left(45deg + \frac{\phi_1}{2}\right) = 5.84$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico
$S_{Hdistrib1} := \frac{S_{y11distrib} \cdot (y_{12distrib} - y_{11distrib})}{2} = 10.95$	$\frac{kN}{m^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO DISTRIBUITO TRENO 1 (P.TO DI APPLICAZIONE 2.11 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)
$P_{2distrib} := 0$	kN/m	carico distribuito treno 1 (su 2.5 m di traversina)
$b_{trav} := 2.5$	m	larghezza traversina treno
$d_{2distrib} := 11.2$	m	distanza del baricentro del carico distribuito 1 dal muro
$y_{21distrib} := \left(d_{2distrib} - \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan(\phi_1) = 5.17$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale massima dal punto di applicazione del carico distribuito 1
$S_{y21distrib} := \frac{2 \cdot P_{2distrib} \cdot \tan\left(45deg - \frac{\phi_1}{2}\right)}{H} = 0$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota y_{21}
$y_{22distrib} := \left(d_{2distrib} + \frac{b_{trav}}{2} \right) \cdot \tan\left(45deg + \frac{\phi_1}{2}\right) = 20.5$	m	distanza in verticale del punto con pressione orizzontale nulla dal punto di applicazione del carico
$S_{y02distrib} := S_{y21distrib} \cdot \frac{(y_{22distrib} - H)}{(y_{22distrib} - y_{21distrib})} = 0$	$\frac{kN}{m^2}$	pressione alla quota di imposta della fondazione
$S_{Hdistrib2} := \frac{(S_{y21distrib} + S_{y02distrib}) \cdot (H - y_{21distrib})}{2} = 0$	$\frac{kN}{m^2}$	RISULTANTE DELLE PRESSIONI ORIZZONTALI PER EFFETTO DEL CARICO DISTRIBUITO TRENO 2 (P.TO DI APPLICAZIONE 0.78 m DA IMPOSTA FONDAZIONE)

MOMENTI RESISTENTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rd} := \gamma_{g1} \left[P_f \cdot \frac{B_f}{2} + P_m \cdot \left(a + \frac{s}{2} \right) + P_{tm} \cdot \left(a + s + \frac{b}{2} \right) \right] = 1786.29 \quad kNm$$

MOMENTI RIBALTANTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rib} := \gamma_{g2} (S_{Hconc1} \cdot 2.87 + S_{Hconc2} \cdot 1.08) + \gamma_{q1} (S_{Hdistrib1} \cdot 1.57 + S_{Hdistrib2} \cdot 0.78) + \gamma_{g2} \cdot S_H \cdot \frac{H}{3} = 733.33 \quad kNm$$

$$M_{rd} > \gamma_R \cdot M_{rib}$$

$$C_{sic} := \frac{M_{rd}}{M_{rib}} = 2.44$$

verifica = "SODDISFATTA"

$$verifica := \begin{cases} \text{"SODDISFATTA"} & \text{if } C_{sic} > 1 \\ \text{"NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Come si può notare dai risultati esposti in questa configurazione le sollecitazioni rimangono pressoché invariate rispetto a quelle riscontrate nel paragrafo 4.1, anzi si riscontra una leggera diminuzione del momento ribaltante, pertanto nelle prossime verifiche si tratterà solo la configurazione più gravosa (silos + treni sui binari di esercizio).

4.3 Verifica a scorrimento - condizioni non sismiche (A2 + M2 + R2)

$\gamma_{q1} := 1$			coefficiente parziale peso proprio (se favorevole all'equilibrio) da tab. 6.2.I NTC
$\gamma_{q2} := 1.3$			coefficiente parziale peso proprio (se sfavorevole all'equilibrio) da tab. 6.2.I NTC
$\gamma_{M} := 1.25$	quindi	$\phi := 27.45\text{deg}$ $\alpha := 33.87\text{deg}$	coefficiente parziale per i parametri del terreno
$\gamma_R := 1.1$			coefficiente di sicurezza globale
$S_H := \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_{a1} \cdot H^2 = 138.92$		kN	spinta orizzontale del terrapieno posta ad H/3 da imposta fondazione
$F_{SC} := \gamma_{q2} \cdot (S_H + S_{Hconc1} + S_{Hconc2} + S_{Hdistrib1} + S_{Hdistrib2}) = 411.09$		kN	forza di scorrimento
$F_{AT} := (P_f + P_m + P_{tm}) \cdot \tan(\alpha) = 456.86$		kN	forza resistente ad attrito orizzontale
$F_{AT} > \gamma_R \cdot F_{SC} = 452.19$			
			<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>
$C_{sio} := \frac{F_{AT}}{F_{SC}} = 1.11$			

