


# WaltherPark

TUNNEL UND STRASSEN  
TUNNEL DI ACCESSO E SISTEMAZIONI VIARIE

Proprietà  Città di Bolzano - Stadt Bozen  
vicolo Gumer 7 - 39100 Bolzano - Bozen

Soggetto Attuatore **WaltherPark s.p.a.**  
 eine Gesellschaft der SIGNA Gruppe | una Società del Gruppo SIGNA

Team di Progettazione Esecutiva



Handwerkerstraße Süd, 1  
I - 39044 NEUMARKT (BZ)  
Tel. 0471-811511  
Email: info@planpunkt.net  
MwSt.Nr. 02610700219

Stefan Bernard Landschaftsarchitekten  
Monumentenstraße 33-34 | Aufgang A  
D-10829 Berlin



AE 13.0043

Impresa Esecutrice



Sede Centrale:  
via C. Marx 101 Carpi (MO) - ITALY  
Ph. +39.059.6322111



Costruzioni Repetto Srl  
Via Marie Curie 15 I-39100 BZ  
Ph. +39.0471.500937

Progetto strutturale



Bozner Straße - Via Bolzano 15/11  
I - 39011 Lana (BZ)  
t +39 0473-561526  
e info@h-b.it  
h www.h-b.it

Fase

## PROGETTO STRUTTURALE

Descrizione Tavola

Statische Berechnung/Relazione di calcolo

Cod.

-

Indice

-

Tipologia

Statisches Projekt: Tunnel / Progetto strutturale: tunnel

Scala:

-

Formato:

DIN A4

Data :

24.06.2020

Redatto :

IAN

nr. Tavola:

# D.04.11a

Rev.

# 00



## Indice

1	Premessa .....	1
1.1	Descrizione dei lavori.....	1
2	Normative di riferimento.....	2
3	Ipotesi di calcoli generali .....	3
3.1	Generale .....	3
3.2	Valutazione della sicurezza.....	3
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi.....	4
3.2.2	Verifiche agli stati limite di esercizio .....	5
3.2.3	Verifica dell'ancoraggio del tirante/chiodo .....	7
3.3	Software di calcolo .....	8
4	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	9
5	Caratterizzazione geotecnica.....	10
5.1	Parametri geotecnici .....	10
6	Azioni sulle strutture .....	11
6.1	Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo .....	11
6.1.1	Carichi permanenti (G) .....	11
6.1.2	Carichi variabili (Q) .....	11
6.1.3	Azioni sismiche (E) .....	12
6.2	Combinazioni delle azioni.....	13
6.3	Valori dei coefficienti parziali di sicurezza.....	13
6.3.1	Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali .....	13
6.4	Valori dei coefficienti di combinazione .....	14
6.5	Coefficienti parziali di sicurezza per parametri del terreno .....	14
6.6	Fattori di correlazione per pali soggetti a carichi assiali .....	14
6.7	Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi .....	15
6.8	Coefficienti parziali verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo .....	15
7	Analisi dei carichi .....	16
7.1	Peso proprio degli elementi strutturali .....	16
7.2	Peso proprio degli elementi non strutturali .....	16
7.3	Carichi variabili .....	16
7.4	Carichi edifici esistenti.....	17
8	Materiali .....	20
8.1	Calcestruzzo.....	20
8.1.1	Classi di esposizione .....	20
8.2	Acciaio per cemento armato .....	21

8.3	Acciai laminati.....	21
8.4	Tiranti.....	21
	Acciaio per post-tensione.....	21
8.5	Barre autopерforanti .....	22
9	Berlinese - Sezione 2-2 lato 1 .....	23
9.1	Descrizione .....	23
9.2	Modello di calcolo .....	23
9.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	23
9.3	Verifiche.....	24
9.3.1	Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi .....	24
9.3.2	Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera .....	30
9.3.3	Stato limite di esercizio – Spostamenti .....	31
10	Berlinese - Sezione 2-2 e sezione 3c-3c lato 2.....	33
10.1	Descrizione .....	33
10.2	Modello di calcolo .....	33
10.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	33
10.3	Verifiche.....	34
10.3.1	Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi .....	34
10.3.2	Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera .....	39
10.3.3	Stato limite di esercizio – Spostamenti .....	40
11	Berlinese - Sezione 3a-3a lato 2 .....	42
11.1	Descrizione .....	42
11.2	Modello di calcolo .....	42
11.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	42
11.3	Verifiche.....	43
11.3.1	Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi .....	43
11.3.2	Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera .....	47
11.3.3	Stato limite di esercizio – Spostamenti .....	48
12	Parete chiodata - Sezione 3a-3a e sezione 3c-3c lato1 .....	50
12.1	Descrizione .....	50
12.2	Modello di calcolo .....	50
12.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	50
12.3	Verifiche.....	51
12.3.1	Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi .....	51
12.3.2	Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera .....	53
12.3.3	Stato limite di esercizio – Spostamenti .....	54
13	“Berliner Verbau” Sezione 2-2, 3a-3a e 3c-3c .....	57

14	Tunnel – Sezione 2-2, 3a-3a, 3c-3c, 4-4.....	67
14.1	Descrizione .....	67
14.2	Modello di calcolo .....	67
14.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	67
15	Canale – Sezione 2-2, 3a-3a e 3c-3c .....	72
15.1	Descrizione .....	72
15.2	Modello di calcolo .....	72
15.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	72
15.3	Trave in acciaio e predalles .....	81
16	Canale – Sezione 5-5.....	84
16.1	Descrizione .....	84
16.2	Modello di calcolo (fase provvisoria).....	84
16.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	84
16.3	Modello di calcolo (fase finale) .....	95
16.3.1	Geometria del modello di calcolo.....	95
17	Pali secanti – Sezione 6.....	101
17.1	Descrizione .....	101
17.2	Modello di calcolo .....	101
17.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	101
17.3	Verifiche.....	103
17.3.1	Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi .....	103
17.3.2	Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera .....	107
17.3.3	Stato limite di esercizio – Spostamenti .....	109
18	“Berliner Verbau” Sezione 5-5 e 6-6.....	111
19	Sezione 6-6 .....	121
19.1	Descrizione .....	121
19.2	Modello di calcolo .....	121
19.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	121
19.3	Pilastro.....	134
19.4	Fondazioni .....	142
20	“Berliner Verbau” Sezione 11-11.....	146
21	Parete chiodata - Sezione 12 .....	155
21.1	Descrizione .....	155
21.2	Modello di calcolo .....	155
21.2.1	Geometria del modello di calcolo.....	155
21.3	Verifiche.....	156
21.3.1	Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi .....	156

21.3.2	Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera .....	158
21.3.3	Stato limite di esercizio – Spostamenti .....	159
22	Allegati .....	162
22.1	Phi – C reduction and comparison with Bishop’s method .....	162

## 1 Premessa

L'area d'intervento si trova a Bolzano e fa parte del progetto "Piano di riqualificazione urbanistica nella zona Via Perathoner – Alto Adige".

La presente relazione di calcolo è riferita al progetto di variante proposta da Holzner&Bertagnolli per le opere di sostegno provvisorie e permanente e per le opere strutturali della galleria artificiale. Il progetto di variante base sul progetto esecutivo di Ing. Rudi Bertagnolli dal 30.11.2018 e sul progetto di Variante della ditta esecutrice cmb dal 17.02.2020.

La presente relazione deve essere letta congiuntamente agli altri elaborati facenti parte del progetto definitivo.

### 1.1 Descrizione dei lavori

Nella presente relazione si affronta il calcolo strutturale delle opere di sostegno e del tunnel di via Alto Adige da Piazza Verdi fino all'incrocio con Via Perathoner Piazza Walther (da fase 3 a fase 6):

Sono previsti i seguenti lavori:

- la realizzazione di una berlinese provvisoria costituita da pali trivellati e micropali insieme con un "Berliner Verbau" per la costruzione di un canale, necessario per la posa di varie infrastrutture (fase 3a e 3a')
- la realizzazione di una berlinese provvisoria costituita da micropali contrastati con tiranti e una parete chiodata e successiva costruzione del tunnel in tecnologia tradizionale. (fasi 3 - 4; sezione 2-2; 3a-3a; 3c-3c)
- la realizzazione di una berlinese permanente costituita da pali trivellati e successiva costruzione del tunnel in tecnologia tradizionale. (fasi 6; sezione 6-6)
- la realizzazione di una parete chiodata tra i pali trivellati nella zona dell'edificio vicino (fase 6; sezione 6-6)

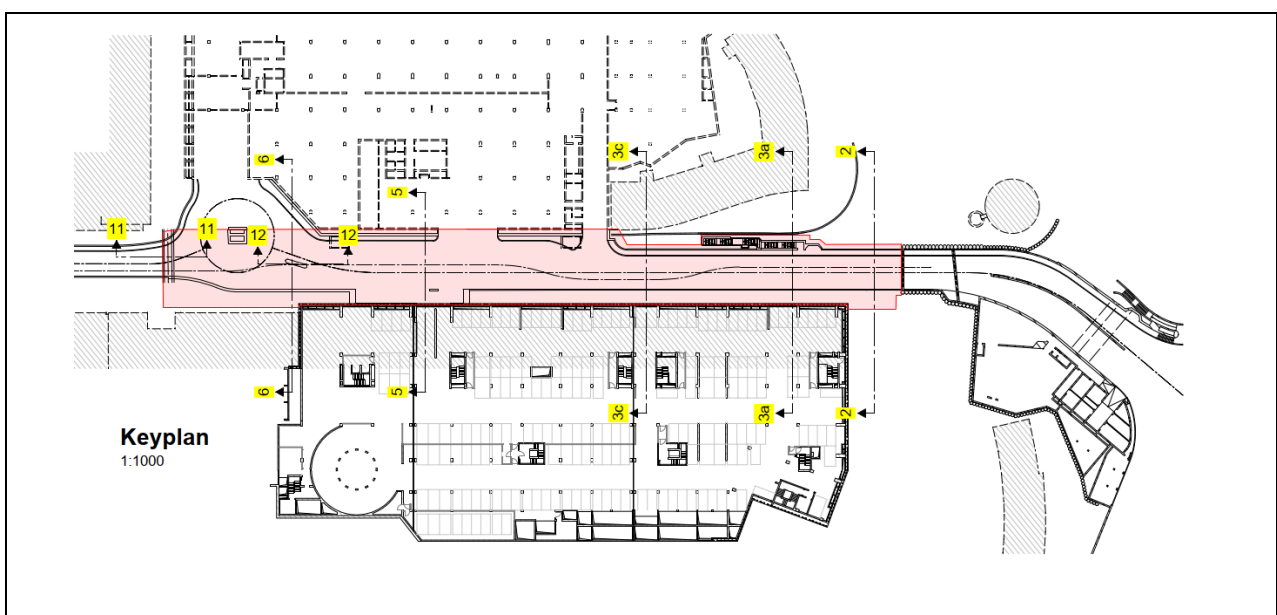


Figura 1: Planimetria

## 2 Normative di riferimento

La progettazione delle opere strutturali è stata svolta nel rispetto del D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, nel seguito richiamata NTC 2018.

Circa le indicazioni applicative per l’ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nella NTC 2018, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici (NTC 2018, § 1), in particolare agli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali.

La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti normative nazionali:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (Circ. NTC 2008)
- D.M. 16 febbraio 2007: Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione;

La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti normative europee:

- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0  
Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture  
Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo  
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio  
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo  
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica  
Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica  
Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;

La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti documenti tecnici:

- AICAP 1993: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni
- AICAP 2012: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni



### 3 Ipotesi di calcoli generali

#### 3.1 Generale

Le opere strutturali sono verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni e per gli stati limite di esercizio, definiti in relazione alle prestazioni attese.

Inoltre, la struttura è verificata nelle fasi intermedie, tenendo conto del processo costruttivo. Le verifiche per queste situazioni transitorie sono condotte nei confronti degli stati limite ultimi (NTC 2018, § 2.2.3).

Le verifiche di sicurezza dei singoli componenti strutturali sono riportati nel capitolo 10.

#### 3.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza della struttura si adotta il criterio del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, confrontando la resistenza e l'effetto delle azioni.

Quando pertinente, si deve verificare che non vengano superati i seguenti stati limite:

- perdita dell'equilibrio della struttura o del terreno considerato come corpo rigido, in cui la resistenza dei materiali strutturali e del sottosuolo forniscono un contributo trascurabile alla resistenza del sistema (EQU);
- rottura interna o eccesso di deformazione nella struttura o negli elementi strutturali, compresi per esempio plinti, pali o muri contro terra, in cui la resistenza dei materiali strutturali rappresenta un contributo significativo alla resistenza del sistema (STR);
- rottura o eccesso di deformazione nel sottosuolo, in cui la resistenza del terreno o della roccia forniscono un contributo significativo alla resistenza del sistema (GEO);
- perdita di equilibrio della struttura o del sottosuolo per sollevamento dovuto a pressioni idrauliche (galleggiamento) o altre azioni verticali (UPL);
- sollevamento idraulico, erosione interna, e "piping" nel sottosuolo dovuti a gradienti idraulici (HYD).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$  dove

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .
- I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

### 3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

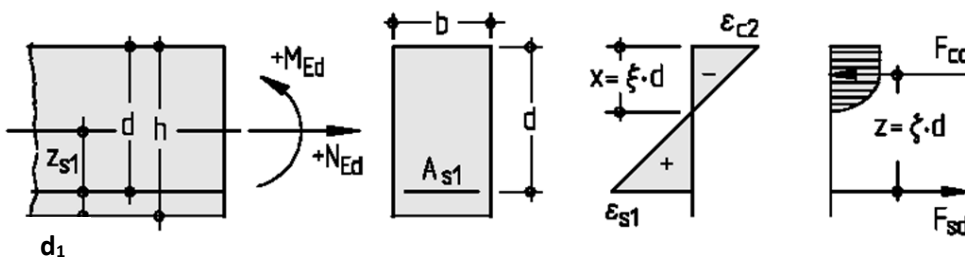
Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

#### Equazioni alla base del calcolo dell'armatura di flessione

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{con} \quad M_{Eds} = m_{Sd} - n_{Sd} \cdot z_{s1}$$

$$\zeta = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - 2,055 \cdot \mu_{Eds}} \right) \quad A_{s,necc} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d} + n_{sd} \right)$$



#### Terminologia per il dimensionamento e la posa delle armature nei solai

In seguito sono riportate le convenzioni sui parametri usati dal software di calcolo Scia Engineer.

##### Design magnitude

Project: plate	mxD+, myD+, mcD+, mxD-, myD-, mcD-
Project: wall	nxD, nyD, ncD
Project: general (shell)	mxD+, myD+, mcD+, mxD-, myD-, mcD-, nxD, nyD, ncD

Design moments in slabs that are related to the surface with positive element coordinate and are marked with + (plus sign). Dimension moments in slabs that are related to the surface with negative element coordinate and are marked with - (minus sign).  
Design forces in a wall are in the middle plane.  
Corresponding surface of action of design moments in shells is given directly by the sign of the moment.

Figura 2: Parameters for display of results, Scia Basic Reference Guide

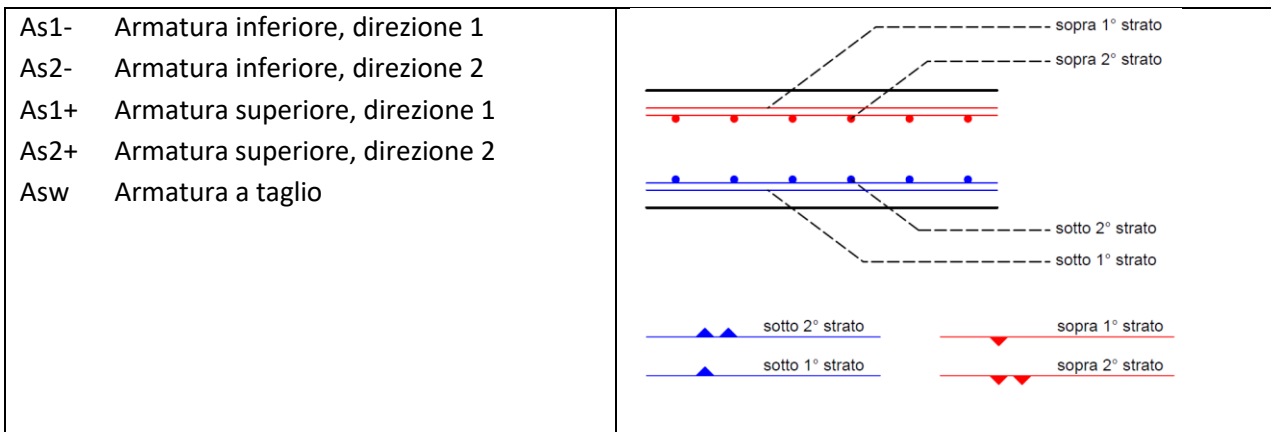


Figura 3: Definizione stratigrafia delle armature

### Angolo d'inclinazione della biella di compressione

L'angolo d'inclinazione della biella di compressione è stato assunto come variabile nei calcoli. L'angolo  $\theta$  tra l'asse del solaio e la biella varia entro i seguenti limiti:  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ .

#### Nota

I valori di picco presenti nei diagrammi dei momenti flettenti, nei diagrammi dell'andamento delle armature e nei diagrammi degli stati tensionali, dovuti alle singolarità del modello di calcolo, sono stati valutati con valori medi agenti in un intervallo adatto.

### 3.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

La tensione di compressione nel calcestruzzo deve essere limitata al fine di evitare fessure longitudinali, micro-fessurazione o elevati livelli di viscosità, laddove questi possano comportare effetti inaccettabili per la funzionalità della struttura.

Possono insorgere fessure longitudinali se il livello di tensione sotto la combinazione di carico caratteristica eccede un valore critico. Perciò è opportuno limitare le tensioni di compressione al valore  $k_1 \cdot f_{ck}$  per esposizione in ambienti di classe XD, XF e XS.

Il valore raccomandato è  $k_1 = 0,60$ .

Se la tensione nel calcestruzzo sotto i carichi quasi permanenti è minore di  $k_2 \cdot f_{ck}$ , si può assumere un comportamento visco-elastico di tipo lineare. Se la tensione nel calcestruzzo eccede  $k_2 \cdot f_{ck}$ , si raccomanda di considerare un comportamento visco-elastico di tipo non lineare.

Il valore raccomandato è  $k_2 = 0,45$ .

Si può ammettere che fessurazioni o spostamenti non accettabili siano evitati quando, sotto la combinazione di carichi caratteristica, la tensione di trazione nell'armatura non eccede  $k_3 \cdot f_{yk}$ . Se la tensione è dovuta a deformazioni imposte, si raccomanda che la tensione di trazione non ecceda  $k_4 \cdot f_{yk}$ . Si raccomanda che il valore medio della tensione nell'armatura di precompressione non sia maggiore di  $k_5 \cdot f_{pk}$ .

I valori raccomandati sono

$k_3 = 0,80$

$k_4 = 1,00$

$k_5 = 0,70.$

### Deformazioni e spostamenti

Le deformazioni massime (inflexioni) di calcolo per gli elementi in CA sono le seguenti:

- $\delta_{max} < L_{eff} / 250$
- $\delta_{incrementale} < L_{eff} / 300$

### Deformazioni a lungo termine:

Ritiro e viscosità modificano lo stato deformativo anche in assenza di variazione di carico. Assumendo valida la teoria lineare, la deformazione viscosa  $\varepsilon_v$  è proporzionale alla deformazione elastica  $\varepsilon_{el}$  secondo il coefficiente di viscosità  $\phi$ .

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon \cdot (1 + \phi) = \sigma_c / E_c \cdot (1 + \phi)$$

Pertanto si adotta il modulo elasticità efficace del calcestruzzo  $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi \cdot (\infty, t_0))$  (EC2, §7.4.3), impiegato anche per determinare uno dei parametri che rientrano nel calcolo della rigidezza, ovvero il rapporto tra i moduli elastici  $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$ . Inoltre, sempre per il calcolo dell'inerzia, è stato considerato lo stadio fessurativo della sezione.

Il coefficiente di viscosità e le deformazioni da ritiro sono ricavate mediante le equazioni riportate nell'Appendice B dell'EC2.

#### 3.2.2.1 Stabilità globale dell'insieme opera

##### Plaxis

Si riporta la verifica di stabilità globale dell'opera. L'analisi è stata condotta con il programma Plaxis 2D.

Se non diversamente specificato nei capitoli successivi, la verifica di stabilità globale del complesso d'opera di sostegno – terreno sarà effettuata secondo:

Approccio 1: Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Il programma considera tutti i meccanismi di collasso possibili, come elencato nel §6.5.3 della NTC 2018.

Il fattore di sicurezza sarà calcolato tramite una riduzione dei parametri  $\phi$  e  $c$  così definito:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

**Nota:** Il programma trasforma il modello del terreno in un modello secondo l'approccio "Mohr – Coulomb" considerando lo stato tensionale del terreno della fase di calcolo relativa.

Per ulteriori informazioni si rimanda alla documentazione tecnica presente sul sito: [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl)  
Inoltre si allega un esempio, laddove si verifica la riduzione  $\varphi - c$  con il metodo secondo "Bishop" (vedi allegati).

### 3.2.3 Verifica dell'ancoraggio del tirante/chiodo

Sia in condizioni statiche, che in condizione sismica, le verifiche sono state condotte rispettando l'equazione  $R_d \geq E_d$  dove:

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .

La resistenza a trazione del bulbo è calcolata come:

$$R_d = \frac{\pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L_a \cdot q_s}{\gamma_R}$$

con

$D$  diametro nominale di perforazione

$\alpha$  coefficiente amplificativo in funzione delle modalità di iniezione e del tipo di terreno

$L_a$  lunghezza del bulbo di ancoraggio

$q_s$  tensione di calcolo di aderenza fra la malte del bulbo e del terreno  $q_s = q_k / \xi_i$  ( $q_k$  valore caratteristico,  $\xi_i$  coefficiente di correlazione Tab. 6.6.I/6.6.II NTC2018)

$\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggio

$\gamma_R = 1,1$  ancoraggi temporanei

$\gamma_R = 1,2$  ancoraggi permanenti

Si utilizza una tensione di calcolo di aderenza fra malta del bulbo e terreno pari a  $q_s = 320 \text{ kN/m}^2$  secondo l'approccio Bustamante e Doix.

Il valore del coefficiente di maggiorazione  $\alpha$  si assume pari a 1,35.

### 3.3 Software di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture portanti sono svolte con l'ausilio dei seguenti codici di calcolo. L'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti sono state controllate confrontando i risultati con calcoli ausiliari (NTC 2018, § 10.2).

Plaxis 2D	Analisi agli elementi finiti del terreno Versione: 2019
Plaxis 3D	Analisi agli elementi finiti del terreno Versione: 2018
Allplan 2018	Software per il disegno strutturale 2D e 3D
Microsoft Excel 2010	Software per la realizzazione di fogli di calcolo automatizzati
Microsoft Word 2010	Software per l'elaborazione di testi

#### Metodo di calcolo- Plaxis 2D

La struttura è stata modellata agli elementi finiti con il programma Plaxis 2D. Il programma è in grado di simulare l'interazione terreno - struttura nel modo più realistico. L'analisi è stata effettuata considerando le varie fasi di costruzione, tenendo conto della deformabilità della struttura e delle caratteristiche elastoplastiche del terreno.

Gli elementi strutturali sono dimensionati assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

La modellazione del terreno avviene tramite l'approccio "Hardening soil model with small – strain stiffness (HSSMALL)" e "Hardening soil (HS)".

Il modello Hardening Soil è un'evoluzione del modello costitutivo di Duncan & Chang (1970), che per primo ha introdotto un legame iperbolico tra deformazione assiale e sforzo deviatorico. Per tenere conto anche del valore di rigidezza del terreno a piccole deformazioni è stato messo a punto il modello HS Small (Benz, 2007), che si differenzia dal modello HS per due motivi: l'impiego dei parametri  $G_0$ , modulo di elasticità tangenziale in valore tangente iniziale e  $\gamma_{0.7}$ , livello di deformazione tangenziale al quale  $G_0$  è ridotto al 70% del valore iniziale, oltre ad una fase di scarico-ricarico non lineare.

Per ulteriori informazioni si rimanda alla documentazione tecnica sul sito: [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl)

## 4 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

In seguito, sono definite la vita nominale, la classe d'uso e, di conseguenza, il periodo di riferimento per le strutture provvisorie

- Vita nominale dell'opera strutturale  $V_N = <2$  anni (NTC 2018, § 2.4.1)
- Classe d'uso classe II (NTC 2018, § 2.4.2)  
 $C_U = 1,5$
- Periodo di riferimento  $V_R = <2$  anni (NTC 2018, § 2.4.3)

In seguito, sono definite la vita nominale, la classe d'uso e, di conseguenza, il periodo di riferimento per le strutture permanenti

- Vita nominale dell'opera strutturale  $V_N = 100$  anni (NTC 2018, § 2.4.1)
- Classe d'uso classe II (NTC 2018, § 2.4.2)  
 $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni (NTC 2018, § 2.4.3)

## 5 Caratterizzazione geotecnica

### 5.1 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati si basano sul progetto esecutivo e sulla relazione geologica e geotecnica.




Property	Unit	Value	Value	Value
<b>Material set</b>				
Identification number		2	3	4
Identification		Strato 3	Strato1	Strato2
Material model		HS small	HS small	HS small
Drainage type		Drained	Drained	Drained
Colour		 RGB 242, 201, 105	 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162
Comments				
<b>General properties</b>				
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>		18,50	18,00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>		19,00	22,00
<b>Stiffness</b>				
$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>		25,00E3	10,00E3
$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>		25,00E3	10,00E3
$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>		75,00E3	30,00E3
power (m)			0,5000	0,5000
<b>Alternatives</b>				
Use alternatives		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
$C_c$			0,01380	0,03450
$C_s$			4,140E-3	0,01035
$e_{init}$			0,5000	0,5000
<b>Strength</b>				
$c_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>		2,000	5,000
$\phi$ (phi)	°		28,00	30,00
$\psi$ (psi)	°		0,000	0,000
<b>Small strain</b>				
$\gamma_{0.7}$			0,1000E-3	0,1000E-3
$G_0^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>		60,00E3	40,00E3

Figura 4: Parametri geotecnici

Per il fronte scavo è stato attribuito un valore per la coesione pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.



## 6 Azioni sulle strutture

### 6.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

#### 6.1.1 Carichi permanenti (G)

Le azioni agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo:

- Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; forze risultanti dalla pressione dell'acqua:  $G_1$   
I pesi propri degli elementi strutturali sono determinati in base alle sezioni geometriche e ai pesi specifici corrispondenti, riportati nelle NTC 2018, § 3.1.3.1, Tab. 3.1.I.
 

Acciaio	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato	25,00 kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo non armato	24,00 kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo alleggerito per massetti	16,00 kN/m <sup>3</sup>
- Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali:  $G_2$   
I carichi permanenti portati derivano dalle densità dei materiali e sono dedotti dalle stratigrafie dei solai e dai pacchetti portati.
- Spostamenti e deformazioni
- Pretensione e precompressione: P
- Ritiro e viscosità
- Spostamenti differenziali

#### 6.1.2 Carichi variabili (Q)

Le azioni variabili sulle strutture o sull'elemento strutturale con valori istantanei possono essere sensibilmente diverse fra loro nel tempo:

- Lunga durata: azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura.
- Breve durata: azioni che agiscono per un periodo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

I valori dei carichi d'esercizio, per le diverse categorie di edifici, sono riportati nelle NTC 2018, § 3.1.4, Tabella 3.1.II.

### 6.1.3 Azioni sismiche (E)

Sono le azioni derivanti dai terremoti.

La distribuzione del livello di pericolosità attesa sul territorio nazionale è rappresentata in Figura 5.

Per il comune di Bolzano, e in particolare per il luogo in esame, l'accelerazione massima attesa al suolo, a meno dell'amplificazione stratigrafica, è rappresentata dalla figura seguente.

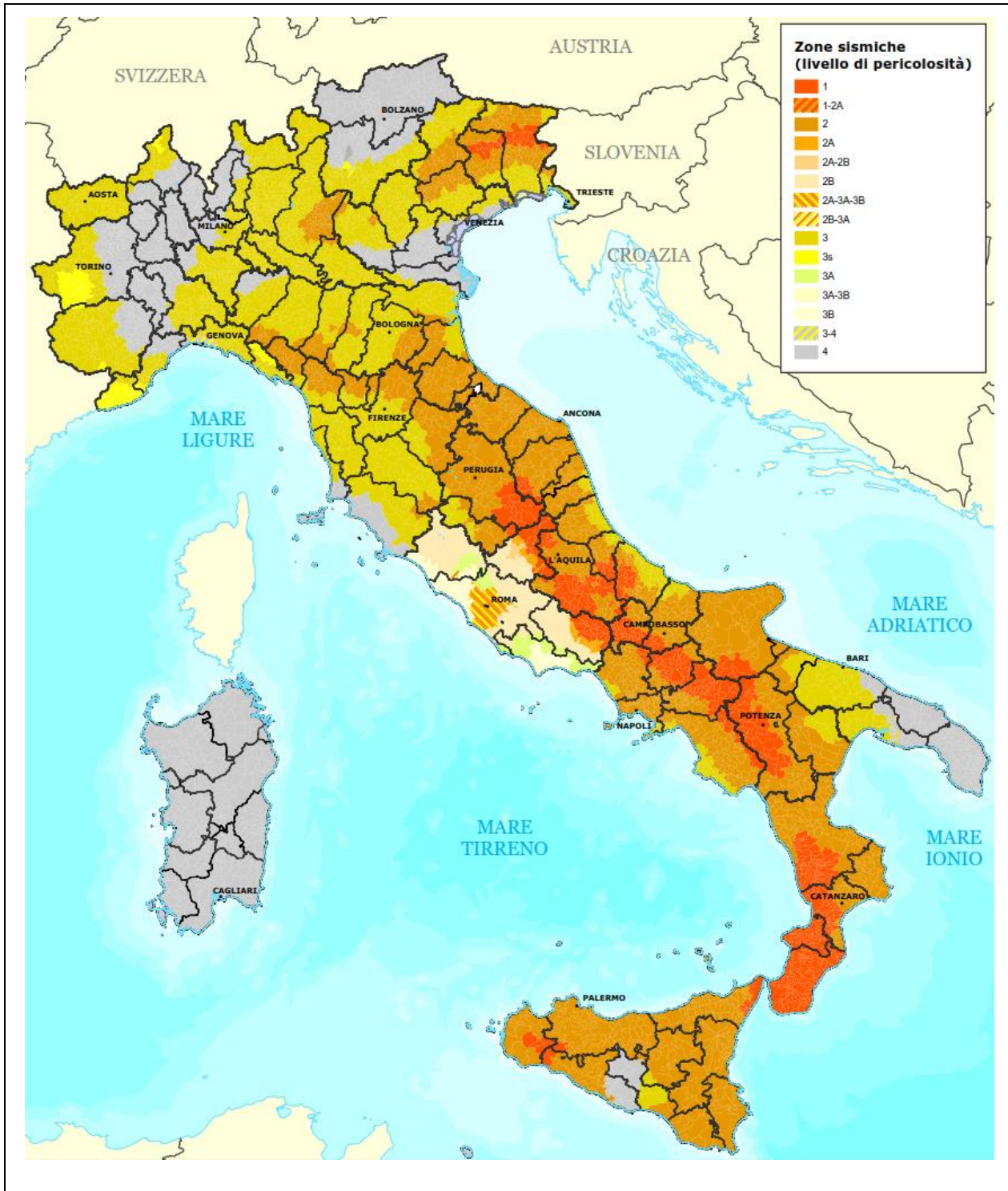


Figura 5: Zone sismiche 2015 (zonesismiche.mi.ingv.it)

## 6.2 Combinazioni delle azioni

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

- Combinazione fondamentale - SLU  
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara) - SLE  
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente - SLE  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente – SLE  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica – SLU e SLE  
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale – SLU  
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

## 6.3 Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati dalla NTC 2018, § 2.6.1.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO	UPL	HYD
Carichi permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	0,90	0,90
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,10	1,30
Carichi permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,50	1,50
Carichi variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,50	1,50

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) sono compiutamente definiti si adottano per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

### 6.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

I valori dei coefficienti parziali di sic. dei materiali  $\gamma_i$  sono dati dalla NTC 2018, § 4.3.3, §4.2.4.1.1, §4.4.6.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

- $\gamma_C$  (calcestruzzo) = 1,50
- $\gamma_A$  (acciaio da carpenteria) = 1,05
- $\gamma_S$  (acciaio da armatura) = 1,15
- $\gamma_V$  (connessioni) = 1,25
- $\gamma_{M0}$  (resistenza delle sezioni) = 1,05
- $\gamma_{M1}$  (resistenza all'instabilità delle membrature) = 1,05
- $\gamma_{M1}$  (resistenza all'instabilità delle membrature, ponti) = 1,10
- $\gamma_{M2}$  (resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese) = 1,25

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume  $\gamma_M = 1$ .

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume  $\gamma_M = 1$ .

## 6.4 Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono dati dalla NTC 2008, § 2.5.3.

Categoria	Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
B	Uffici	0,7	0,5	0,3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
H	Coperture	0,0	0,0	0,0
	Vento	0,6	0,2	0,0
	Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
	Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 6.5 Coefficienti parziali di sicurezza per parametri del terreno

Parametro del terreno	simbolo	(M1)	(M2)
	$\gamma_M$		
Angolo di resistenza a taglio ( o di attrito)	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza (o coesione) non drenate	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell' unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 6: Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali di sicurezza per parametri del terreno

## 6.6 Fattori di correlazione per pali soggetti a carichi assiali

I fattori di correlazione per pali soggetti a carichi assiali sono definiti secondo NTC 2008, § 6.4.3.1.1:

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Figura 7: Tabella 6.4.III– Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 8: Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione  $x$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Figura 9: Tabella 6.4.V – Fattori di correlazione  $x$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

### 6.7 Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

Resistenza	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Figura 10: Tabelle 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

### 6.8 Coefficienti parziali verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

Figura 11: Tabelle 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

## 7 Analisi dei carichi

### 7.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali è valutato in base al peso di unità di volume dei principali materiali strutturali (vedasi NTC 2008, § 3.1.2).

**Calcestruzzo armato (e/o precompresso):**  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

**Acciaio:**  $\gamma = 78,50 \text{ kN/m}^3$

**Spinta del terreno:** La spinta del terreno è un'azione permanente che si comporta però in modo diverso in funzione della deformazione dell'opera di sostegno. Per il peso specifico del terreno  $\gamma$  si rimanda alla relazione geotecnica nel capitolo delle ipotesi geotecniche.

### 7.2 Peso proprio degli elementi non strutturali

I carichi permanenti portati derivano dalle densità dei materiali e sono dedotti dalle stratigrafie dei solai e dai pacchetti portati.

**Terreno di riporto sulla struttura portante:**  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

### 7.3 Carichi variabili

**neve:**  $1,30 \text{ kN/m}^2$

**carichi mobili dovuto al traffico:**

marciapiede	$5,00 \text{ kN/m}^2$
traffico del cantiere	$20,00 \text{ kN/m}^2$
carico distribuito	$20,00 \text{ kN/m}^2$

(Per il progetto definitivo non è stato considerato il carico in movimento diviso in 3 corsie. Per questo motivo è stato aumentato il carico distribuito. Il risultato è stato verificato utilizzando un calcolo comparativo.)

## 7.4 Carichi edifici esistenti

Per i carichi agenti in fondazione degli edifici esistenti è stato preso i carichi della relazione di calcolo del progetto esecutivo di Ing. Rudi Bertagnolli.



Figura 12: Carichi edifici esistenti (Ing. Rudi Bertagnolli)

### E.3 Lasten im best. Fundament für Gebäude 3 (5 Geschosse + DG + 1 KG)

### E.3 Carichi agenti in fondazione per edificio 3 (5 piani + sottotetto + 1 interrato)

#### LASTANNAHME ANALISI DEI CARICHI

	H Geschoss =	3,50	m
Eigengewicht Decke	g1 =	5,00	kN/m <sup>2</sup>
Ständige Lasten auf Decke	g2 =	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Eigengewicht Aussenmauer	g3 =	11,20	kN/m
Eigengewicht Dach	q1 =	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Nutzlast Decke	q1 =	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Schnee	q2 =	1,60	kN/m <sup>2</sup>
	n° Geschosse =	6	
	Spannweite Decke =	6,00	m

#### LASTEN IM FUNDAMENT - RAND CARICHI IN FONDAZIONE PARETE PERIMETRALE

	Breite Streifenfundament =	1,50	m
	g =	132,80	kN/m <sup>2</sup>
	q =	27,20	kN/m <sup>2</sup>
Aufgerundet / arrotondato	g =	140,00	kN/m <sup>2</sup>
Aufgerundet / arrotondato	q =	30,00	kN/m <sup>2</sup>

#### LASTEN IM FUNDAMENT - INNEN CARICHI IN FONDAZIONE PARETE INTERNA

	Breite Streifenfundament =	1,50	m
	g =	176,00	kN/m <sup>2</sup>
	q =	54,40	kN/m <sup>2</sup>

Figura 13: Carichi edificio 3 (Ing. Rudi Bertagnolli)



### E.4 Lasten im best. Fundament für Gebäude 4 (8 Geschosse + 1 KG)

### E.4 Carichi agenti in fondazione per edificio 4 (8 piani + 1 interrato)

LASTANNAHME  
ANALISI DEI CARICHI

	H Geschoss =	3,50	m
Eigengewicht Decke	g1 =	5,00	kN/m <sup>2</sup>
Ständige Lasten auf Decke	g2 =	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Eigengewicht Aussenmauer	g3 =	11,20	kN/m
Nutzlast Decke	q1 =	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Schnee	q2 =	1,60	kN/m <sup>2</sup>
	n° Geschosse =	9	
	Spannweite Decke =	6,00	m

LASTEN IM FUNDAMENT - RAND  
CARICHI IN FONDAZIONE PARETE PERIMETRALE

	Breite Streifenfundament =	1,50	m
	g =	183,60	kN/m <sup>2</sup>
	q =	35,20	kN/m <sup>2</sup>
Aufgerundet / arrotondato	g =	200,00	kN/m <sup>2</sup>
Aufgerundet / arrotondato	q =	35,00	kN/m <sup>2</sup>

Figura 14: Carichi edificio 4 (Ing. Rudi Bertagnolli)

carico piano interrato davanti all'edificio 4:

$$g1 + g2 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{sez 3a: } l = 8,5\text{m} \rightarrow F = 100 \text{ kN/m}$$

$$\text{sez 3c: } l = 4,0\text{m} \rightarrow F = 50 \text{ kN/m}$$

## 8 Materiali

Le caratteristiche principali dei materiali, usati per la realizzazione delle strutture portanti, sono riportate nei seguenti paragrafi.

### 8.1 Calcestruzzo

Classe di calcestruzzo		C25/30	C30/37	C35/45	
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	30	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}, R_{ck}$	30	37	45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd}$	14	17	20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	33	38	43	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}$	2,6	2,9	3,2	N/mm <sup>2</sup>
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale	$f_{ctk,0,05}$	1,8	2,0	2,2	N/mm <sup>2</sup>
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale	$f_{ctk,0,95}$	3,3	3,8	4,2	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	31000	33000	34000	N/mm <sup>2</sup>
Deformazione di contrazione nel cls	$\epsilon_{c1}$	2,1	2,2	2,25	‰
Deformazione ultima di contrazione nel cls	$\epsilon_{cu1}$	3,5	3,5	3,5	‰
	$\epsilon_{c2}$	2,0	2,0	2,0	‰
	$\epsilon_{cu2}$	3,5	3,5	3,5	‰
	n	2,0	2,0	2,0	
	$\epsilon_{c3}$	1,75	1,75	1,75	‰
	$\epsilon_{cu3}$	3,5	3,5	3,5	‰

#### 8.1.1 Classi di esposizione

Le classi di esposizione sono date dalla UNI 1992-1-1, § 4.2.

5) Attacco di cicli gelo/disgelo	
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare

## 8.2 Acciaio per cemento armato

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

		B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto di snervamento	$f_{yd}$	$391 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	E	$210000 \text{ N/mm}^2$

## 8.3 Acciai laminati

L'acciaio deve essere saldabile e qualificato. Si assume per tutte le classi di resistenza i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,15$
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$   
(per temperature fino a  $100^\circ\text{C}$ )

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Figura 15: Laminati a caldo con profili a sezione aperta (NTC 2018, Tabella 4.2.I)

## 8.4 Tiranti

Si utilizza tiranti provvisori con tre e quattro trefoli.

### Acciaio per post-tensione

Materiale

$f_{p0,1k}$	$1670 \text{ N/mm}^2$
$f_{ptk}$	$1860 \text{ N/mm}^2$
E	$196.000 \text{ N/mm}^2$

### Caratteristiche dei trefoli

Descrizione	Trefolo tipo	Diametro nominale	Area nominale	$f_{ptk}$	$f_{p(1)k}$	Massa	Tensione 1% di allungamento	Carico di rottura ( $P_{tk}$ )	Rilassamento dopo 1000h $0,7 - 0,8 f_{pt}$	
		[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[g/m]	[kN]	[kN]	[%]	[%]
T15	super	15,7	150	1860	1670	1172	246	279	2,5	4,5

$E_{cm} = 196.000 \text{ N/mm}^2 \pm 10.000 \text{ N}$

## 8.5 Barre autoperforanti

Si utilizzano barre autoperforanti con le seguenti caratteristiche:

Ankertyp	Einheit	R32
diametro esterno	[mm]	32
carico rottura	[kN]	280
Carico si snervamento	[kN]	240
peso	[kg/lfm]	3,4

Figura 16: barre autoperforanti

## 9 Berlino - Sezione 2-2 lato 1

### 9.1 Descrizione

Questa è costituita da una parete chiodata e da micropali verticali e inclinati con diametro pari a 168,3 mm. La parete chiodata è costituita da due ordini di chiodi autopercoranti con un interrasso orizzontale di 1,50 m. L'inclinazione dei pali inclinati è pari a 25°. Lo spessore delle sezioni tubolari è 8,8 (v) e 6,3 (i) mm in acciaio S 355. Il contrasto per la paratia, oltre che con i succitati pali inclinati, è realizzato con l'ausilio di tiranti, i quali sono disposti su due ordini. Questi vengono realizzati con interasse tipico pari a 2,8 m ed inclinazione di 10° rispetto ad un piano orizzontale. I micropali come anche i tiranti sono collegati con una trave di ripartizione. La trave di coronamento sarà eseguita in c.a.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 9.2 Modello di calcolo

#### 9.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale della sezione più sfavorevole.

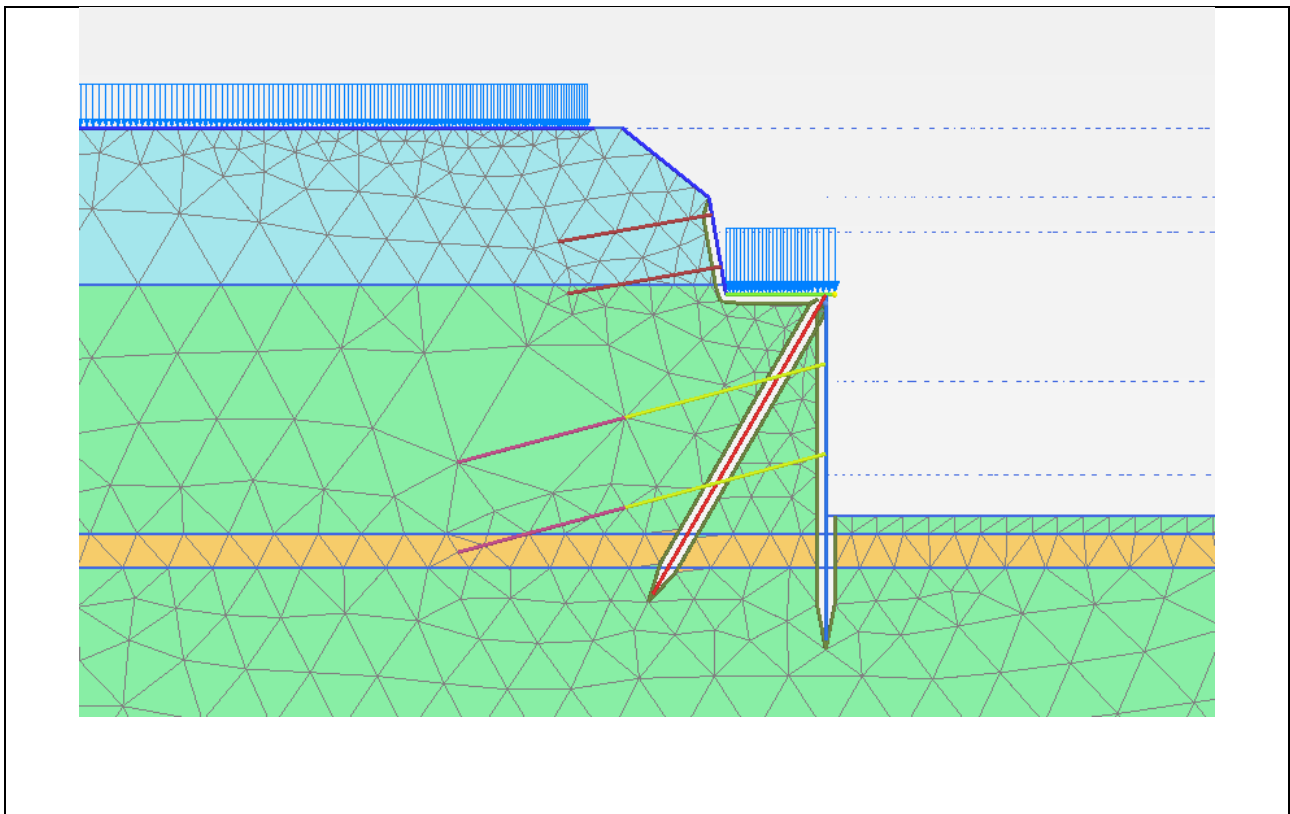


Figura 17: Geometria del modello di calcolo

Per la modellazione del terreno si utilizza l'approccio HSS. I tiranti sono modellati come "node to node anchor", il bulbo i chiodi come "embedded beam row" e i micropali e lo spritzbeton con elementi "plate".

#### Parametri di calcolo dei tiranti-bulbo (embedded beam row):

diametro: 0,16 m  
 modulo elastico E: 25.000 N/mm<sup>2</sup> (per semplicità si considera solo il modulo elastico della miscela cementizia)

**Parametri di calcolo dei chiodi autop perforanti (embedded beam row):**

diametro: 0,08 m  
 modulo elastico E: 25.000 N/mm<sup>2</sup> (per semplicità si considera solo il modulo elastico della miscela cementizia)

**9.3 Verifiche**

Si procede ora con le verifiche a stato limite ultimo, delle sezioni e di stabilità globale, e a stato limite di esercizio.