4.4 Verifica a ribaltamento - condizioni sismiche (EQU + M2)

$H := 6.7$	m	altezza da imposta fondazione alla sommità del muro
$\gamma_{G1} := 1 - k_v = 0.96$		coefficiente parziale peso proprio ($-k_v$)
$\gamma_{G2} := 1 + k_v = 1.04$		coefficiente parziale peso proprio ($+k_v$)
$\gamma_{M1} := 1.25$ quindi $\phi_1 := 27.45 \text{deg}$		coefficiente parziale per i parametri del terreno
$\gamma_P := 1$		coefficiente di sicurezza globale
$B_f := 5.5$	m	base fondazione
$h_f := 0.7$	m	altezza fondazione
$h_m := H - h_f = 6$	m	altezza muro
$s := 0.4$	m	spessore muro
$a := 0.5$	m	lunghezza tratto fondazione lato valle
$b := B_f - s - a = 4.6$	m	lunghezza tratto fondazione lato monte
$P_f := B_f \cdot h_f \cdot \gamma_{cls} = 96.25$	kN	peso fondazione
$P_m := s \cdot h_m \cdot \gamma_{cls} = 60$	kN	peso muro
$P_{tm} := b \cdot h_m \cdot \gamma_t = 524.4$	kN	peso terreno lato monte
Caso - k_v		
$S_{H1} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ad2} \cdot H^2 = 156.13$	kN	spinta orizzontale del terrapieno posta ad H/3 da imposta fondazione
$F_{hm} := P_m \cdot k_h = 4.33$	kN	spinta sismica massa muro
$F_{hf} := P_f \cdot k_h = 6.94$	kN	spinta sismica massa fondazione
$F_{ht} := P_{tm} \cdot k_h = 37.81$	kN	spinta sismica massa terreno
$S_{ed1} := S_{H1} + F_{hm} + F_{hf} + F_{ht} = 205.2$	kN	spinta sismica per effetto del terreno e del muro ($-k_v$)
$S_{ed2} := \frac{k_{ad2}}{K_{a1}} \cdot (S_{Hconc1} + S_{Hconc2} + S_{Hdistrib1} + S_{Hdistrib2}) = 206.72$	kN	spinta sismica per effetto dei carichi verticali ($-k_v$)
$S_{edtot} := S_{ed1} + S_{ed2} = 411.92$	kN	spinta sismica totale ($-k_v$)

MOMENTI RESISTENTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rd1} := \gamma_{g1} \left[P_f \cdot \frac{B_f}{2} + P_m \cdot \left(a + \frac{s}{2} \right) + P_{tm} \cdot \left(a + s + \frac{b}{2} \right) \right] = 1913.22 \quad \text{kNm}$$

MOMENTI RIBALTANTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rib1} := S_{H1} \cdot \frac{H}{3} + F_{hm} \cdot \left(h_f + \frac{h_m}{2} \right) + F_{hf} \cdot \frac{h_f}{2} + F_{ht} \cdot \left(h_f + \frac{h_m}{2} \right) = 507.01 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rib2} := \frac{k_{ad2}}{K_{a1}} \cdot (S_{Hconc1} \cdot 2.87 + S_{Hconc2} \cdot 1.08 + S_{Hdistrib1} \cdot 1.57 + S_{Hdistrib2} \cdot 0.78) = 417.61 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rib} := M_{rib1} + M_{rib2} = 924.62 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rd} > \gamma_R \cdot M_{rib} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

$$C_{sico} := \frac{M_{rd}}{M_{rib}} = 2.07$$

Caso + k_v

$$S_{H2} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ad3} \cdot H^2 = 166 \quad \text{kN} \quad \text{spinta orizzontale del terrapieno posta ad H/3 da imposta fondazione}$$

$$F_{hm} := P_m \cdot k_h = 4.33 \quad \text{kN} \quad \text{spinta sismica massa muro}$$

$$F_{hf} := P_f \cdot k_h = 6.94 \quad \text{kN} \quad \text{spinta sismica massa fondazione}$$

$$F_{ht} := P_{tm} \cdot k_h = 37.81 \quad \text{kN} \quad \text{spinta sismica massa terreno}$$