**9.3.1 Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi**

Le sollecitazioni agenti sul sistema sono riportate nella tabella seguente, i valori sono caratteristici, non fattorizzati.

**9.3.1.1 Verifica micropalo verticale**

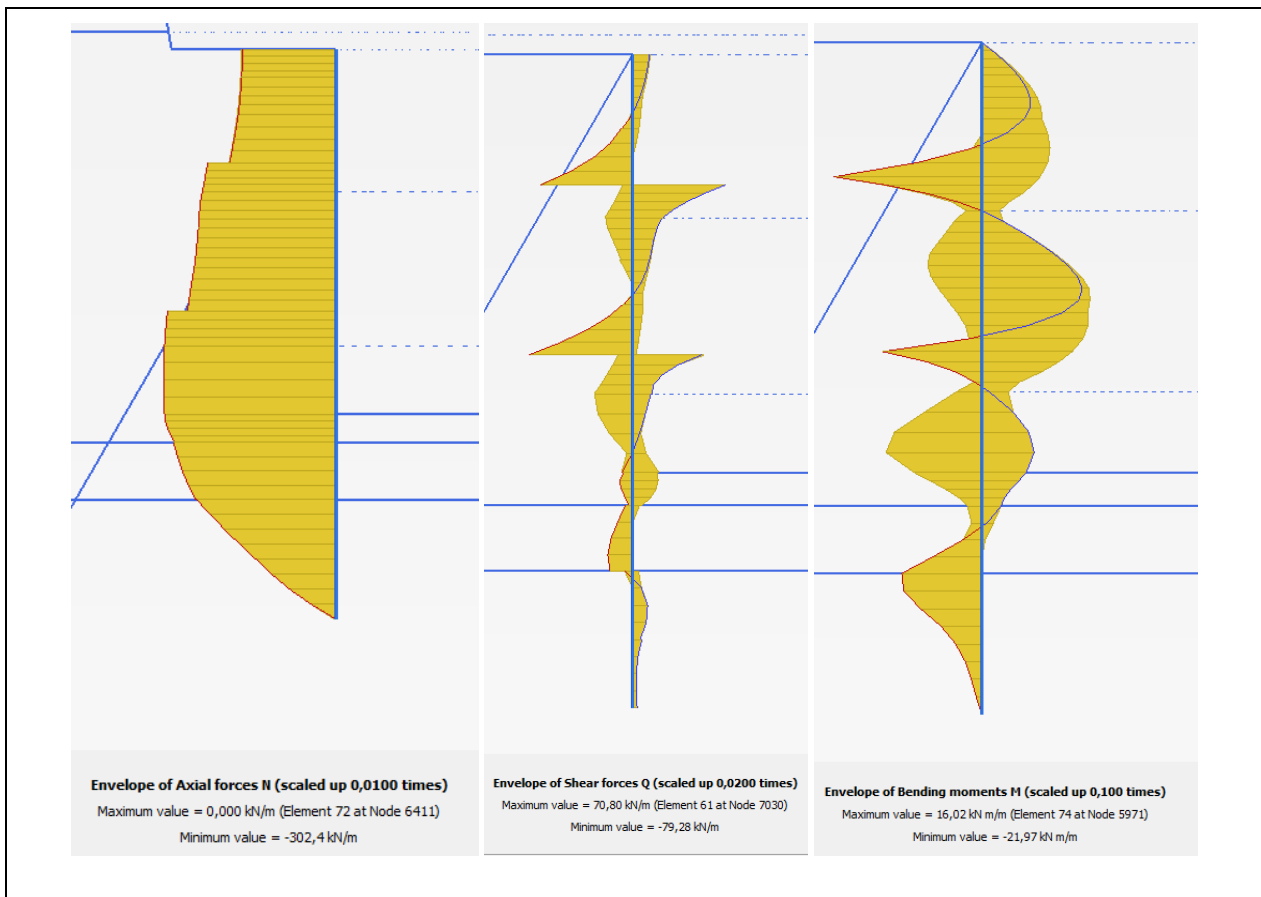


Figura 18: Palo verticale: Inviluppo degli sforzi normali, della forza al taglio e dal momento flettente max.

Sollecitazioni caratteristiche palo verticale				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo [U/m]	Sollecitazione / palo [U/m]	
			N	-310	0,7
Q	80	0,7	1,35	56,0	75,6
M	22	0,7	1,35	15,4	20,8

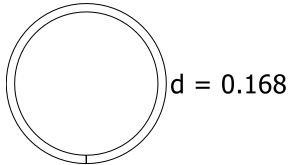
**Micropalo verticale 168,3x8,8 S355**

**Bending and shear check: RO168.3X8.8**  
**UNI EN 1993-1-1**

**Input values:**

Bending moment	$M_{Ed} = 21 \text{ kNm}$
Shear force	$V_{Ed} = 79 \text{ kN}$
Steel material	S 355

**Cross section parameters:**



Cross section area	$A = 4410 \text{ mm}^2$
Shear area	$A_{Vz} = 2807 \text{ mm}^2$
Cross section bending class	1
Cross section modulus y axis	$W_{el,y} = 167000 \text{ mm}^3$ $W_{pl,y} = 223874 \text{ mm}^3$
Cross section modulus z axis	$W_{el,z} = 167000 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 223874 \text{ mm}^3$
The greatest thickness of the cross section	$t_{max} = 8.8 \text{ mm}$

Design plastic shear resistance  $V_{pl,Rd} = \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2807 \cdot 355}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 548 \text{ kN}$

**Design moment resistance reduced due to the shear,  $V_{Ed} < 1/2 V_{pl,Rd}$**

$V_{Ed} = 79 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 274 \text{ kN} \Rightarrow \text{Shear effect can be neglected}$

Design bending resistance  $M_{Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{224 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 75.7 \text{ kNm}$

**Check**

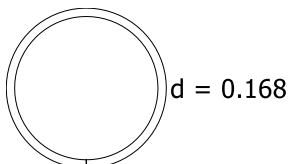
Cross section unity check  $s = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y}} = \frac{21 \text{ kNm}}{75.7 \text{ kNm}} = 0.277 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$

**Check of steel profile on simple compression: RO168.3X8.8**  
**UNI EN 1993-1-1**

**Loading:**

Axial force	$N_{Ed} = 300 \text{ kN}$
-------------	---------------------------

**Cross section parameters:**



Cross section area	$A = 4410 \text{ mm}^2$
Cross section class	1
Steel material	S 355
The greatest thickness of the cross section	$t_{max} = 8.8 \text{ mm}$

**Bearing capacity calculation:**

Compression bearing capacity 
$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4.41 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 1491 \text{ kN}$$

**Check:**

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{300 \text{ kN}}{1491 \text{ kN}} = \mathbf{0.201} < \mathbf{1} \quad \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

**Bending + compression: 0,27+0,20 = 0,47 < 1 => Is SUFFICIENT**



### 9.3.1.2 Verifica micropalo inclinato

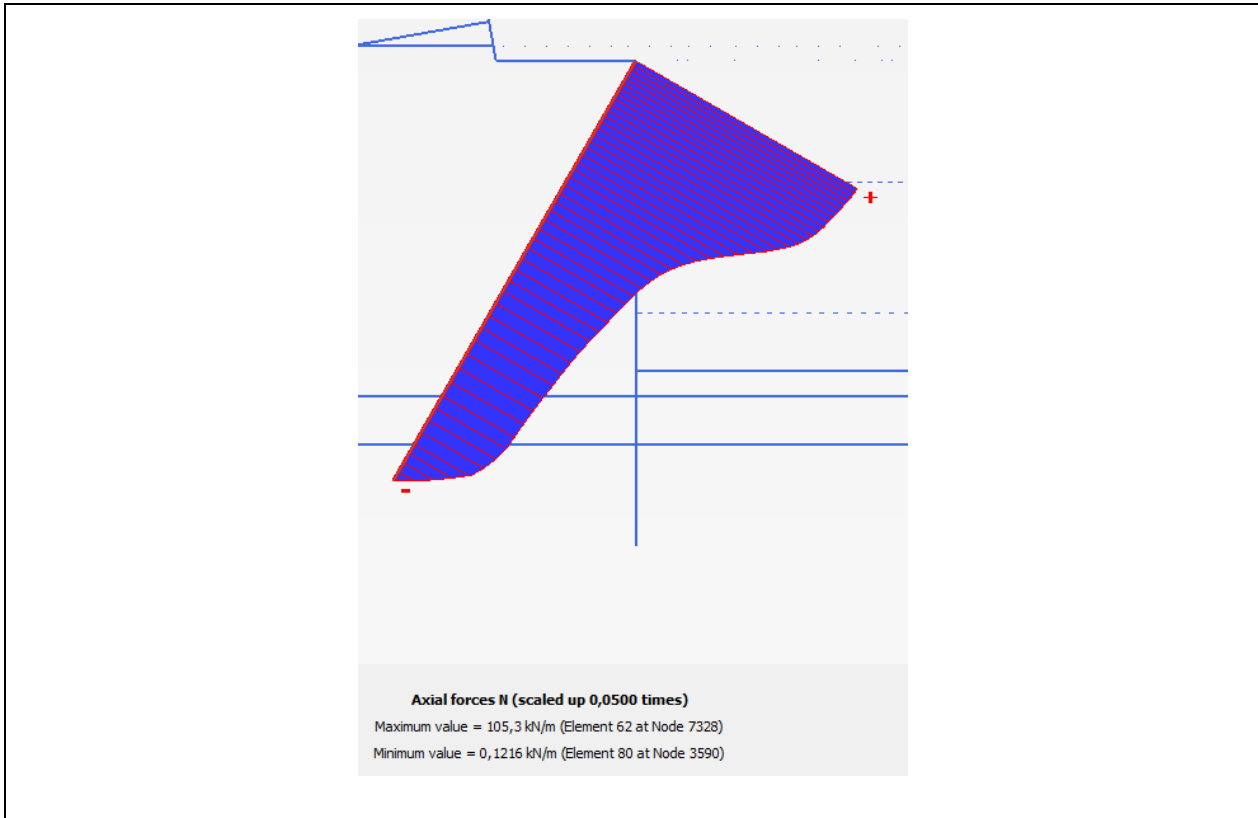


Figura 19: Involuppo degli sforzi normali max.

#### Micropalo inclinato 168,3x6,3 S355

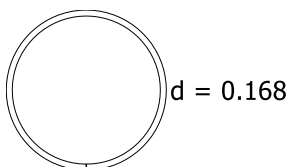
Sollecitazioni caratteristiche palo inclinato			SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo [U/m]	Sollecitazione / palo [U/m]
N	105	2,8	294,0	396,9

#### **Check of steel profile for simple tension: RO168.3X6.3 UNI EN 1993-1-1**

##### **Loading:**

Design axial force  $N_{Ed} = 400 \text{ kN}$

##### **Cross section parameters:**



Cross section area  $A = 3210 \text{ mm}^2$   
 Steel material S 355  
 The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 6.3 \text{ mm}$

##### **Tension bearing capacity**

Non-weakened bearing capacity

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3210 \cdot 355}{1.05} = 1085 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 1085 \text{ kN}$$

##### **Check**

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{400 \text{ kN}}{1085 \text{ kN}} = \mathbf{0.369} < \mathbf{1} \quad \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

### 9.3.1.3 Verifica chiodi + tiranti

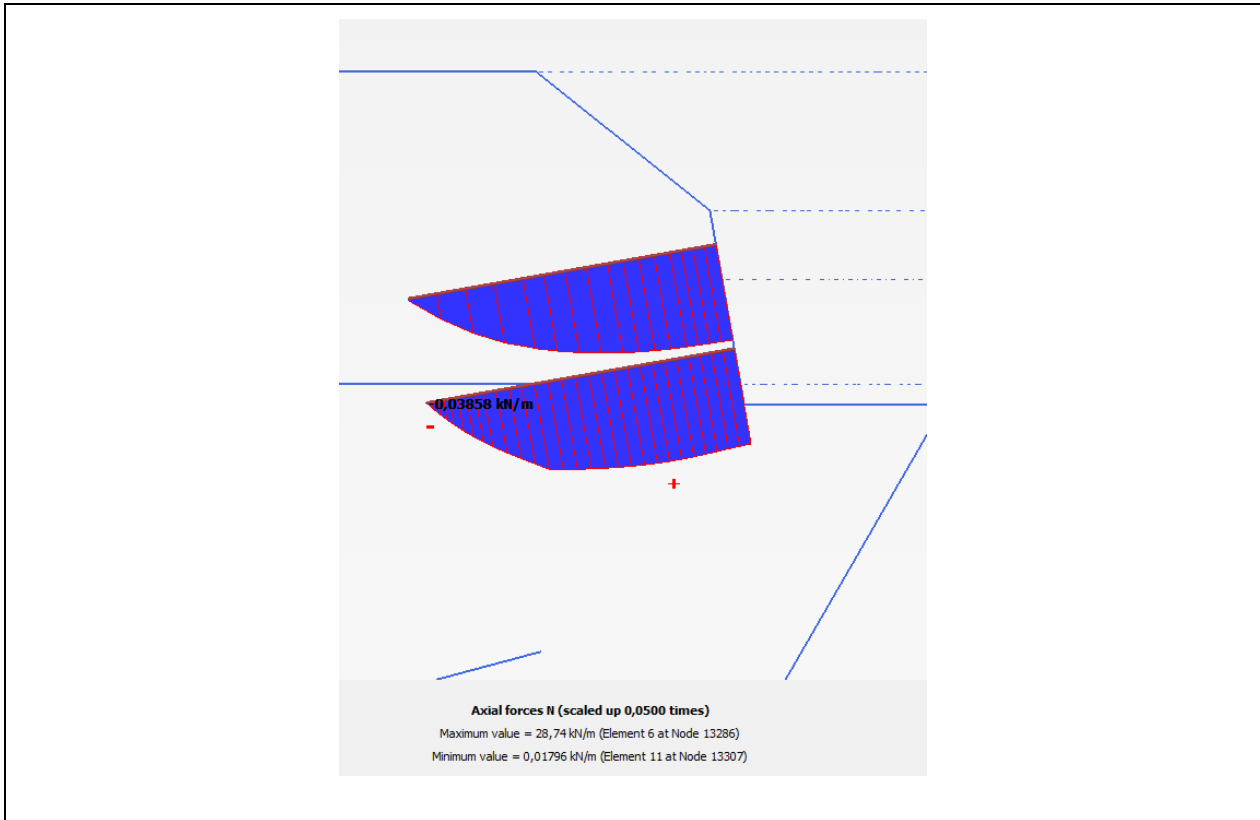


Figura 20: Involuppo degli sforzi normali chiodi

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N <sub>min</sub> ▲ [kN]	N <sub>max</sub> ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	7030	1	2,880	-6,800	409,348	0,000	409,348
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	13308	2	-2,916	-8,353	409,348	0,000	409,348
NodeToNodeAnchor_1_1	5947	1	2,880	-9,400	378,878	0,000	378,878
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	13313	2	-2,916	-10,953	378,878	0,000	378,878

Figura 21: Involuppo degli sforzi normali tiranti

**Coefficienti parziali - NTC2018 §6.6 - tiranti d'ancoraggio**

Tipologia del tirante: Temporaneo/Kurzzeitanker  
 Tipologia del terreno: Definito dall'utente/Benutzerdefiniert  
 Numero profili d'indagine Tab. 6.6.III:  $\geq 5$   
 Azioni determinate considerando l'azione sismica: No/Nein  
 Coefficiente considerato nel calcolo della resistenza:  $\xi_{a4}$

Appr. 2 - Comb. 1 (GEO) A1+M1+R1  
 $\gamma_E = 1,35$   
 $\gamma_{Ra} = 1,10$  Tab 6.6.I

Appr. 1 - Comb. 1 (STR) A1+M1+R3  
 $\gamma_E = 1,35$   
 $\gamma_R = 1,10$

Combinazione sismica  
 $\gamma_E = 1,00$   
 $\gamma_R = 1,00$

Coefficiente per le azioni  
 Coefficiente di progetto

Coefficienti facenti riferimento agli ancoraggi  
 Coefficiente di maggiorazione:  $\alpha_s = ---$   
 Valore definito dall'utente:  $\alpha_s = 1,35$  a)  
 a) Valori secondo tabelle Bustamante - Doix e Ostermayer

Coefficienti facenti riferimento ai tiranti  
 Tasso di lavoro ammesso:  $\alpha_R = 1,00$   
 $\gamma_s = 1,15$

Fattore di correlazione in funzione di prove di progetto Tab. 6.6.II  
 $\xi_{a1} = ---$   
 $\xi_{a2} = ---$

Fattore di correlazione in funzione dalle indagini geotecniche Tab. 6.6.III  
 $\xi_{a3} = 1,60$   
 $\xi_{a4} = 1,55$

Fattore di correlazione  
 Valore definito dall'utente:  $\xi_{u/b}$

**Carichi agenti**

Sollecitazione caratteristica agente

	Valore per combinazione GEO e STR		
1° ordine	$P_{k,1}$	145,0	kN/m
2° ordine	$P_{k,2}$	145,0	kN/m
3° ordine	$P_{k,3}$		kN/m
4° ordine	$P_{k,4}$	30,0	kN/m

**Dati geometrici e meccanici**

	Tirante				Lungh.tot. [m]	Bulbo d'ancoraggio		Attrito laterale Qs [kN/m²]
	Interasse [m]	Nr. trefoli [n]	Area trefoli [mm²]	$f_{p(1)k}$ [N/mm²]		Lunghezza [m]	Diametro [m]	
1° ordine	2,8	3,0	150,0	1670,0	5,0	0,16	320,0	
2° ordine	2,8	3,0	150,0	1670,0	5,0	0,16	320,0	
chiodo	1,5	1,0	430,0	510,0	3,3	0,08	100,0	

**Carico limite di progetto**

Carico agente di progetto:

	Appr. 1 - Comb. 1 (STR)			Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)		
1° ordine	$P_{d,1}$	548,1	kN	$P_{d,1}$	548,1	kN
2° ordine	$P_{d,2}$	548,1	kN	$P_{d,2}$	548,1	kN
chiodo	$P_{d,4}$	60,8	kN	$P_{d,4}$	60,8	kN

**Resistenza di progetto in condizione SLU**

Resistenza di progetto tirante (STR)				Resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)			
1° ordine	$R_{td,1}$	653,48	kN	$R_{ad,1}$	636,79	kN	
2° ordine	$R_{td,2}$	653,48	kN	$R_{ad,2}$	636,79	kN	
chiodo	$R_{td,4}$	190,70	kN	$R_{ad,4}$	65,67	kN	

Verifiche di sicurezza agli SLU svolte nel rispetto del paragrafo 6.6.2 delle NTC2018  
 Fattore di sicurezza in condizione SLU e GEO secondo Tab 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I NTC 2018

Fattore di sicurezza resistenza di progetto tirante (STR)				Fattore di sicurezza resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)			
1° ordine	$R_{td,1}/P_{d,1}$	1,19	$\geq 1,0$	$R_{ad,1}/P_{d,1}$	1,16	$\geq 1,0$	
2° ordine	$R_{td,2}/P_{d,2}$	1,19	$\geq 1,0$	$R_{ad,2}/P_{d,2}$	1,16	$\geq 1,0$	
chiodo	$R_{td,4}/P_{d,4}$	3,14	$\geq 1,0$	$R_{ad,4}/P_{d,4}$	1,08	$\geq 1,0$	

Verifica carico limite

$R_{d,i} \geq P_{d,i}$  Verifica OK

### 9.3.2 Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera

Dalla figura seguente si evince il meccanismo di collasso. La stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo l’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

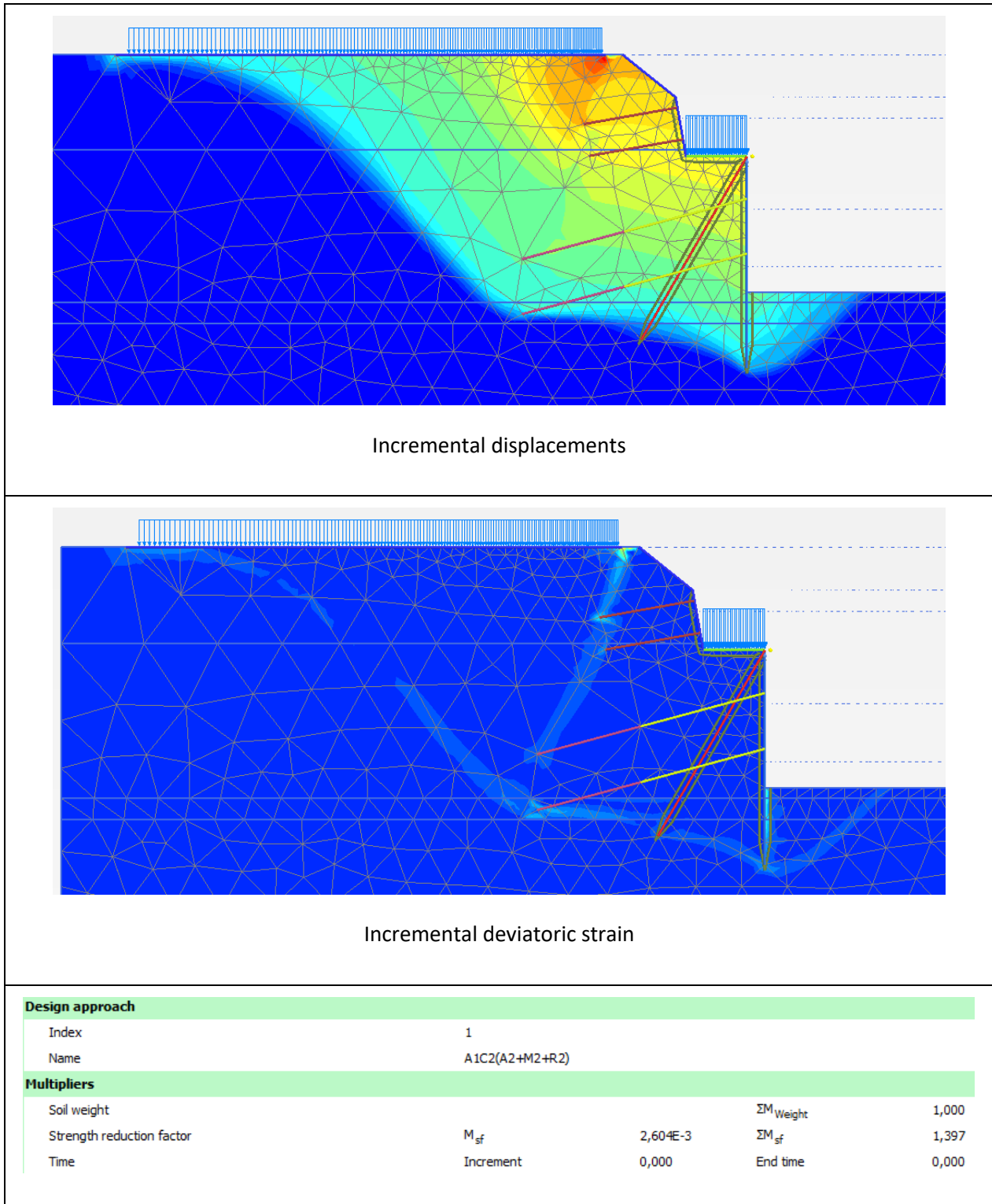


Figura 22: Meccanismo di collasso secondo l’approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,39;  $1,39 > 1,1$

La verifica è soddisfatta.

### 9.3.3 Stato limite di esercizio – Spostamenti

Nelle seguenti immagini vengono riportate le deformazioni massimali derivanti dall'analisi per fasi.

#### Deformazione in condizione statiche SLE

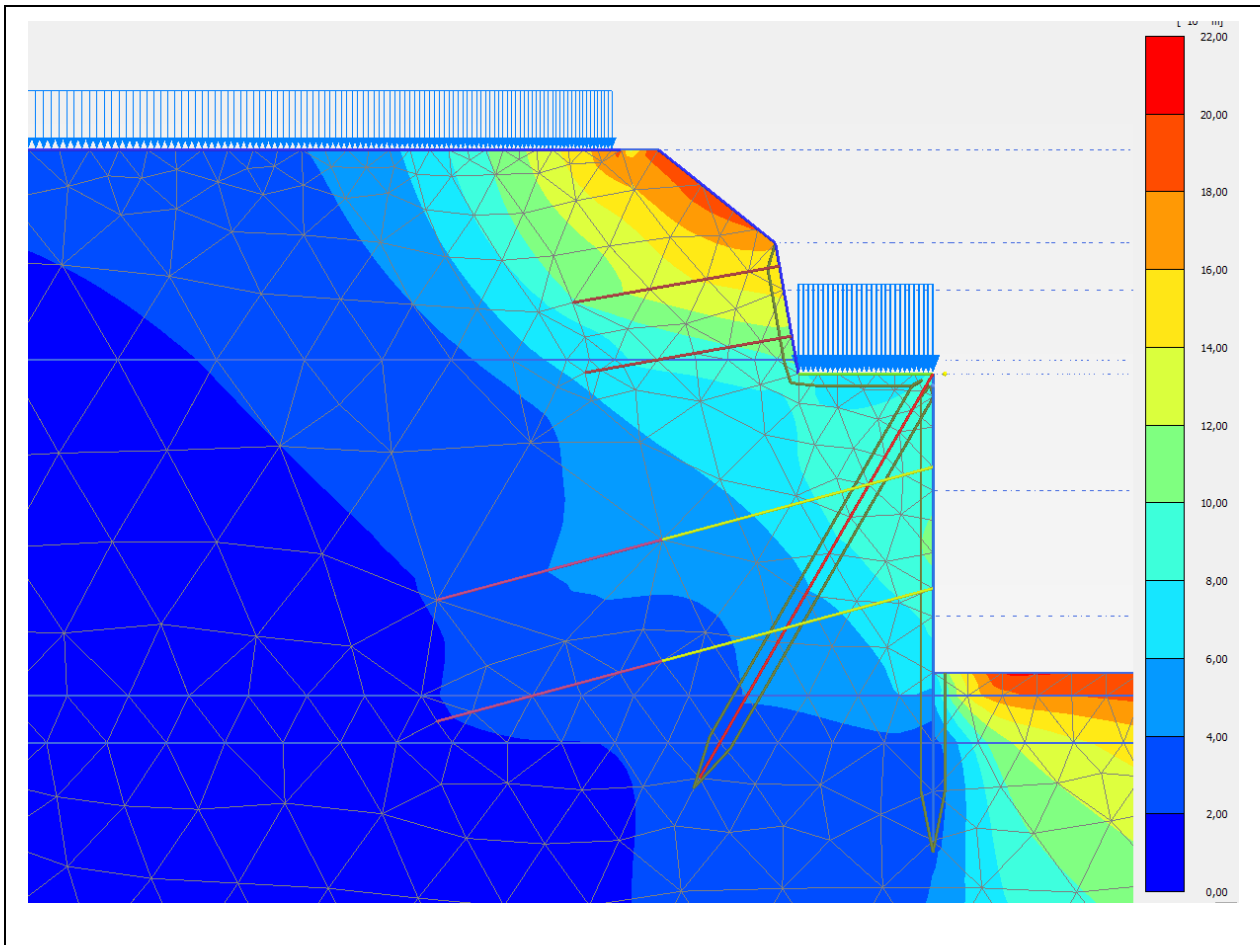


figura 23: Deformata dell'insieme terreno – parete in condizioni statiche (SLE)

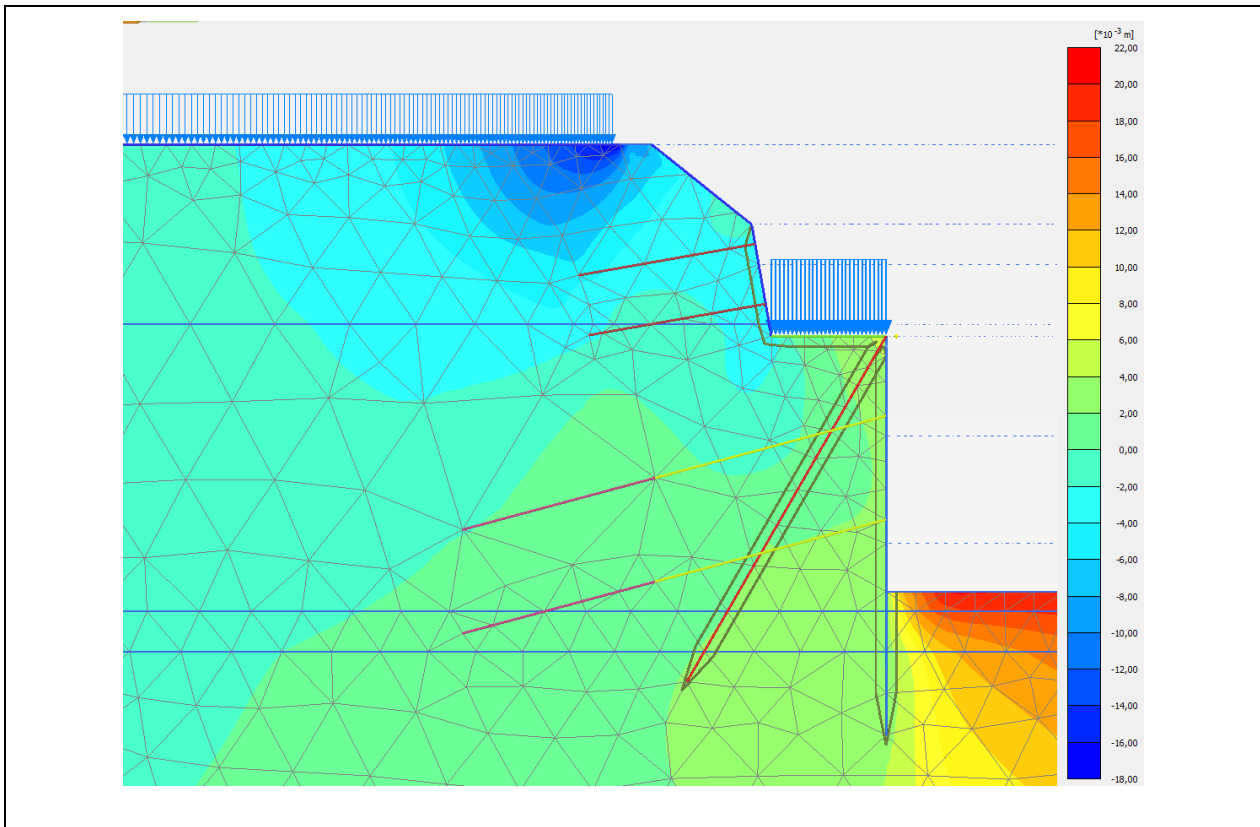


Figura 24: Deformazioni verticali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni verticali all'estremità superiore della parete sono dell'ordine dei 20 mm.

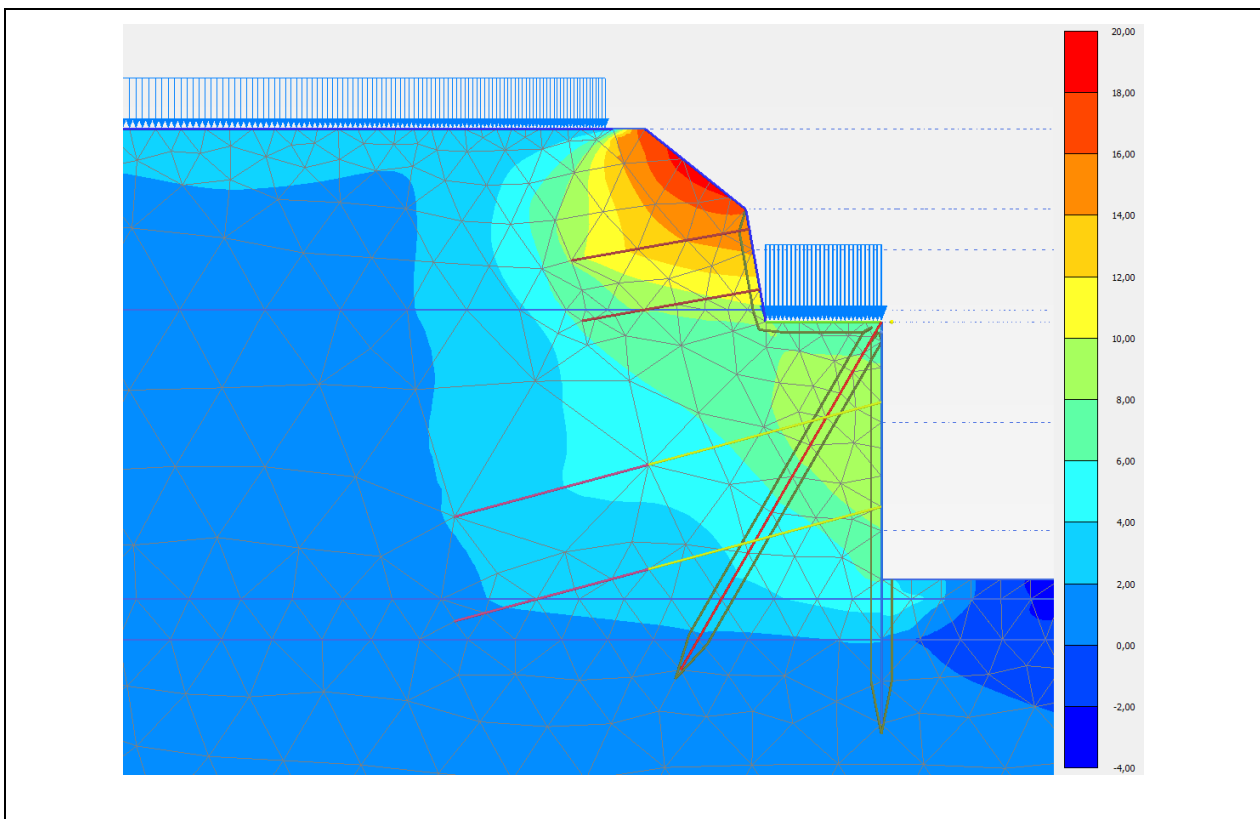


Figura 25: Deformazioni orizzontali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni orizzontali all'estremità superiore della parete chiodata sono dell'ordine dei 20 mm.

## 10 Berlinese - Sezione 2-2 e sezione 3c-3c lato 2

### 10.1 Descrizione

Questa è costituita da micropali verticali e pali inclinati con diametro pari a 168,3 (v) mm. L'inclinazione degli elementi inclinati è pari a 25°. Lo spessore delle sezioni tubolari è 8,8 (v) e 6,3 (i) mm in acciaio S 355. Il contrasto per la paratia, oltre che con i succitati pali inclinati, è realizzato con l'ausilio di tiranti, i quali sono disposti su 2 ordini. Questi vengono realizzati con interasse tipica pari a 2,8 (2,6 m) ed inclinazione di 10° (5°) rispetto ad un piano orizzontale. I micropali come anche i tiranti sono collegati con una trave di ripartizione. La trave di coronamento sarà eseguita in c.a.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 10.2 Modello di calcolo

#### 10.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale della sezione più sfavorevole. (sezione 3c)

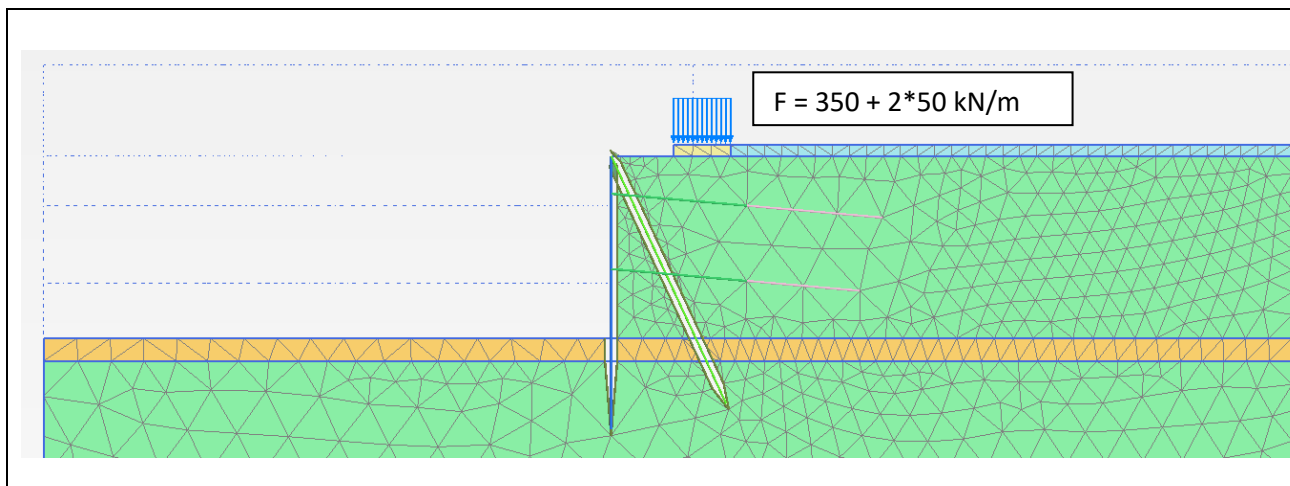


Figura 26: Geometria del modello di calcolo

Per la modellazione del terreno si utilizza l'approccio HSS. I tiranti sono modellati come "node to node anchor", il bulbo come "embedded beam row" e i micropali con elementi "plate".

#### Parametri di calcolo dei tiranti-bulbo (embedded beam row):

diametro: 0,16 m  
 modulo elastico E: 25.000 N/mm<sup>2</sup> (per semplicità si considera solo il modulo elastico della miscela cementizia)

### 10.3 Verifiche

Si procede ora con le verifiche a stato limite ultimo, delle sezioni e di stabilità globale, e a stato limite di esercizio.

#### 10.3.1 Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi

Le sollecitazioni agenti sul sistema sono riportate nella tabella seguente, i valori sono caratteristici, non fattorizzati.

##### 10.3.1.1 Verifica micropali verticali

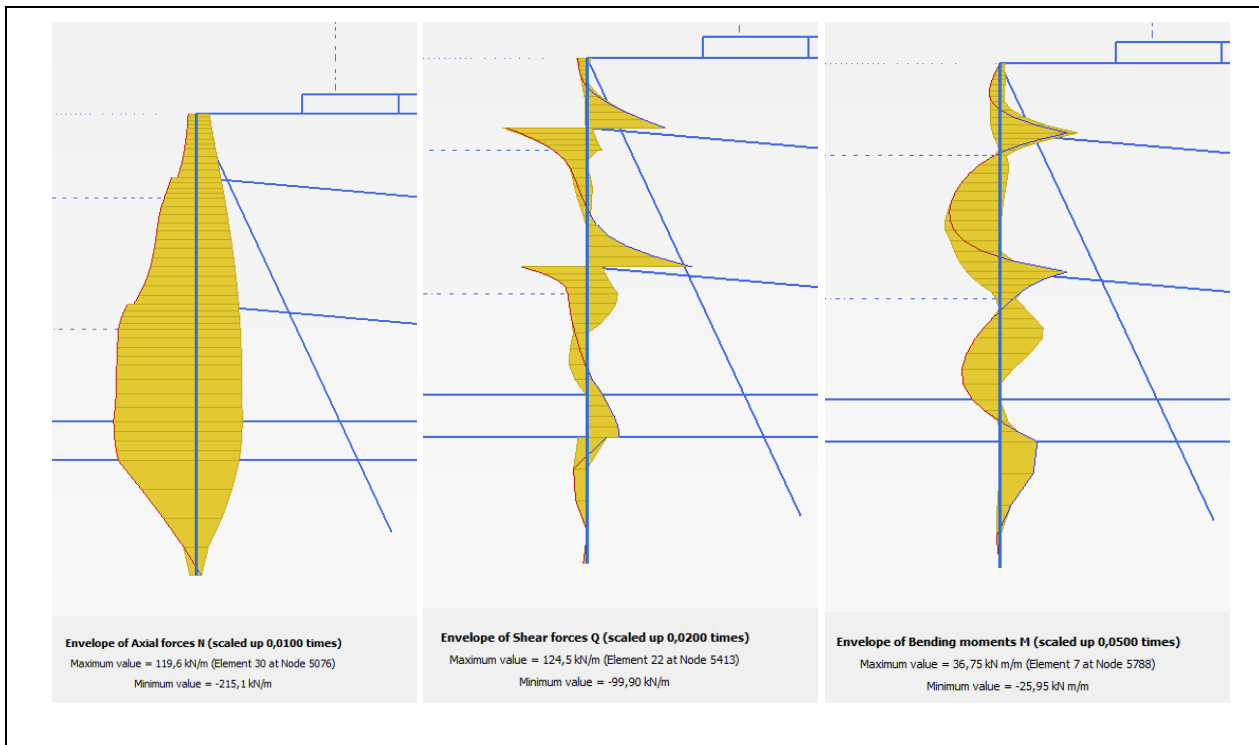


Figura 27: Involuppo degli sforzi normali, della forza al taglio e dal momento flettente max.

Sollecitazioni caratteristiche palo verticale				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo		
			[U/m]	[U/m]	
N	-220	0,65	1,35	-143,0	-193,1
Q	125	0,65	1,35	81,3	109,7
M	32,5	0,65	1,35	21,1	28,5

#### Micropalo verticale 168,3x8,8 S355

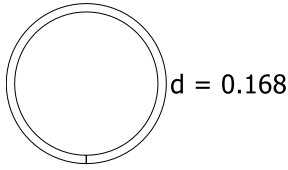
##### **Bending and shear check: RO168.3X8.8** **UNI EN 1993-1-1**

##### **Input values:**

Bending moment	$M_{Ed} = 30 \text{ kNm}$
Shear force	$V_{Ed} = 110 \text{ kN}$
Steel material	S 355



**Cross section parameters:**



Cross section area  $A = 4410 \text{ mm}^2$

Shear area  $A_{vz} = 2807 \text{ mm}^2$

Cross section bending class 1

Cross section modulus y axis

$W_{el,y} = 167000 \text{ mm}^3$

$W_{pl,y} = 223874 \text{ mm}^3$

Cross section modulus z axis

$W_{el,z} = 167000 \text{ mm}^3$

$W_{pl,z} = 223874 \text{ mm}^3$

The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 8.8 \text{ mm}$

Design plastic shear resistance  $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2807 \cdot 355}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 548 \text{ kN}$

**Design moment resistance reduced due to the shear,  $V_{Ed} < 1/2 V_{pl,Rd}$**

$V_{Ed} = 110 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 274 \text{ kN} \Rightarrow \text{Shear effect can be neglected}$

Design bending resistance  $M_{Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{224 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 75.7 \text{ kNm}$

**Check**

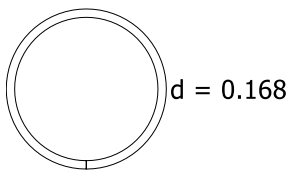
Cross section unity check  $s = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y}} = \frac{30 \text{ kNm}}{75.7 \text{ kNm}} = 0.396 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$

**Prüfung des Stahlprofils bei einfachem Druck: RO168.3X8.8  
UNI EN 1993-1-1**

**Belastung:**

Axialkraft  $N_{Ed} = 200 \text{ kN}$

**Querschnittparameter:**



Querschnittfläche  $A = 4410 \text{ mm}^2$

Querschnittklasse 1

Stahlmaterial S 355

Die größte Dicke des Querschnitts  $t_{max} = 8.8 \text{ mm}$

**Berechnung der Tragfähigkeit:**

Drucktragfähigkeit  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4.41 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 1491 \text{ kN}$

**Prüfung:**

$s = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{200 \text{ kN}}{1491 \text{ kN}} = 0.134 < 1 \Rightarrow \text{ist AUSREICHEND}$

**Bending + compression:  $0,40+0,13 = 0,53 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$**

### 10.3.1.2 Verifica micropali inclinati

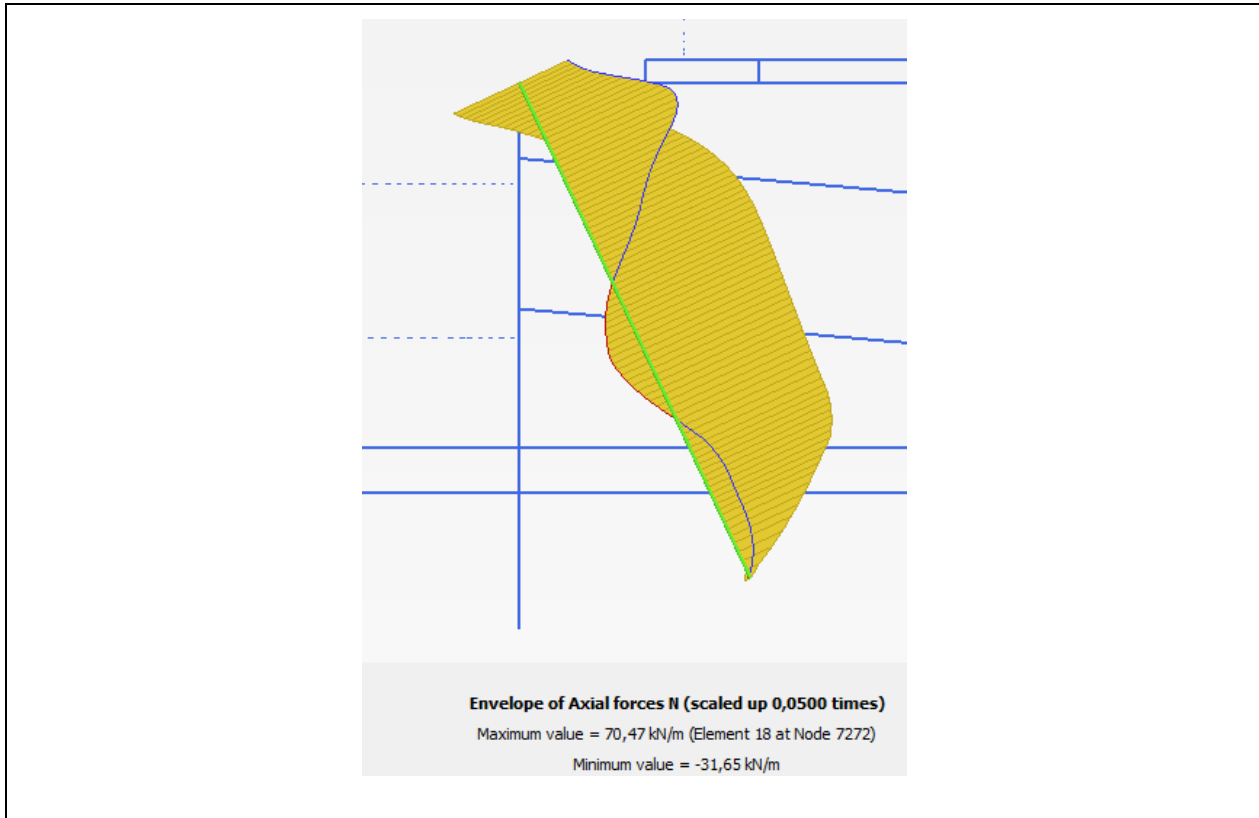


Figura 28: Inviluppo degli sforzi normali max.