$$S_{ed3} := S_{H2} + F_{hm} + F_{hf} + F_{ht} = 215.07 \quad \text{kN} \quad \text{spinta sismica totale (+}k_v\text{)}$$

$$S_{ed4} := \frac{k_{ad3}}{K_{a1}} \cdot (S_{Hconc1} + S_{Hconc2} + S_{Hdistrib1} + S_{Hdistrib2}) = 204.4 \quad \text{kN} \quad \text{spinta sismica per effetto dei carichi verticali (-}k_v\text{)}$$

$$S_{edtot} := S_{ed3} + S_{ed4} = 419.56 \quad \text{kN} \quad \text{spinta sismica totale (+}k_v\text{)}$$

MOMENTI RESISTENTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rd2} := \gamma_{g2} \left[P_f \cdot \frac{B_f}{2} + P_m \cdot \left(a + \frac{s}{2} \right) + P_{tm} \cdot \left(a + s + \frac{b}{2} \right) \right] = 2056.32 \quad \text{kNm}$$

MOMENTI RIBALTANTI RISPETTO POLO O:

$$M_{rib1} := S_{H2} \cdot \frac{H}{3} + F_{hm} \cdot \left(h_f + \frac{h_m}{2} \right) + F_{hf} \cdot \frac{h_f}{2} + F_{ht} \cdot \left(h_f + \frac{h_m}{2} \right) = 529.05 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rib2} := \frac{k_{ad3}}{K_{a1}} \cdot (S_{Hconc1} \cdot 2.87 + S_{Hconc2} \cdot 1.08 + S_{Hdistrib1} \cdot 1.57 + S_{Hdistrib2} \cdot 0.78) = 413.1 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rib} := M_{rib1} + M_{rib2} = 942.15 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rd} > \gamma_R \cdot M_{rib} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

$$C_{sico} := \frac{M_{rd}}{M_{rib}} = 2.18$$

4.5 Verifica a scorrimento - condizioni sismiche (A1 + M1 + R1)

$\gamma_{q1} := 1$		coefficiente parziale peso proprio
$\gamma_M := 1$	quindi $\phi_{1w} := 27.45\text{deg}$	coefficiente parziale per i parametri del terreno
$\gamma_P := 1$	$\alpha := 40\text{deg}$	coefficiente di sicurezza globale

Caso - k_v

$S_{edtot} := S_{ed1} + S_{ed2} = 411.92$	kN	spinta sismica totale ($-k_v$)
$F_{SC} := \gamma_{q2} \cdot S_{edtot} = 535.5$	kN	forza di scorrimento
$F_{AT} := (P_f + P_m + P_{tm}) \cdot \tan(\alpha) = 571.13$	kN	forza resistente ad attrito orizzontale
$F_{AT} > \gamma_R \cdot F_{SC}$		VERIFICA SODDISFATTA
$C_{sicc} := \frac{F_{AT}}{F_{SC}} = 1.07$		

Caso + k_v

$S_{edtot} := S_{ed3} + S_{ed4} = 419.56$	kN	spinta sismica totale ($+k_v$)
$F_{SC} := \gamma_{q2} \cdot S_{edtot} = 545.42$	kN	forza di scorrimento
$F_{AT} := (P_f + P_m + P_{tm}) \cdot \tan(\alpha) = 571.13$	kN	forza resistente ad attrito orizzontale
$F_{AT} > \gamma_R \cdot F_{SC}$		VERIFICA SODDISFATTA
$C_{sicc} := \frac{F_{AT}}{F_{SC}} = 1.05$		

4.6 Verifica della capacità portante (A1 + M1 + R1)

Il carico limite viene calcolato secondo la teoria di Brinch Hansen.

$$M_{Ed} = 753 \text{ kNm}$$

$$N_1 = 1.3(P_f + P_m + P_{tm}) = 885 \text{ kN} \quad \text{azione assiale per effetto della fondazione+muro e del terreno}$$

$$N_2 = 1.3(150+300+57+57) = 733 \text{ kN} \quad \text{azione assiale per effetto dei carichi verticali}$$

$$N_{Ed} = 1'618 \text{ kN} \quad \text{azione assiale complessiva}$$

$$W = 5.52/6 = 5.04 \text{ m}^3 \quad \text{modulo resistente elastico della sezione}$$

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{1618}{5.5} \pm \frac{753}{5.04}$$

$$\sigma_{\max} = 444 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min} = 145 \text{ kPa}$$

$q_{lim} = 590 \text{ kPa} \Rightarrow$ verifica soddisfatta.