Sollecitazioni caratteristiche palo inclinato				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo [U/m]	Sollecitazione / palo [U/m]	
N	71		1,35	184,6	249,2

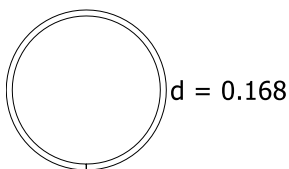
#### Micropalo inclinato 168,3x6,3 S355

##### **Check of steel profile for simple tension: R0168.3X6.3 UNI EN 1993-1-1**

##### **Loading:**

Design axial force  $N_{Ed} = 250 \text{ kN}$

##### **Cross section parameters:**



Cross section area  $A = 3210 \text{ mm}^2$   
 Steel material S 355  
 The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 6.3 \text{ mm}$

##### **Tension bearing capacity**

Non-weakened bearing capacity

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3210 \cdot 355}{1.05} = 1085 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 1085 \text{ kN}$$

##### **Check**

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{250 \text{ kN}}{1085 \text{ kN}} = 0.23 < 1 \quad \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

### 10.3.1.3 Verifica tiranti

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N <sub>min</sub> ▲ [kN]	N <sub>max</sub> ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	5788	1	0,000	-5,658	491,789	0,000	499,934
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	16858	2	5,977	-6,181	491,789	0,000	499,934
NodeToNodeAnchor_2_1	5413	1	0,000	-8,958	520,104	0,000	520,104
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	16871	2	5,977	-9,481	520,104	0,000	520,104

Figura 29: Inviluppo degli sforzi normali tiranti

**POSIZIONE/POSITION**

Verifica tiranti d'ancoraggio infissi nel terreno

**Coefficienti parziali - NTC2018 §6.6 - tiranti d'ancoraggio**

Tipologia del tirante	Temporaneo/Kurzzeitanker	Azioni determinate considerando l'azione sismica	No/Nein
Tipologia del terreno	Definito dall'utente/ Benutzerdefinier	Coefficiente considerato nel calcolo della resistenza	$\xi_{a4}$
Numero profili d'indagine Tab. 6.6.III	$\geq 5$		

Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)		Appr. 1 - Comb. 1 (STR)		Combinazione sismica	
A1+M1+R1		A1+M1+R3			
Coefficiente per le azioni	$\gamma_E$ 1,35	Coefficiente per le azioni	$\gamma_E$ 1,35	Coefficiente per le azioni	$\gamma_E$ 1,00
Coefficiente di progetto	$\gamma_{Ra}$ 1,10	Coefficiente di progetto	$\gamma_R$ 1,10	Coefficiente di progetto	$\gamma_R$ 1,00

Coefficients facenti riferimento agli ancoraggi		Coefficients facenti riferimento ai tiranti	
Coefficiente di maggiorazione	$\alpha_S$ ---	Tasso di lavoro ammesso	$\alpha_R$ 1,00
Valore definito dall'utente	$\alpha_S$ 1,35		$\gamma_S$ 1,15

a) Valori secondo tabelle Bustamante - Doix e Ostermayer

Fattore di correlazione in funzione di prove di progetto Tab. 6.6.II		Fattore di correlazione in funzione dalle indagini geotecniche Tab. 6.6.III	
$\xi_{a1}$	---	$\xi_{a3}$	1,60
$\xi_{a2}$	---	$\xi_{a4}$	1,55

Fattore di correlazione	
Valore definito dall'utente	$\xi_{u/b}$

**Carichi agenti**

Sollecitazione caratteristica agente

	Valore per combinazione GEO e STR	
1° ordine	$P_{k,1}$	195,0 kN/m
2° ordine	$P_{k,2}$	200,0 kN/m
3° ordine	$P_{k,3}$	kN/m
4° ordine	$P_{k,4}$	kN/m

**Dati geometrici e meccanici**

	Tirante				Bulbo d'ancoraggio			Attrito laterale
	Interasse [m]	Nr. trefoli [n]	Area trefoli [mm <sup>2</sup> ]	$f_{p(1)k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Lungh.tot. [m]	Lunghezza [m]	Diametro [m]	$Q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1° ordine	2,6	4,0	150,0	1670,0		6,0	0,16	320,0
2° ordine	2,6	4,0	150,0	1670,0		6,0	0,16	320,0
3° ordine								
4° ordine								

**Carico limite di progetto**

Carico agente di progetto:

	Appr. 1 - Comb. 1 (STR)			Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)		
1° ordine	$P_{d,1}$	684,5	kN	$P_{d,1}$	684,5	kN
2° ordine	$P_{d,2}$	702,0	kN	$P_{d,2}$	702,0	kN
3° ordine	$P_{d,3}$	0,0	kN	$P_{d,3}$	0,0	kN
4° ordine	$P_{d,4}$	0,0	kN	$P_{d,4}$	0,0	kN

**Resistenza di progetto in condizione SLU**

	Resistenza di progetto tirante (STR)			Resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)		
1° ordine	$R_{td,1}$	871,30	kN	$R_{ad,1}$	764,15	kN
2° ordine	$R_{td,2}$	871,30	kN	$R_{ad,2}$	764,15	kN
3° ordine	$R_{td,3}$	0,00	kN	$R_{ad,3}$	0,00	kN
4° ordine						

Verifiche di sicurezza agli SLU svolte nel rispetto del paragrafo 6.6.2 delle NTC2018

Fattore di sicurezza in condizione SLU e GEO secondo Tab 6.2.1, 6.2.II e 6.6.I NTC 2018

	Fattore di sicurezza resistenza di progetto tirante (STR)			Fattore di sicurezza resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)		
1° ordine	$R_{td,1}/P_{d,1}$	1,27	$\geq 1,0$	$R_{ad,1}/P_{d,1}$	1,12	$\geq 1,0$
2° ordine	$R_{td,2}/P_{d,2}$	1,24	$\geq 1,0$	$R_{ad,2}/P_{d,2}$	1,09	$\geq 1,0$
3° ordine	$R_{td,3}/P_{d,3}$	---	$\geq 1,0$	$R_{ad,3}/P_{d,3}$	---	$\geq 1,0$
4° ordine	$R_{td,4}/P_{d,4}$	---	$\geq 1,0$	$R_{ad,4}/P_{d,4}$	---	$\geq 1,0$

Verifica carico limite

$R_{d,i} \geq P_{d,i}$  Verifica OK

### 10.3.2 Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera

Dalla figura seguente si evince il meccanismo di collasso con il fattore di sicurezza più basso. Tutti gli altri meccanismi di collasso hanno un fattore di sicurezza più alto. La stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo l’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

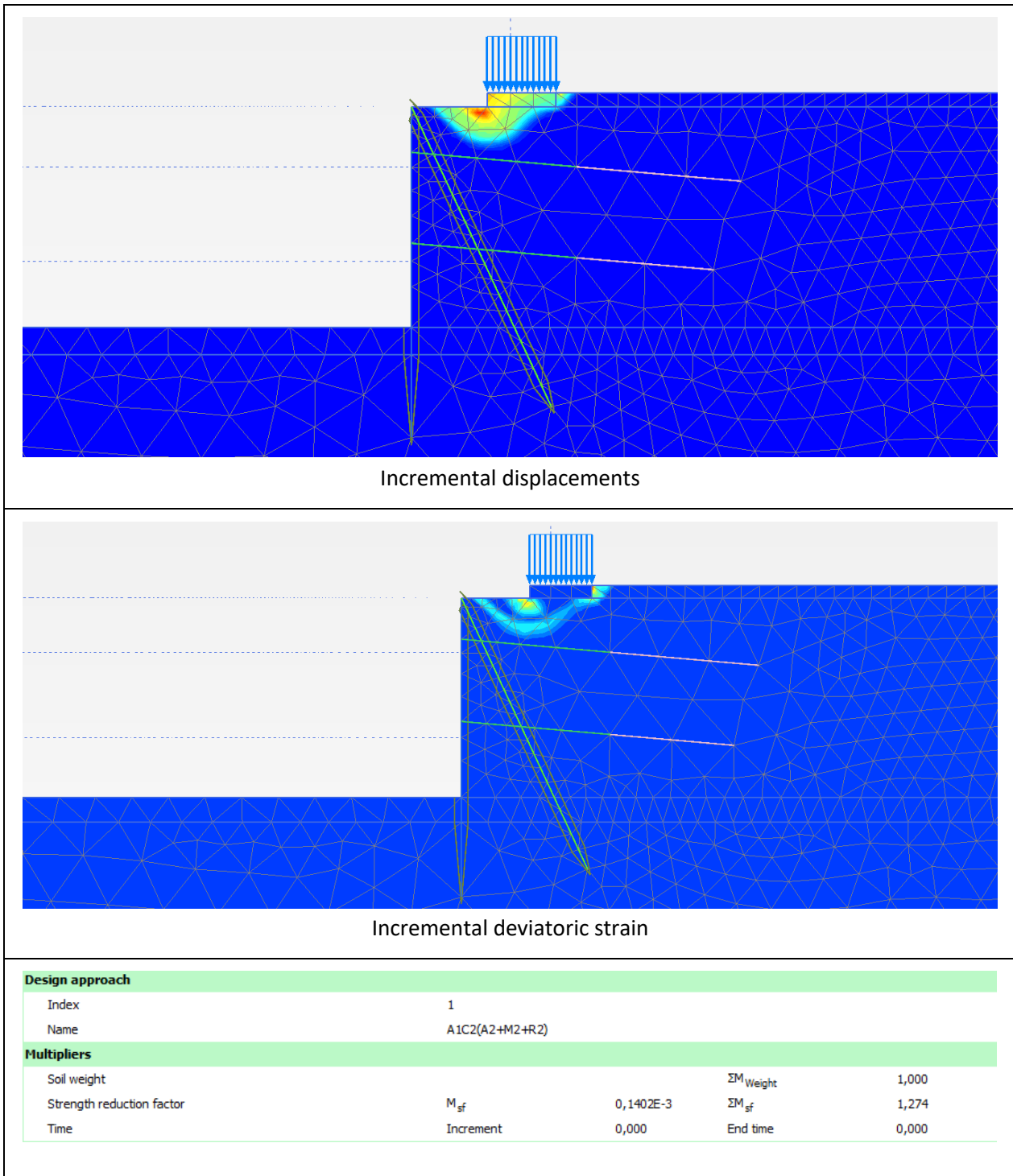


Figura 30: Meccanismo di collasso secondo l’approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,27;  $1,27 > 1,1$

La verifica è soddisfatta.

### 10.3.3 Stato limite di esercizio – Spostamenti

Nelle seguenti immagini vengono riportate le deformazioni massimali derivanti dall'analisi per fasi.

#### Deformazione in condizione statiche SLE

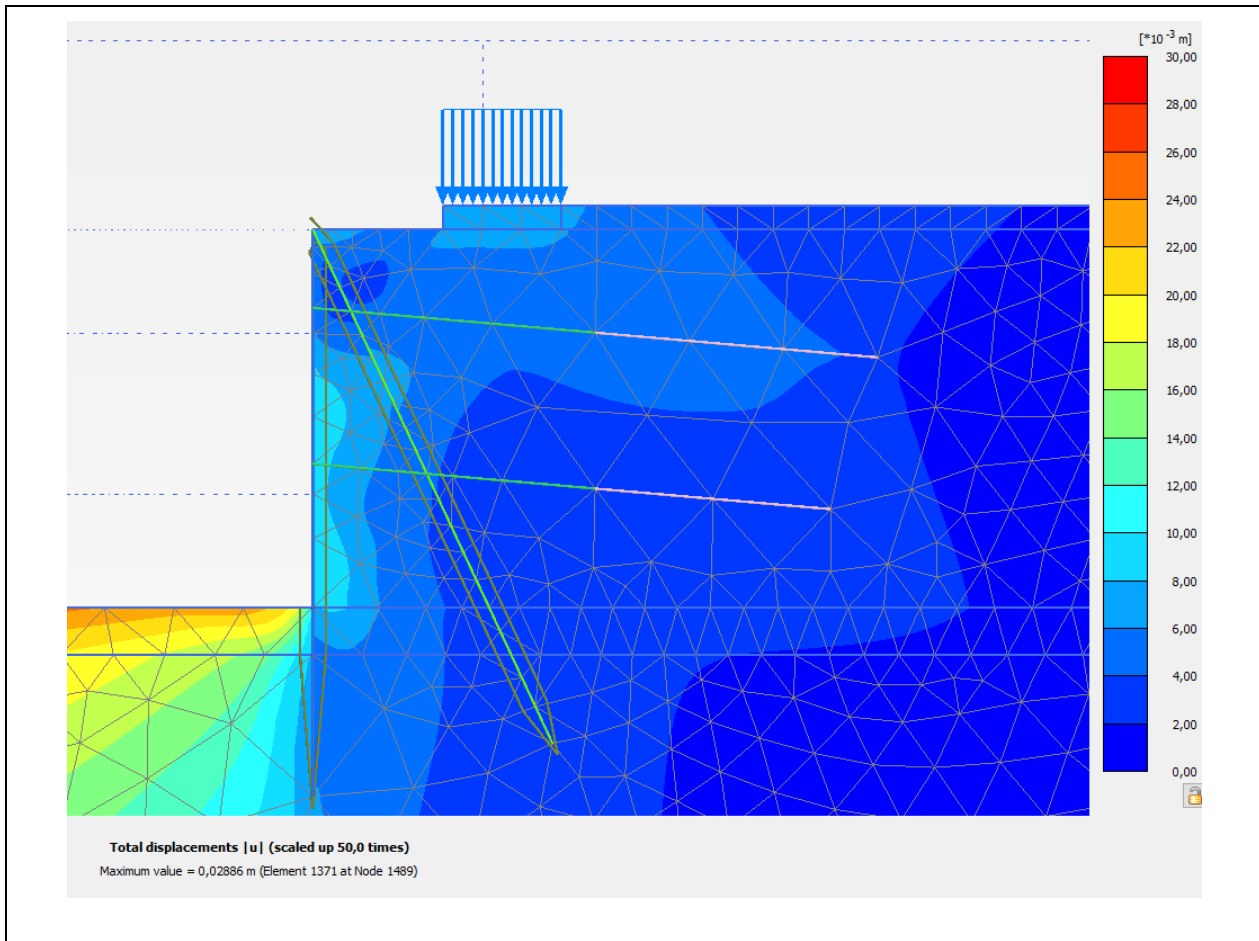


Figura 31: Deformata dell'insieme terreno – parete in condizioni statiche (SLE)

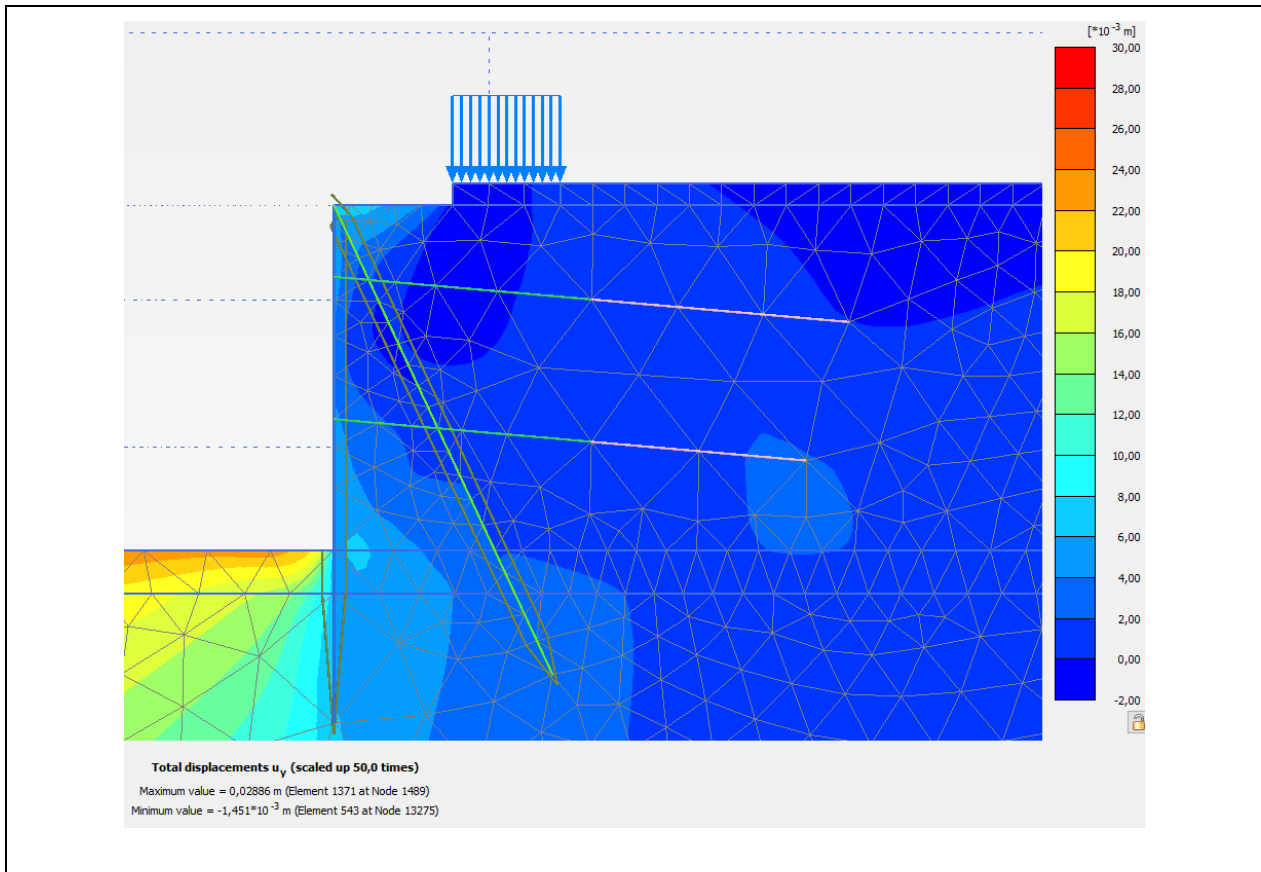


Figura 32: Deformazioni verticali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni verticali sotto le fondazioni sono dell'ordine dei 2-4 mm.

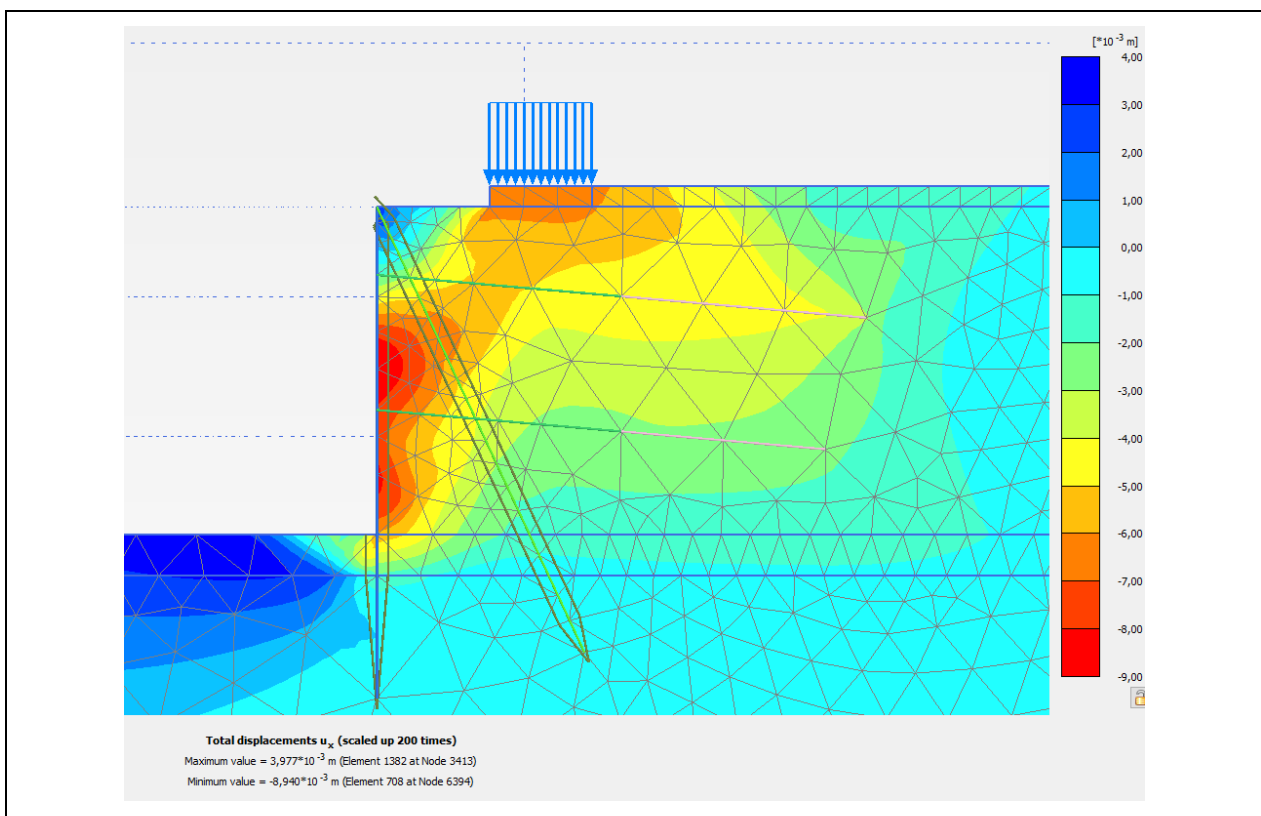


Figura 33: Deformazioni orizzontali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni orizzontali sono dell'ordine di 8-10 mm.