5. Calcolo delle armature del muro

Si ipotizzano i seguenti materiali.

Calcestruzzo tipo C30/37

Copriferro : 40 mm

Modulo di elasticità medio a tempo 0 $E_{cm,0}$: 32.837 N/mm²

Coefficiente di viscosità ϕ : 2

Modulo di elasticità medio a tempo infinito $E_{cm,\infty} = E_{cm,0} / (1+\phi)$: 10.946 N/mm²

Peso specifico γ_{cls} : 25 kN/m³

Coefficiente di sicurezza: 1,5

Resistenza di calcolo alla compressione (per carichi di lunga durata): f_{cd} : 17 N/mm²

Resistenza media di calcolo alla trazione semplice: f_{ctm} : 2,9 N/mm²

Acciaio per cemento armato tipo B450 C

Modulo di elasticità medio E_s : 210.000 N/mm²

Peso specifico γ_s : 78,5 kN/m³

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom}$: 450 N/mm²

Tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom}$: 540 N/mm²

Coefficiente di sicurezza: 1,15

Resistenza di calcolo alla trazione f_{yd} : 391,3 N/mm²

5.1 Verifiche a flessione

La verifica più gravosa (STR) è rappresentata dalla condizione sismica SLU.

Si ha $M_{Ed} = 753$ kNm

Con 12 ϕ 26 nella zona tesa e 8 ϕ 26 nella zona compressa si ha:

$M_{rd} = 755$ kNm

$C_{sic} = 1.0 \Rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

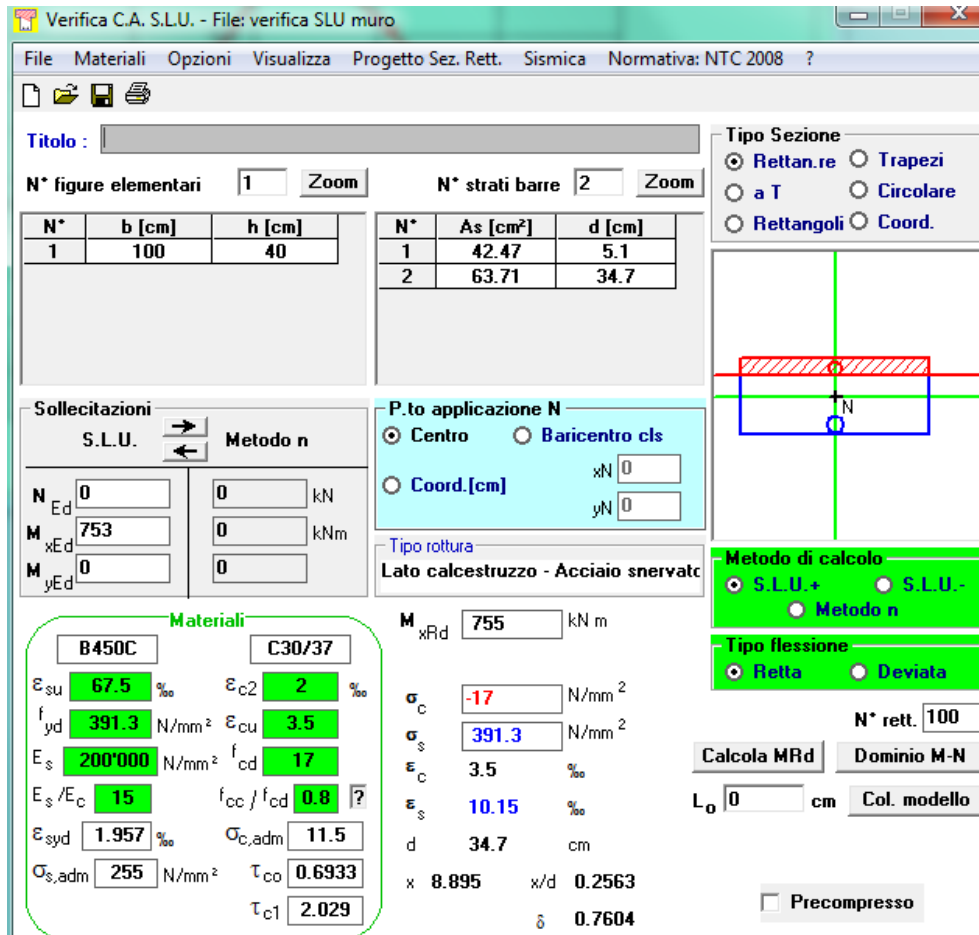


Figura 5 – Caratteristiche della sezione

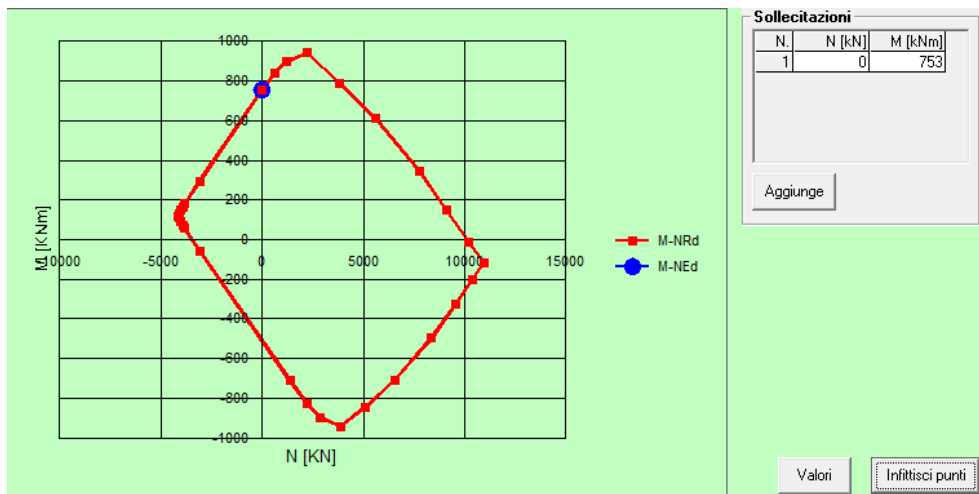


Figura 6 – Dominio M - N della sezione

5.2 Verifiche a taglio

$f_{cd} := 17$	$f_{yd} := 391.3$	MPa	$\gamma_c := 1.5$	
$f_{ck} := 30$		N/mm ²		
$A_{sw} := 308$		mm ²	(st. $\phi 14/2br.$)	area armatura a taglio
$s_s := 250$		mm		passo delle staffe
$c := 53$		mm		copriferro
$h := 400$		mm		altezza della sezione
$d := h - c = 347$		mm		altezza utile
$b_w := 1000$		mm		base della sezione
$A_c := b_w \cdot h = 400000$		mm ²		area della sezione
$\alpha := 90deg$				inclinazione delle staffe
$\theta := 21.8deg$				inclinazione dei puntoni
$N_{ad} := 0$		kN		azione assiale
$\alpha_c := 1 + \frac{N_{ad}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 1$				
$V_{rsd} := \frac{1}{1000} \left(0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \right) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 376.4$		kN		resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd} := \frac{0.9}{1000} \cdot d \cdot b_w \cdot 1 \cdot 0.5f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2} \right) = 915.3$		kN		resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$V_{rd} := \min(V_{rsd}, V_{rcd}) = 376.4$		kN		taglio resistente
$V_{Ed} := 330$		kN		taglio di calcolo
$C_{sic} := \frac{V_{rd}}{V_{Ed}} = 1.1$				<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>

6. Conclusioni

Nel presente rapporto si sono sviluppate le verifiche relative alla sezione più sollecitata di un muro di sostegno del piazzale dedicato ad ospitare il nuovo fascio binari per il caricamento su treno del materiale da inviare al sito di deposito definitivo.

Sono state svolte le verifiche di tipo EQU, GEO ed STR, in accordo con le NTC 2008.

Il muro dimensionato ha le seguenti caratteristiche:

$B_f = 5.5$ m Larghezza della fondazione

$H_f = 0.7$ m Altezza della fondazione

$h_m = 6$ m Altezza del muro

$s = 0.4$ m Spessore muro

$a = 0.5$ m Lunghezza tratto fondazione lato valle

$b = 4.6$ m Lunghezza tratto fondazione lato monte

Si sono ipotizzati un calcestruzzo C30/37 ed un acciaio di armatura B 450 C.

L'armatura prevede, alla base del muro, 12 ϕ 26 verticali lato monte e 8 ϕ 26 verticali lato valle, mentre alla base del muro sono previste delle staffe ϕ 14/25 cm/2 bracci.

Il ricoprimento delle armature è stato previsto di 40 mm.