## 11 Berlinese - Sezione 3a-3a lato 2

### 11.1 Descrizione

Questa è costituita da micropali verticali e pali inclinati con diametro pari a 168,3 (v) mm. L'inclinazione degli elementi inclinati è pari a 10°. Lo spessore delle sezioni tubolari è 8,8 (v) e 6,3 (i) mm in acciaio S 355. Il contrasto per la paratia, oltre che con i succitati pali inclinati, è realizzato con l'ausilio di tiranti, i quali sono disposti su 3 ordini. Questi vengono realizzati con interasse tipica pari a 2,8 ed inclinazione di 10° rispetto ad un piano orizzontale. I micropali come anche i tiranti sono collegati con una trave di ripartizione. La trave di coronamento sarà eseguita in c.a.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 11.2 Modello di calcolo

#### 11.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale della sezione più sfavorevole.

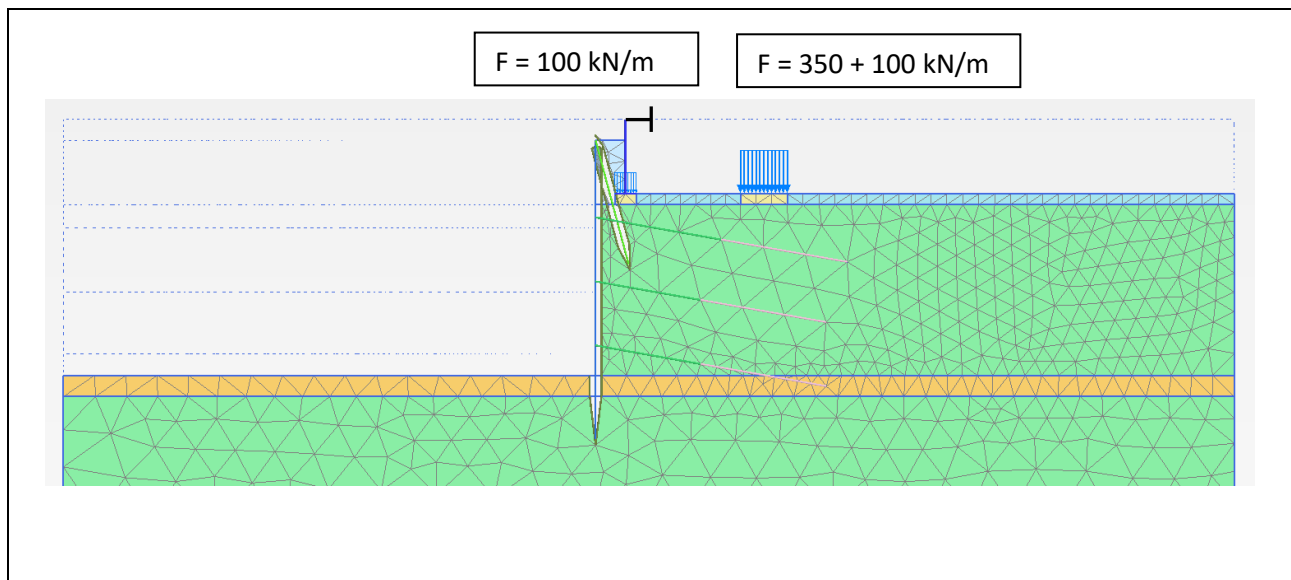


Figura 34: Geometria del modello di calcolo

Per la modellazione del terreno si utilizza l'approccio HSS. I tiranti sono modellati come "node to node anchor", il bulbo come "embedded beam row" e i micropali con elementi "plate".

#### Parametri di calcolo dei tiranti-bulbo (embedded beam row):

diametro: 0,16 m  
 modulo elastico E: 25.000 N/mm<sup>2</sup> (per semplicità si considera solo il modulo elastico della miscela cementizia)



### 11.3 Verifiche

Si procede ora con le verifiche a stato limite ultimo, delle sezioni e di stabilità globale, e a stato limite di esercizio.

#### 11.3.1 Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi

Le sollecitazioni agenti sul sistema sono riportate nella tabella seguente, i valori sono caratteristici, non fattorizzati.

##### 11.3.1.1 Verifica micropali verticali

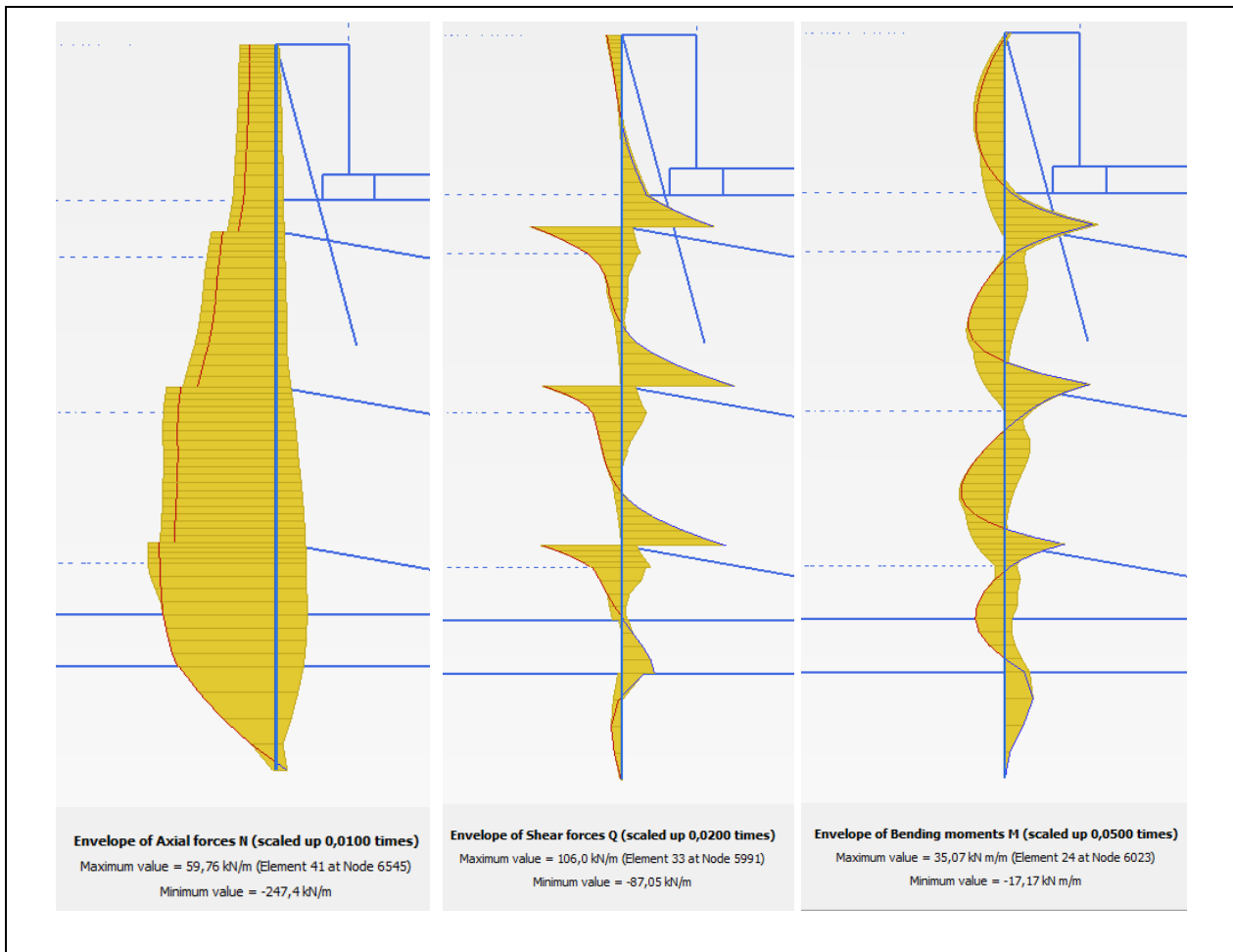


Figura 35: Involuppo degli sforzi normali, della forza al taglio e dal momento flettente max.

#### Micropalo verticale 168,3x8,8 S355

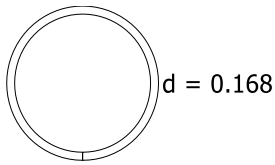
Sollecitazioni caratteristiche palo verticale				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo		
			[U/m]	[U/m]	
N	-248	0,7	1,35	-173,6	-234,4
Q	106	0,7	1,35	74,2	100,2
M	35,5	0,7	1,35	24,9	33,5

**Bending and shear check: RO168.3X8.8  
UNI EN 1993-1-1**

**Input values:**

Bending moment	$M_{Ed} = 33.5 \text{ kNm}$
Shear force	$V_{Ed} = 101 \text{ kN}$
Steel material	S 355

**Cross section parameters:**



Cross section area	$A = 4410 \text{ mm}^2$
Shear area	$A_{Vz} = 2807 \text{ mm}^2$
Cross section bending class	1
Cross section modulus y axis	$W_{el,y} = 167000 \text{ mm}^3$ $W_{pl,y} = 223874 \text{ mm}^3$
Cross section modulus z axis	$W_{el,z} = 167000 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 223874 \text{ mm}^3$
The greatest thickness of the cross section	$t_{max} = 8.8 \text{ mm}$

Design plastic shear resistance  $V_{pl,Rd} = \frac{A_{Vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2807 \cdot 355}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 548 \text{ kN}$

**Design moment resistance reduced due to the shear,  $V_{Ed} < 1/2 V_{pl,Rd}$**

$V_{Ed} = 101 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 274 \text{ kN} \Rightarrow$  *Shear effect can be neglected*

Design bending resistance  $M_{Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{224 \cdot 10^6 \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 75.7 \text{ kNm}$

**Check**

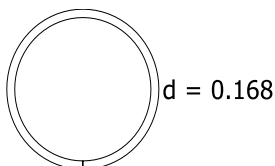
Cross section unity check  $s = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y}} = \frac{33.5 \text{ kNm}}{75.7 \text{ kNm}} = 0.443 < 1 \Rightarrow$  *Is SUFFICIENT*

**Check of steel profile on simple compression: RO168.3X8.8  
UNI EN 1993-1-1**

**Loading:**

Axial force	$N_{Ed} = 235 \text{ kN}$
-------------	---------------------------

**Cross section parameters:**



Cross section area	$A = 4410 \text{ mm}^2$
Cross section class	1
Steel material	S 355
The greatest thickness of the cross section	$t_{max} = 8.8 \text{ mm}$

**Bearing capacity calculation:**

Compression bearing capacity  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4.41 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 1491 \text{ kN}$

**Check:**

$s = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{235 \text{ kN}}{1491 \text{ kN}} = 0.158 < 1 \Rightarrow$  *Is SUFFICIENT*

**Bending + compression:  $0,44+0,16 = 0,60 < 1 \Rightarrow$  *Is SUFFICIENT***

### 11.3.1.2 Verifica micropali inclinati

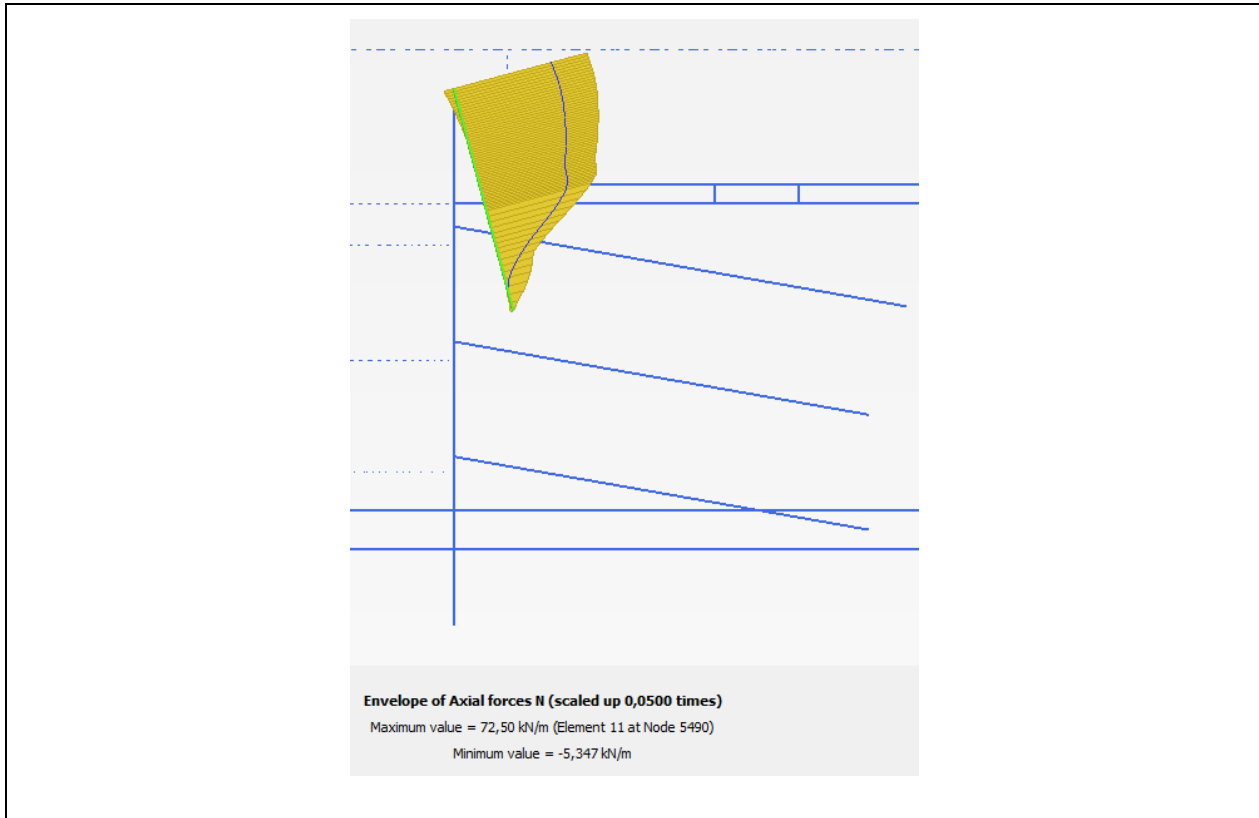


Figura 36: Involuppo degli sforzi normali max.

#### Micropalo inclinato 168,3x6,3 S355

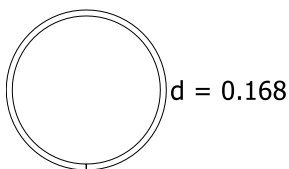
Sollecitazioni caratteristiche palo inclinato				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo [U/m]	Sollecitazione / palo [U/m]	
N	72,5		1,35	203,0	274,1

#### Check of steel profile for simple tension: RO168.3X6.3 UNI EN 1993-1-1

##### Loading:

Design axial force  $N_{Ed} = 275 \text{ kN}$

##### Cross section parameters:



Cross section area  $A = 3210 \text{ mm}^2$   
 Steel material S 355  
 The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 6.3 \text{ mm}$

##### Tension bearing capacity

Non-weakened bearing capacity

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3210 \cdot 355}{1.05} = 1085 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 1085 \text{ kN}$$

##### Check

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{275 \text{ kN}}{1085 \text{ kN}} = \mathbf{0.253} < \mathbf{1} \quad \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

### 11.3.1.3 Verifica tiranti

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	6023	1	0,000	-4,600	484,407	0,000	486,650
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	17644	2	5,909	-5,642	484,407	0,000	486,650
NodeToNodeAnchor_3_1	5991	1	0,000	-7,600	504,662	0,000	505,216
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	17657	2	4,924	-8,468	504,662	0,000	505,216
NodeToNodeAnchor_2_1	5914	1	0,000	-10,600	489,445	0,000	489,445
Element 3-3 (Node-to-node anchor)	17670	2	4,924	-11,468	489,445	0,000	489,445

Figura 37: Involuppo degli sforzi normali tiranti

**Coefficienti parziali - NTC2018 §6.6 - tiranti d'ancoraggio**

Tipologia del tirante: Temporaneo/Kurzzeitanker  
 Tipologia del terreno: Definito dall'utente/ Benutzerdefiniert  
 Numero profili d'indagine Tab. 6.6.III: ≥ 5

Azioni determinate considerando l'azione sismica: No/Nein  
 Coefficiente considerato nel calcolo della resistenza: ξ<sub>a4</sub>

Appr. 2 - Comb. 1 (GEO): γ<sub>ε</sub> = 1,35; γ<sub>Ra</sub> = 1,10  
 Appr. 1 - Comb. 1 (STR): γ<sub>ε</sub> = 1,35; γ<sub>R</sub> = 1,10  
 Combinazione sismica: γ<sub>ε</sub> = 1,00; γ<sub>R</sub> = 1,00

Coefficiente per le azioni: ---  
 Coefficiente di progetto: ---

Coefficienti facenti riferimento agli ancoraggi: α<sub>s</sub> = ---  
 Valore definito dall'utente: α<sub>s</sub> = 1,35

Coefficienti facenti riferimento ai tiranti: α<sub>R</sub> = 1,00  
 Tasso di lavoro ammesso: γ<sub>s</sub> = 1,15

Fattore di correlazione in funzione di prove di progetto Tab. 6.6.II: ξ<sub>a1</sub> = ---; ξ<sub>a2</sub> = ---  
 Fattore di correlazione in funzione dalle indagini geotecniche Tab. 6.6.III: ξ<sub>a3</sub> = 1,60; ξ<sub>a4</sub> = 1,55

Fattore di correlazione: ---  
 Valore definito dall'utente: ξ<sub>u/b</sub>

**Carichi agenti**

Sollecitazione caratteristica agente

	Valore per combinazione GEO e STR	
1° ordine	P <sub>k,1</sub>	175,0 kN/m
2° ordine	P <sub>k,2</sub>	181,0 kN/m
3° ordine	P <sub>k,3</sub>	175,0 kN/m
4° ordine	P <sub>k,4</sub>	kN/m

**Dati geometrici e meccanici**

	Tirante				Bulbo d'ancoraggio			Attrito laterale Qs [kN/m²]
	Interasse [m]	Nr. trefoli [n]	Area trefoli [mm²]	f <sub>pt,tk</sub> [N/mm²]	Lungh. tot. [m]	Lunghezza [m]	Diametro [m]	
1° ordine	2,8	4,0	150,0	1670,0	6,0	6,0	0,16	320,0
2° ordine	2,8	4,0	150,0	1670,0	6,0	6,0	0,16	320,0
3° ordine	2,8	4,0	150,0	1670,0	6,0	6,0	0,16	320,0
4° ordine								

**Carico limite di progetto**

Carico agente di progetto:

	Appr. 1 - Comb. 1 (STR)		Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)	
1° ordine	P <sub>d,1</sub>	661,5 kN	P <sub>d,1</sub>	661,5 kN
2° ordine	P <sub>d,2</sub>	684,2 kN	P <sub>d,2</sub>	684,2 kN
3° ordine	P <sub>d,3</sub>	661,5 kN	P <sub>d,3</sub>	661,5 kN
4° ordine	P <sub>d,4</sub>	0,0 kN	P <sub>d,4</sub>	0,0 kN

**Resistenza di progetto in condizione SLU**

	Resistenza di progetto tirante (STR)			Resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)		
1° ordine	R <sub>td,1</sub>	871,30 kN		R <sub>td,1</sub>	764,15 kN	
2° ordine	R <sub>td,2</sub>	871,30 kN		R <sub>td,2</sub>	764,15 kN	
3° ordine	R <sub>td,3</sub>	871,30 kN		R <sub>td,3</sub>	764,15 kN	
4° ordine						

Verifiche di sicurezza agli SLU svolte nel rispetto del paragrafo 6.6.2 delle NTC2018  
 Fattore di sicurezza in condizione SLU e GEO secondo Tab 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I NTC 2018

	Fattore di sicurezza resistenza di progetto tirante (STR)			Fattore di sicurezza resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)		
1° ordine	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	1,32	≥ 1,0	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	1,16	≥ 1,0
2° ordine	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	1,27	≥ 1,0	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	1,12	≥ 1,0
3° ordine	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	1,32	≥ 1,0	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	1,16	≥ 1,0
4° ordine	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	---	≥ 1,0	R <sub>td,i</sub> /P <sub>d,i</sub>	---	≥ 1,0

Verifica carico limite R<sub>d,i</sub> ≥ P<sub>d,i</sub> Verifica OK

### 11.3.2 Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera

Dalla figura seguente si evince il meccanismo di collasso con il fattore di sicurezza più basso. Tutti gli altri meccanismi di collasso hanno un fattore di sicurezza più alto. La stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo l’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

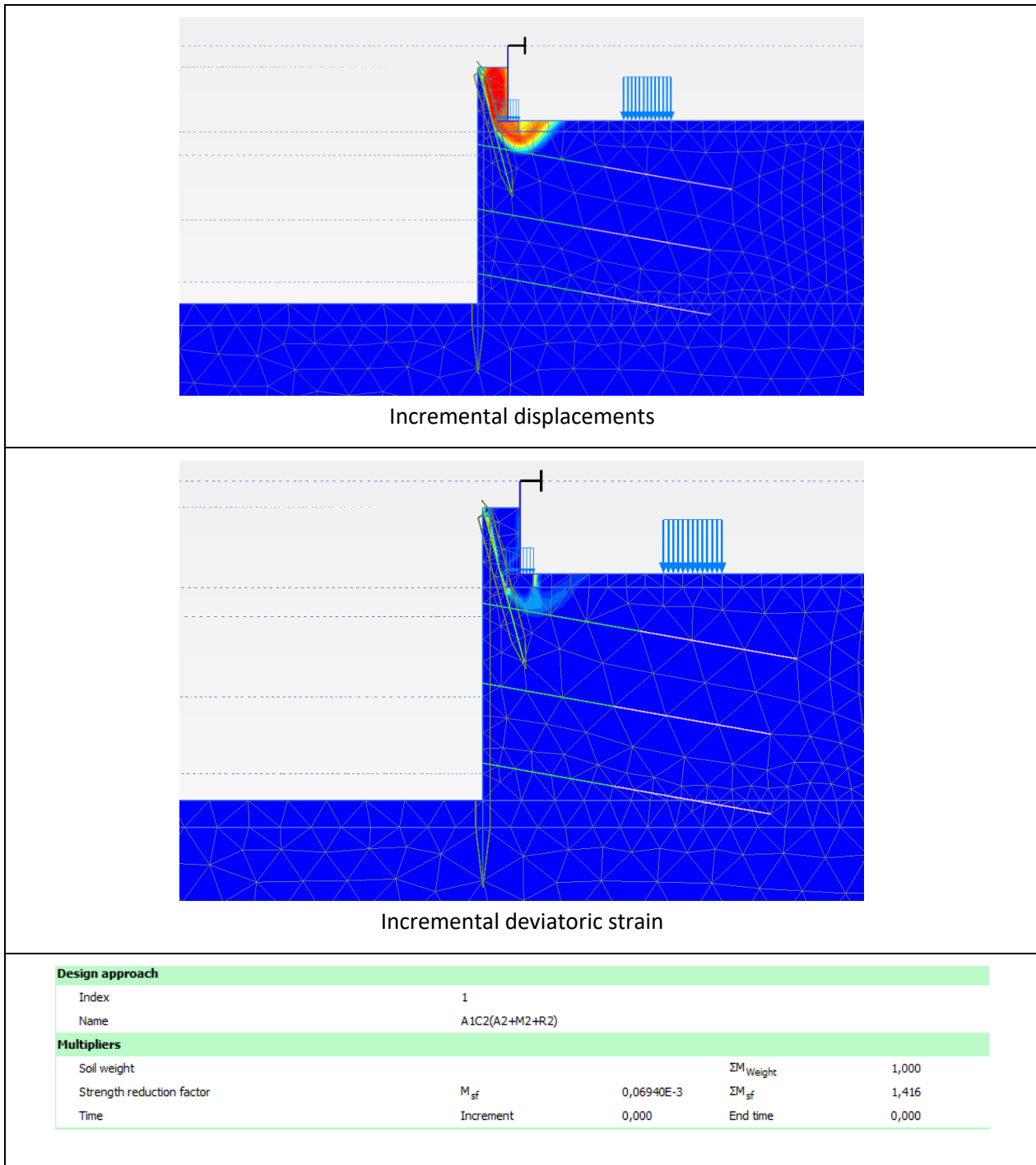


Figura 38: Meccanismo di collasso secondo l’approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,42;  $1,42 > 1,1$

La verifica è soddisfatta.

### 11.3.3 Stato limite di esercizio – Spostamenti

Nelle seguenti immagini vengono riportate le deformazioni massimali derivanti dall'analisi per fasi.

#### Deformazione in condizione statiche SLE

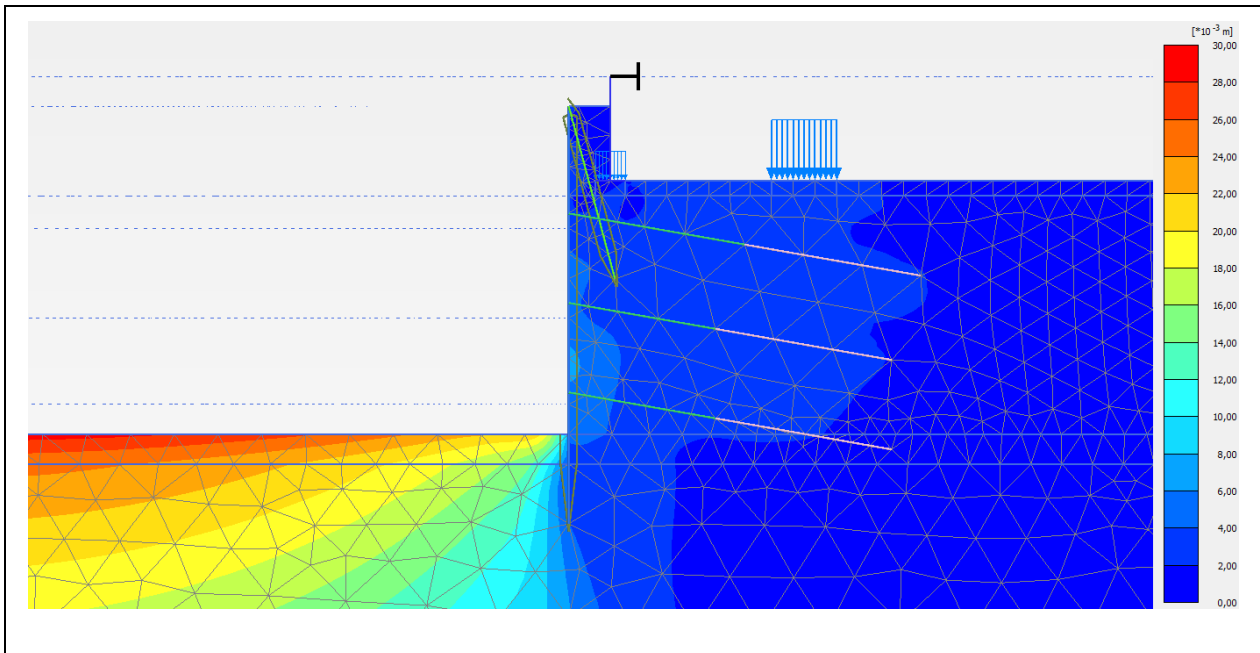


Figura 39: Deformata dell'insieme terreno – parete in condizioni statiche (SLE)

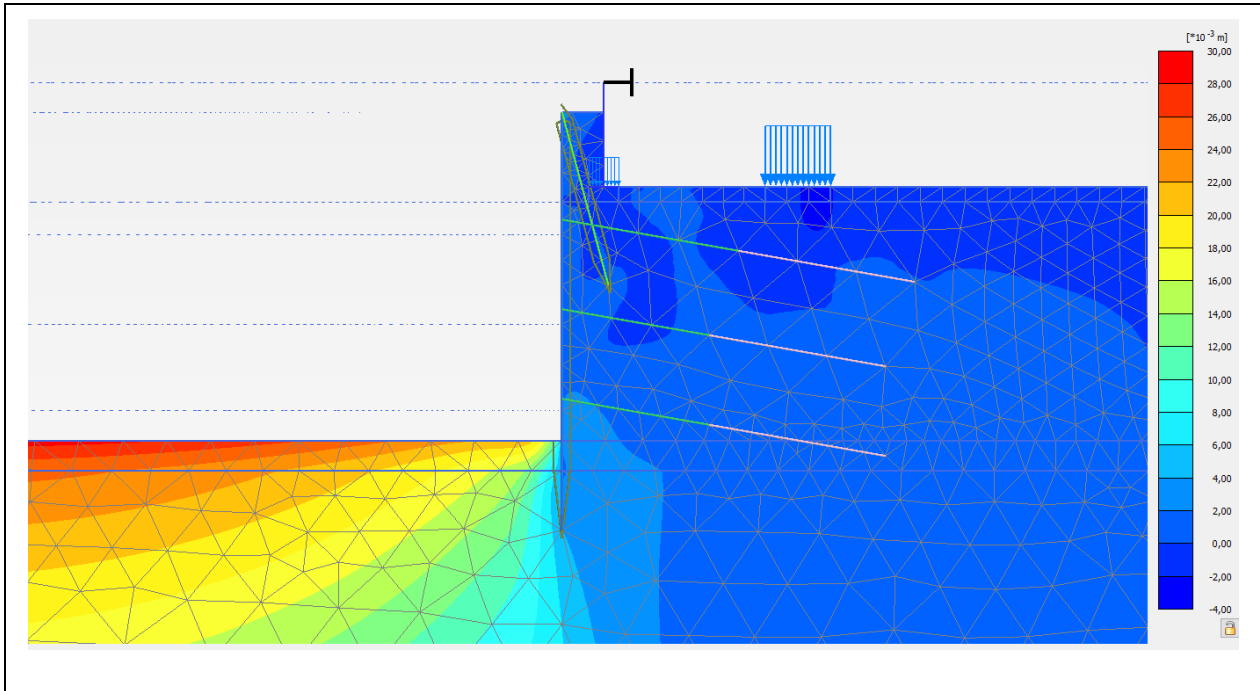


Figura 40: Deformazioni verticali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni verticali sotto le fondazioni sono dell'ordine dei 2 mm.

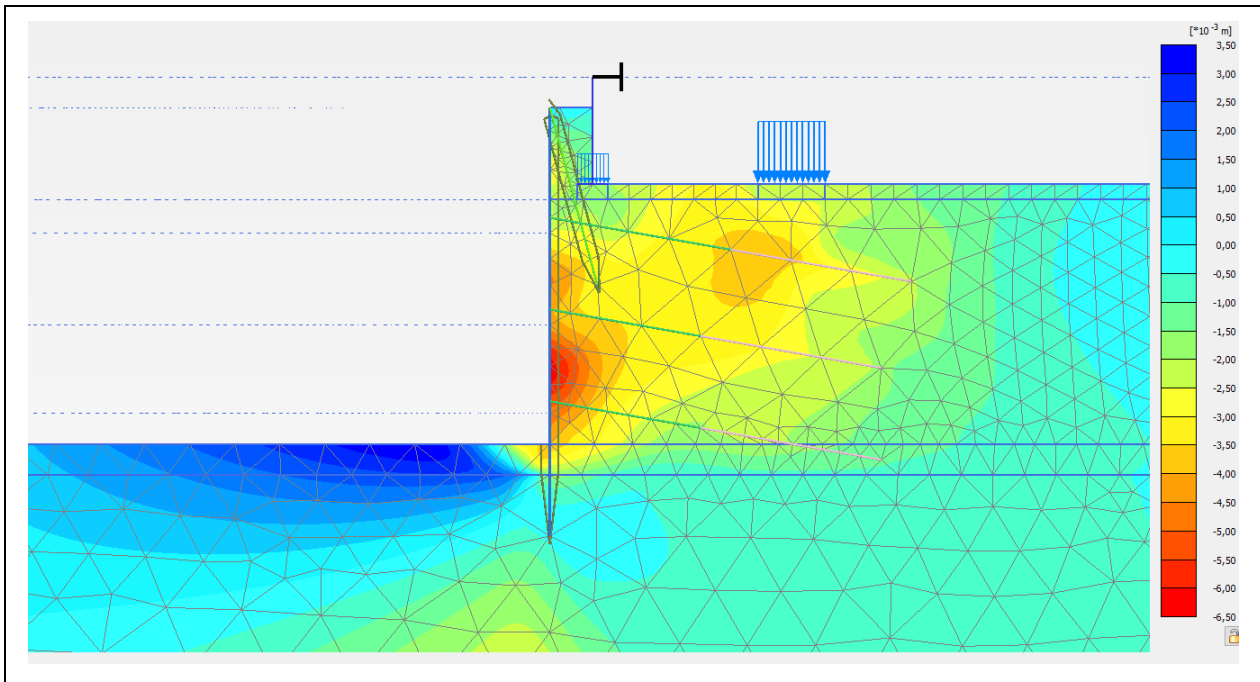


Figura 41: Deformazioni orizzontali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni orizzontali sono dell'ordine di 6-7 mm.

## 12 Parete chiodata - Sezione 3a-3a e sezione 3c-3c lato1

### 12.1 Descrizione

Questa è costituita da sei ordini di chiodi autopercoranti con un interrasso orizzontale di 1,40 m con una lunghezza di 3m. Lo spritzbeton ha uno spessore di 15 cm.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 12.2 Modello di calcolo

#### 12.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale della sezione più sfavorevole.

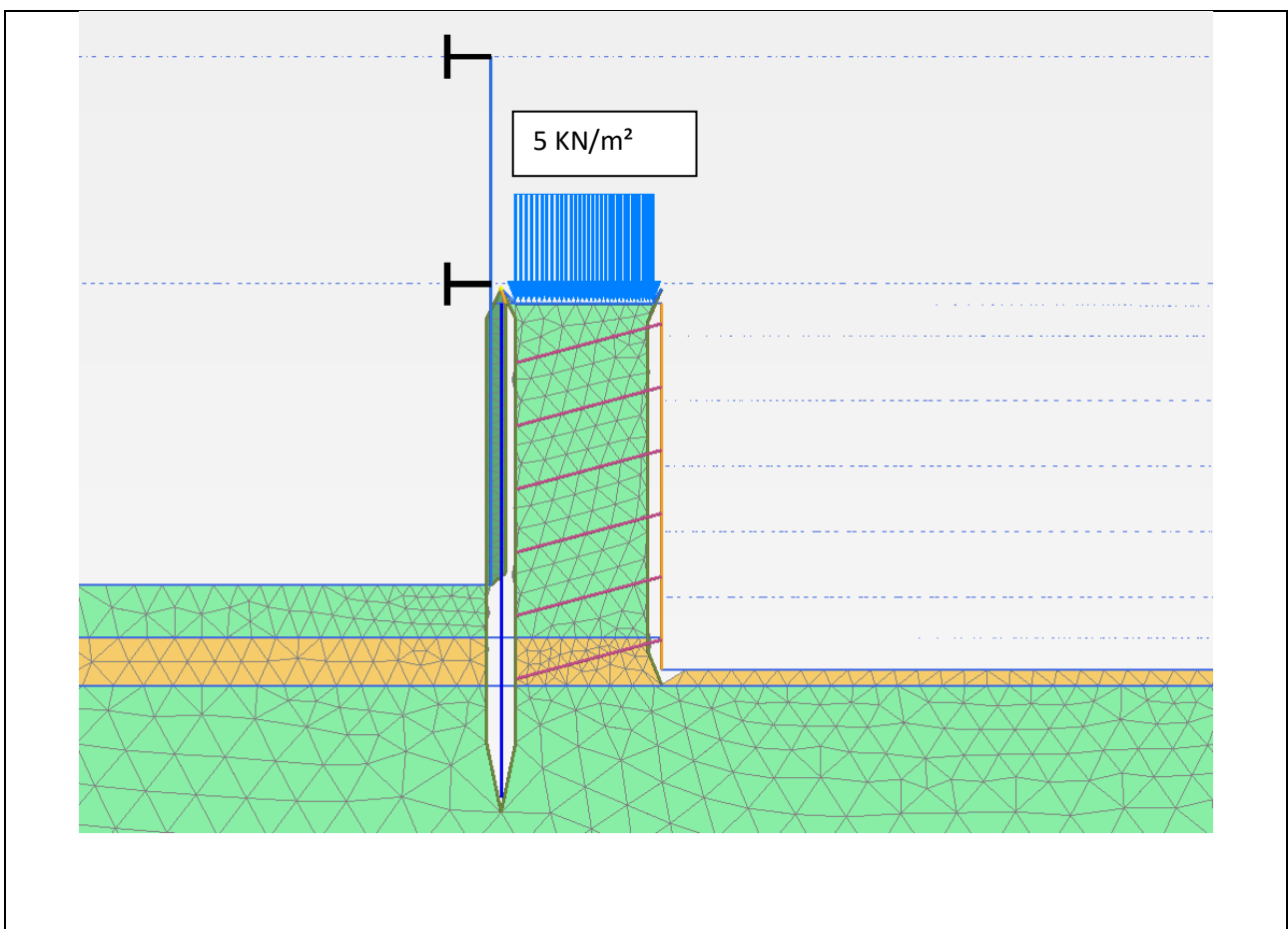


Figura 42: Geometria del modello di calcolo

Per la modellazione del terreno si utilizza l'approccio HSS. I chiodi vengono modellati con "embedded beam row"

#### Parametri di calcolo dei chiodi autopercoranti (embedded beam row):

diametro: 0,08m  
 modulo elastico E: 25.000 N/mm<sup>2</sup> (per semplicità si considera solo il modulo elastico della miscela cementizia)



### 12.3 Verifiche

Si procede ora con le verifiche a stato limite ultimo, delle sezioni e di stabilità globale, e a stato limite di esercizio.

#### 12.3.1 Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi

Le sollecitazioni agenti sul sistema sono riportate nella tabella seguente, i valori sono caratteristici, non fattorizzati.

##### 12.3.1.1 Verifica tensione chiodi

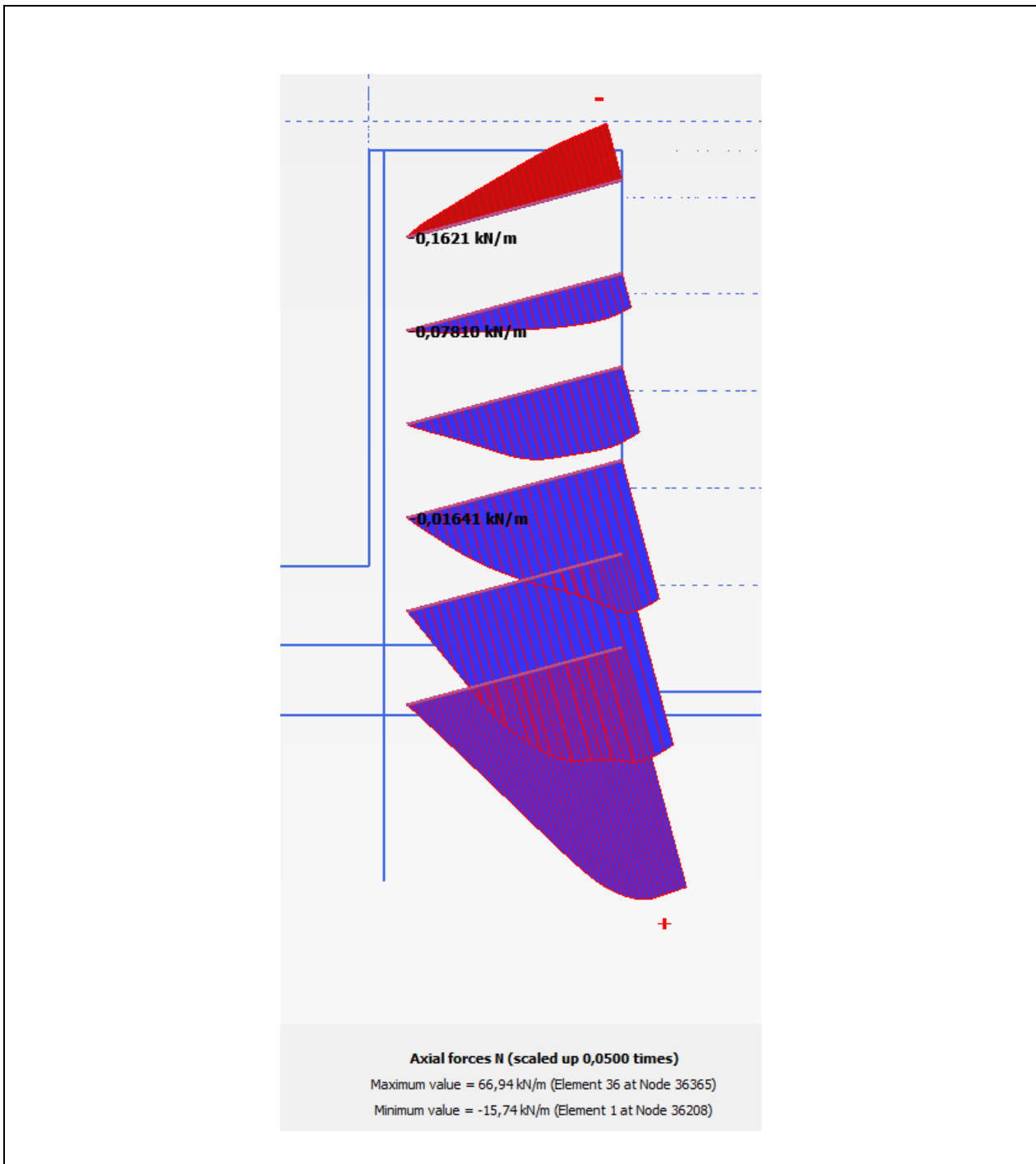


Figura 43: Involuppo degli sforzi normali

Verifica chiodi infissi nel terreno

**Coefficienti parziali - NTC2018 §6.6 - chiodi**

Tipologia di chiodo: Temporaneo/Kurzzeitanker  
 Tipologia del terreno: Definito dall'utente/Benutzerdefiniert  
 Numero profili d'indagine Tab. 6.6.III:  $\geq 5$   
 Azioni determinate considerando l'azione sismica: No/Nein  
 Coefficiente considerato nel calcolo della resistenza:  $\xi_{a3}$

Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)  

A1+M1+R1	
$\gamma_E$	1,35
$\gamma_{Ra}$	1,10

 Appr. 1 - Comb. 1 (STR)  

A1+M1+R3	
$\gamma_E$	1,35
$\gamma_R$	1,10

 Combinazione sismica  

$\gamma_E$	1,00
$\gamma_R$	1,00

 Coefficiente per le azioni:  $\gamma_E$  1,35  
 Coefficiente di progetto:  $\gamma_{Ra}$  1,10

**Coefficienti facenti riferimento agli ancoraggi**  
 Coefficiente di maggiorazione:  $\alpha_S$  ---  
 Valore definito dall'utente:  $\alpha_S$  1,35  
 a) Valori secondo tabelle Bustamante - Doix e Ostermayer

**Coefficienti facenti riferimento ai chiodi**  
 Tasso di lavoro ammesso:  $\alpha_R$  1,00  
 $\gamma_S$  1,15  
 b) Valore definito nelle raccomandazioni AICAP maggio 1993 § 5.4.2

**Fattore di correlazione in funzione di prove di progetto Tab. 6.6.II**  
 $\xi_{a1}$  ---  
 $\xi_{a2}$  ---  
 Fattore di correlazione:  $\xi_{u/b}$

**Fattore di correlazione in funzione dalle indagini geotecniche Tab. 6.6.III**  
 $\xi_{a3}$  1,60  
 $\xi_{a4}$  1,55

**Carichi agenti**

Sollecitazione caratteristica agente

Valore per combinazione GEO e STR	
1° ordine	$P_{k,1}$ 67,0 kN/m

**Dati geometrici e meccanici**

	Interasse [m]	Nr. trefoli [n]	Area trefoli [mm <sup>2</sup> ]	$f_{p(1)k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1° ordine	1,40	1,0	430,0	510,0

Bulbo d'ancoraggio			Attrito laterale
Lungh.tot. [m]	Lunghezza [m]	Diametro [m]	qs [kN/m <sup>2</sup> ]
	2,5	0,08	320,0

**Carico limite di progetto**

Carico agente di progetto:

Appr. 1 - Comb. 1 (STR)	
1° ordine	$P_{d,1}$ 126,6 kN

Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)	
$P_{d,1}$	126,6 kN

**Resistenza di progetto in condizione SLU**

Resistenza di progetto tirante (STR)	
1° ordine	$R_{td,1}$ 190,70 kN

Resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)	
$R_{ad,1}$	154,22 kN

Verifiche di sicurezza agli SLU svolte nel rispetto del paragrafo 6.6.2 delle NTC2018  
 Fattore di sicurezza in condizione SLU e GEO secondo Tab 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I NTC 2018

Fattore di sicurezza resistenza di progetto tirante (STR)	
1° ordine	$R_{td,1}/P_{d,1}$ 1,51 $\geq 1,0$

Fattore di sicurezza resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)	
$R_{ad,1}/P_{d,1}$	1,22 $\geq 1,0$

**Verifica carico limite**  $R_{d,i} \geq P_{d,i}$  Verifica OK

### 12.3.2 Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera

Dalla figura seguente si evince il meccanismo di collasso con il fattore di sicurezza più basso. Tutti i altri meccanismi di collasso hanno un fattore di sicurezza più alto. La stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo l’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

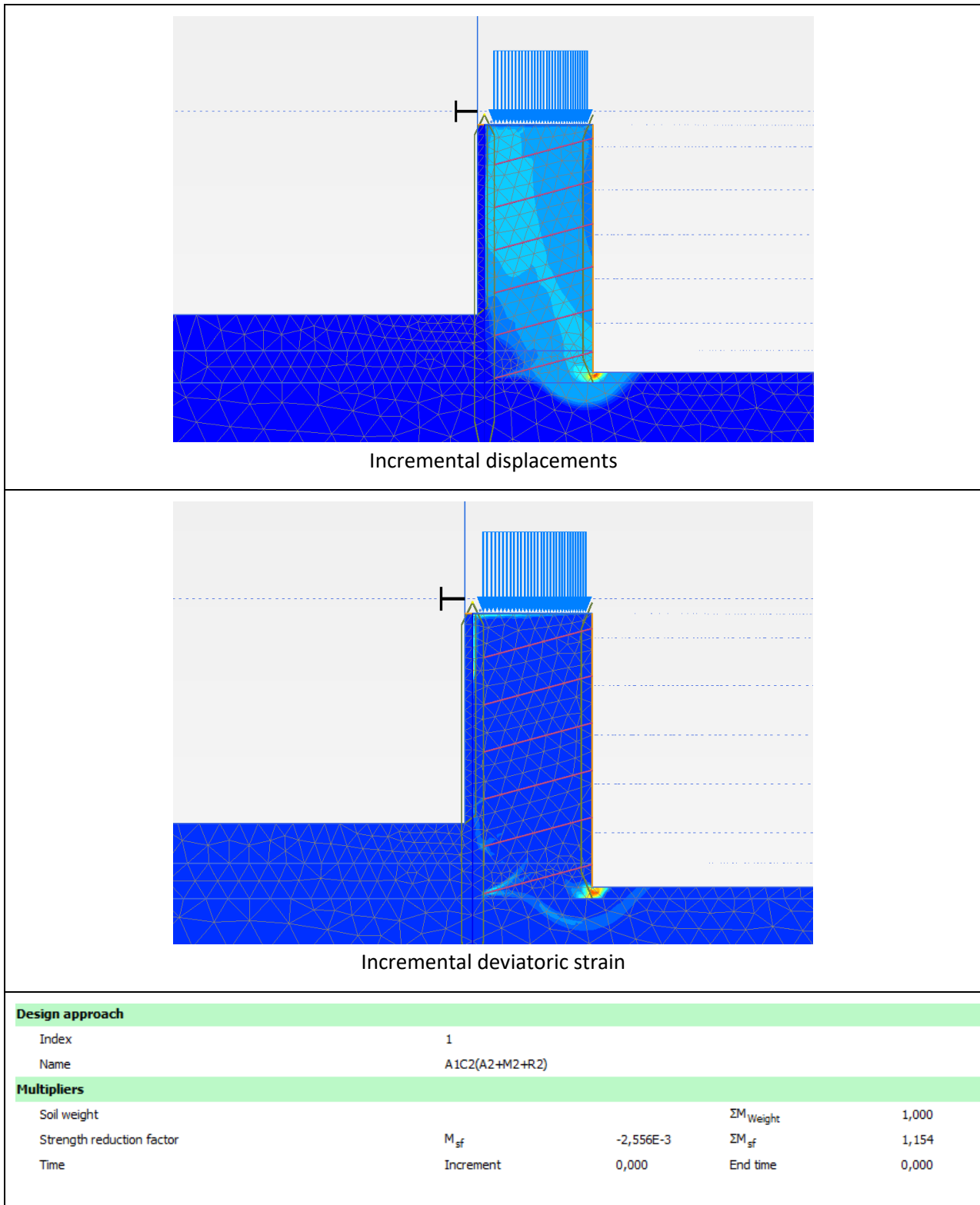


Figura 44: Meccanismo di collasso secondo l’approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,15;  $1,15 > 1,1$

La verifica è soddisfatta.

### 12.3.3 Stato limite di esercizio – Spostamenti

Nelle seguenti immagini vengono riportate le deformazioni massimali derivanti dall'analisi per fasi.

#### Deformazione in condizione statiche SLE

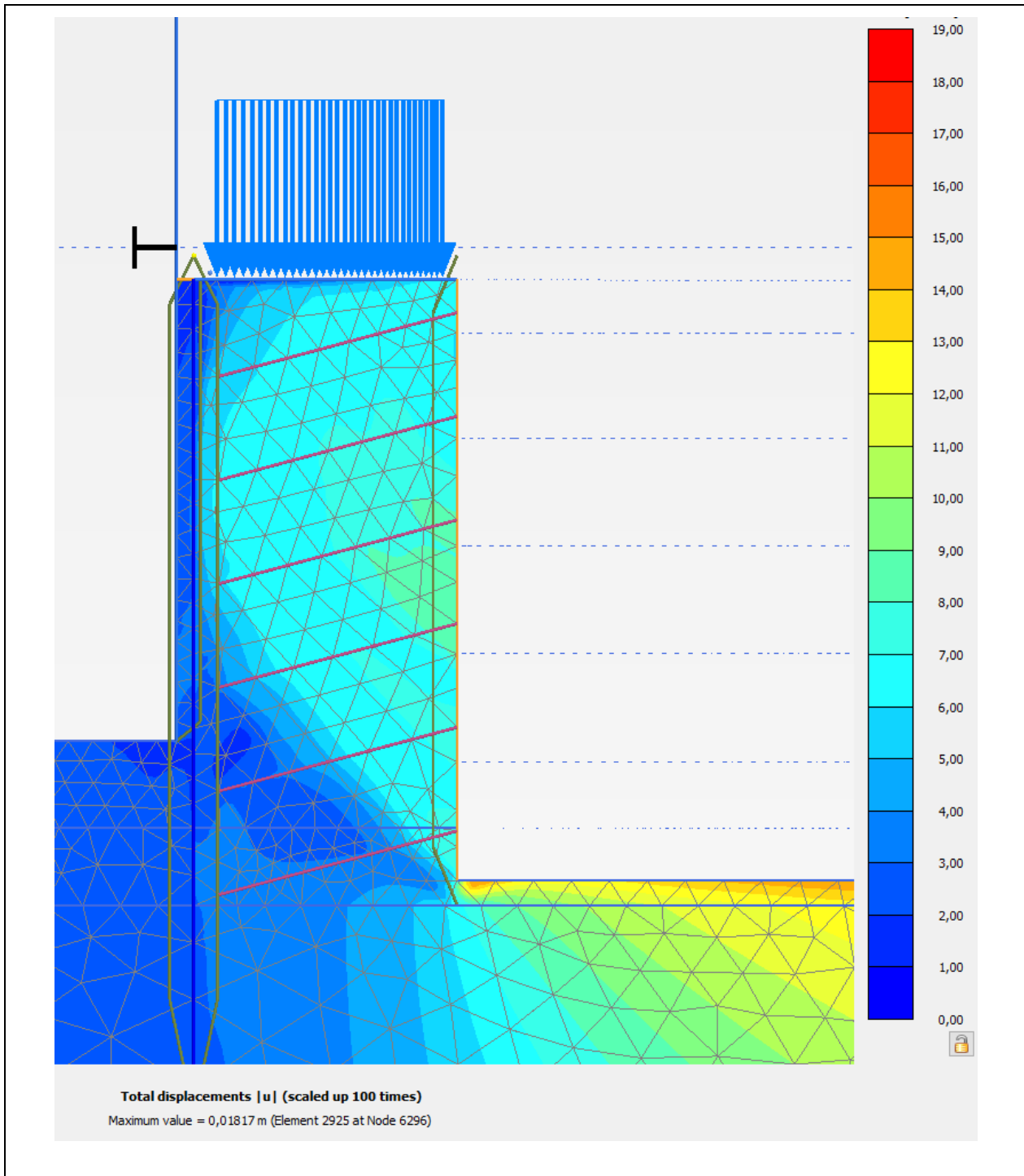


Figura 45: Deformata dell'insieme terreno – parete in condizioni statiche (SLE)

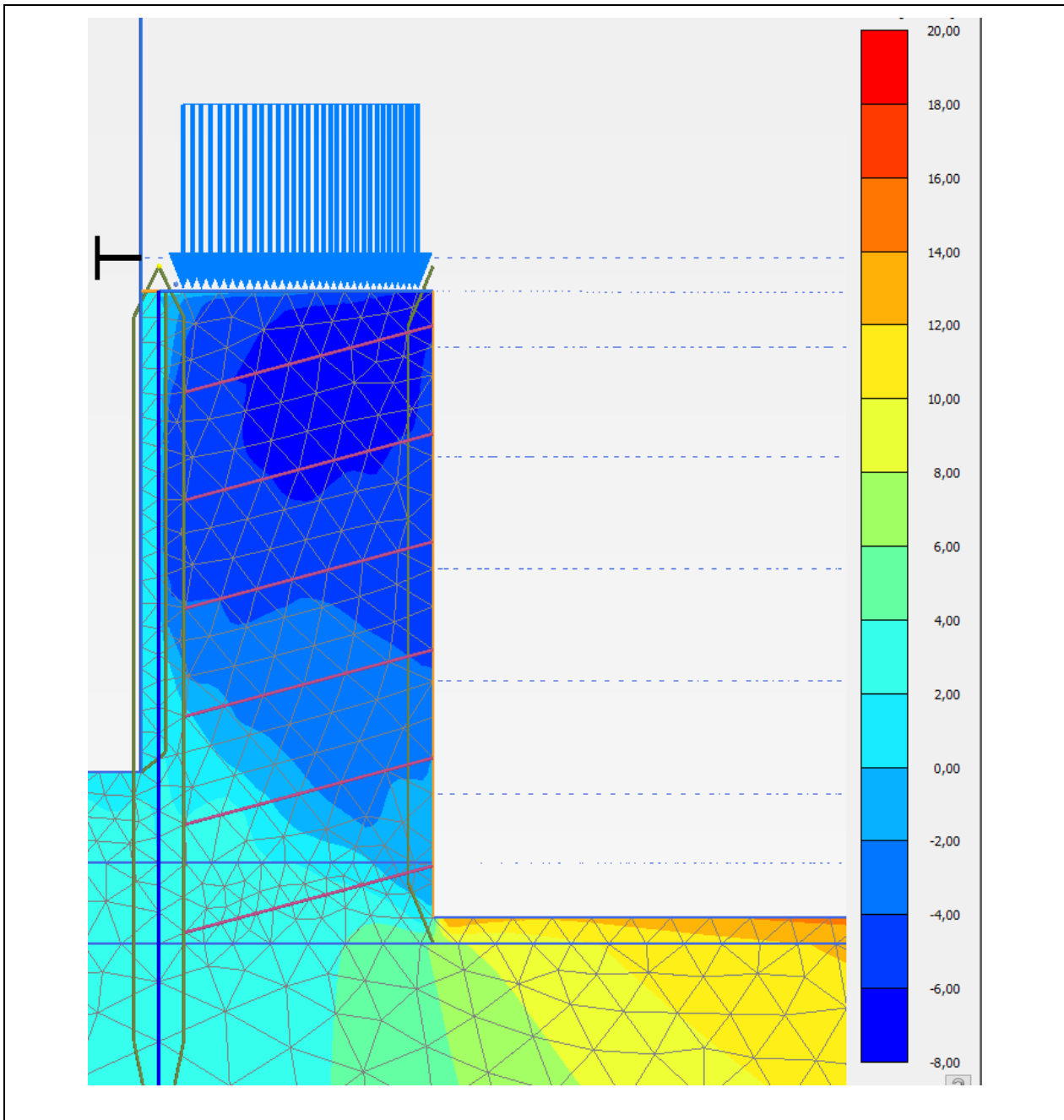


Figura 46: Deformazioni verticali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni verticali sono dell'ordine dei 8 mm.

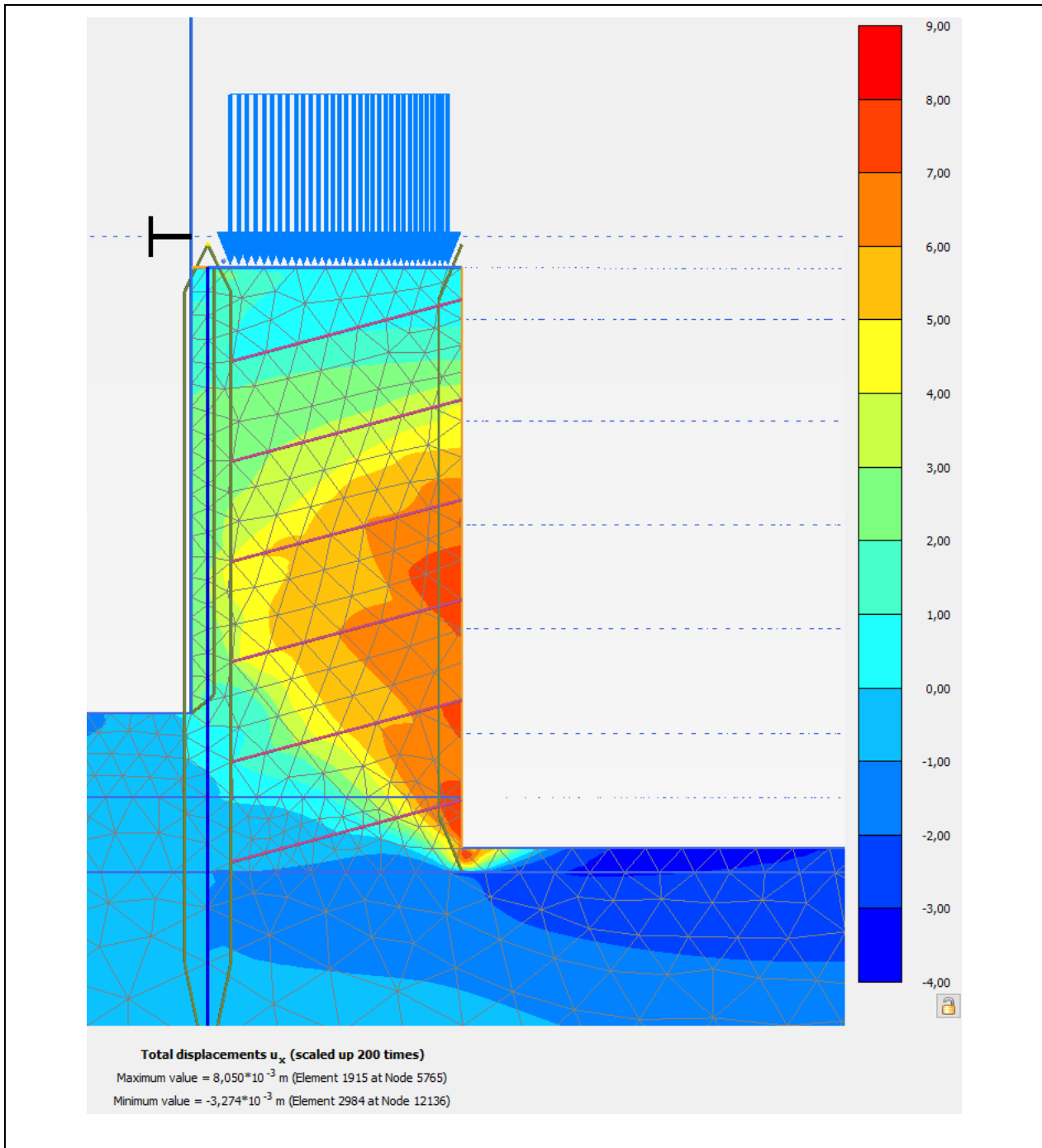


Figura 47: Deformazioni orizzontali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni orizzontali sono dell'ordine di 8-10 mm.

## 13 "Berliner Verbau" Sezione 2-2, 3a-3a e 3c-3c

### Calcolo con Eurocode 7-1 e NTC 2018

#### Valori di sistema

Testa paratia a traslazione libera

Spinta attiva terreno

Terreno non coesivo

Piano campagna su 0.00 m

Livello falda 100.00 m

1. Pendio terreno	inizio	[m]	0.00
	fine	[m]	1.79
	altezza	[m]	1.70

Coefficienti spinta terr. Eurocode 7

#### Struttura paratia

Sez.	tipo par.	$x_1$ [m]	$z_1$ [m]	$E$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> /lfm]	$g$ [kN/m <sup>3</sup> ]
	Profilo	$x_2$ [m]	$z_2$ [m]	$I$ [cm <sup>4</sup> /lfm]	$d$ [cm]	
		$a$ [m]	$b$ [m]	$EI$ [MN <sup>3</sup> m <sup>2</sup> ]		
1	Paratia berlin.	0.00	1.70	210000.00	75.80	78.50
	HEB 220	0.00	8.70	6.7417E+03	22.00	
		1.20	0.30	14.16		

#### Valori strati del terreno

			Schicht1	Schicht2
Altezza strato	$h$	[m]	2.80	97.20
Attr. interno	$\varphi$	[gradi]	30.00	38.00
Attr. par. att.	$\delta_a$	[gradi]	20.00	25.33
Attr. par. pass.	$\delta_p$	[gradi]	-20.00	-25.33
Coesione attiva	$c_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	0.0
Coesione passiva	$c_p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	0.0
Peso spec. terreno		[kN/m <sup>3</sup> ]	18.5	20.0
Peso spec. sotto spinta		[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	10.0
Attrito rivestim.		[MN/m <sup>2</sup> ]	0.05	0.17
Spinta punta		[MN/m <sup>2</sup> ]	1.00	2.50

#### Coefficienti spinta terreno

Coeff.sp.terreno	$K_{agh}$	(attiva)	0.285	0.200
Coeff.coesione	$K_{ach}$	(attiva)	1.238	0.000
Coeff. sovracc.	$K_{agp}$	(attivo)	0.285	0.200
Coeff.res. terreno	$K_{pgh}$	(pass.)	4.633	8.153
Coeff.res. coes.	$K_{pch}$	(pass.)	6.292	0.000
Coeff. sovracc.	$K_{pph}$	(passivo)	4.633	8.153

#### Sovraccarichi e paratia in coordinate globali

Tutti i carichi e le grandezze di taglio si riferiscono a 1 m di paratia.

#### Carichi lineari sul terreno

Nome CA	$q$	$x_A$	$x_E$	$z_Q$	Tipo
Q Q	20.00	2.30	10.00	-1.70	0

(G = permanente, Q = variabile, B = dal peso proprio terreno)

Applicazione dei carichi a blocco:

0 = Standard: secondo Eurocode 7

**Fattori di sicurezza per frattura idraulica (SL HYD)**

$\gamma$	H	G, stb
	1.300	0.900

**Fattori di sicurezza per calcolo della lunghezza della parete (GEO)**

Calcolo con approccio 1

Combinazione 1 con fattori di sicurezza die gruppi A1 + M1 + R1

$\gamma$	G	E0g	W	L	Ol	Q	Qv		
	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.500	1.500		
$\gamma$	Ep	Wg	$\gamma$	$\varphi$	c	cu	R,h	b	s
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.100	1.000	1.000

Combinazione 2 con fattori di sicurezza die gruppi A2 + M2 + R1

$\gamma$	G	E0g	W	L	Ol	Q	Qv		
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.300	1.300		
$\gamma$	Ep	Wg	$\gamma$	$\varphi$	c	cu	R,h	b	s
	1.000	1.000	1.000	1.250	1.250	1.400	1.100	1.000	1.000

Calcolo delle forze (STR) con gli stessi fattori come

Combinazione rappresentativa per il calcolo della lunghezza del muro (GEO)

Calcolo delle deformazioni

con valori caratteristici (SLS)

Calcolo delle lunghezze die ancoraggi (GEO) con gli stessi fattori come

Calcolo della lunghezza parete (GEO)

$\gamma$	coefficiente sic. parz. per...
H	Pressione di filtrazione (terreno sfavorevole)
G, stb	Azioni permanenti favorevoli
G	spinta da peso proprio terr. (escl. spinta a rip.)
E0g	spinta a riposo da peso proprio terreno e carichi perm.
W	pressione acqua come azione sfavorevole
L	press. acqua da carichi perm. (escl. spinta a rip)
Ol	carichi permanenti con spinta terr. a riposo
Q	azioni da carichi variabili
Qv	azioni da carichi variabili ferroviari
Ep	resistenza terreno
Wg	pressione acqua come azione favorevole
$\gamma$	Peso specifico
$\varphi$	coefficiente attrito $\tan(\varphi)$
c	coesione c
cu	Coesione non drenata
R,h	resistenza allo slittamento
b	spinta punta
s	Attrito laterale del bordo

**Caso carico Q**

**Andamento spinta terreno (char.) senza redistribuzione [kN/m<sup>2</sup>]**

Prof. z	Somma-e <sub>v</sub>	Somma e <sub>h</sub>	e <sub>h</sub> -terreno+est.	e <sub>h</sub> -sovraccarico
0.00	0.000	0.383	0.383	0.000
0.00	0.000	4.082	0.383	3.700
0.13	0.264	7.161	3.462	3.700
2.80	14.076	21.254	17.555	3.700
2.80	14.076	20.344	16.645	3.700
7.00	71.223	37.139	33.439	3.700



Prof. z	Somma-e <sub>v</sub>	Somma e <sub>h</sub>	e <sub>h</sub> -terreno+est.	e <sub>h</sub> -sovraccarico
7.00	71.223	37.139	33.439	3.700
15.02	272.994	69.194	65.495	3.700
15.02	272.994	65.495	65.495	0.000
100.00	9743.909	405.320	405.320	0.000

## Scavo nr. 1

Paratia molto sporgente  
Piede della paratia incastrato (Blum)

La spinta negativa del terreno agisce sul sistema statico

Combinazione di calcolo rappresentativa: Combinazione 2

Nessuna redistribuzione

### Iterazione lunghezza paratia

Lunghezza	Somma M	Somma M (Weissenbach)
3.60	110.40	
4.60	116.41	
5.50	-9.62	
5.41	10.89	
5.44	4.27	
5.46		92.16
6.46		-39.70
6.36		-21.84
6.17		9.13
6.20		4.49
6.22		1.35
6.23		-0.24

\*\*\* Avviso: il angolo d'inclinazione della forza sostitutiva C  
 $\delta_c$  è stato ridotto

Prof. z [m]	$\delta_c$ [gradi] (valore iniz.)	$\delta_c$ [gradi] (valore ridotto)
2.800	10.000	0.000
7.000	12.667	0.000
100.000	12.667	0.000
Somma totale V (char.)	31.51 kN/m	15.29 kN/m

Spinta pass. terr		Valore car.	Valore prog.	
Prof. z [m]	$e_{ph,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		Prof. z [m]	$e_{ph,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.000	0.000		0.000	0.000
3.100	0.000		3.100	0.000
6.230	-510.401		6.230	-328.093
Somma $E_{ph,k}$ =	-798.777 kN/m		Somma $E_{ph,d}$ =	-513.465 kN/m

Suppl. prof. infissione EAB (EB25) =  $0.2 \cdot 3.13 \text{ m} = 0.63 \text{ m}$   
Lunghezza tot. paratia: 6.86 m, Prof. infiss. t = 3.76 m  
(incl. suppl. prof. infissione secondo EAB)

Prof. scavo z = 3.10 m, livello acqua = 100.00 m  
Forza appoggio piede:  $E_d = 278.54 \text{ kN} \leq R_d = 513.47 \text{ kN}$   
Forza sostitutiva su piede:  $C_d = -203.62 \text{ kN}$

### Verifica di Weissenbach per m larghezza paratia

B<sub>0</sub>= 0.300 m, BSR= 0.900 m, BSK= 0.900 m, KR= 6.01, KK= 2.92

B<sub>0</sub> minore di 0.3T= 0.939 m,

BL=A-B<sub>0</sub>= 0.90m minore di profondità infissi

Resist. terr. con  $\gamma_{ep}/0.800 = 1.250$ :

R <sub>k</sub> =	333.02 kN
R <sub>k</sub> =	386.59 kN
R <sub>d</sub> =	266.41 kN
E <sub>d</sub> =	266.19 kN <= R <sub>d</sub>

### Carico e grandezze di taglio della paratia di scavo

Grandezze di taglio caratteristiche

Deformazioni caratteristiche

Tutti i valori per m paratia rispetto ad asse baricentrico

Prof. z [m]	Spinta H h [kN/m]	Deform. w [mm]	Momento M [kNm]	F.za tras. Q [kN]	A-H [kN]	Cost. el. [kN/mm]
0.000	4.08	86.8	0.00	0.00		
0.129	7.16	84.1	-0.04	-0.73		
1.014	11.83	65.7	-4.09	-9.12		
2.800	21.25	30.1	-44.28	-38.67		
2.800	20.34					
3.100	21.54	24.8	-56.81	-44.96		
3.100	0.00					
3.235	-5.23	22.5	-62.89	-44.60		
4.625	-58.95	4.9	-102.53	0.00	M	
5.187	-80.65	1.5	-92.10	39.19		
6.230	-120.97	0.0	0.00	144.37		

Significato: M=max/min-M (Q=0), A=Ancor. o sostegno, B=molle elastiche

E=appoggio terreno

Scavo nr. 1	Mmax	0.00	Qamm	0.00,	Qmax	144.37	Mamm	0.00
	Mmin	-102.53	Qamm	0.00,	Qmin	-44.96	Mamm	-56.81
	maxw	86.8 mm						

### Carico longitudinale della paratia dello scavo

Prof. z [m]	Car.long. n [kN/m]	F.za normale N [kN]
0.000	2.08	0.00
0.129	3.20	-0.34
1.014	4.90	-3.92
2.800	8.33	-15.74
2.800	10.23	-15.74
3.100	10.79	-18.89
3.100	0.60	-18.89
3.235	-0.50	-18.90
4.625	-11.75	-10.33
5.187	-16.29	-2.52
6.230	-24.74	18.88

### Equilibrio forze H e V

(Valori di progetto con coefficienti di sicurezza)

	da z	a z	componente H	componente V	[kN/m]
Spinta terreno:	0.00	3.10	62.79	23.75	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:			0.00	0.00	( $\alpha$ )
Forza sost. piede:			203.62	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:			266.41	23.76	
Res.ter. Weissenbach:	3.10	6.23	-266.41		
(Comp. attrito determ.):			-117.83)	-55.78	( $\delta_p$ )
(Comp. coesione determ.):			0.00)	0.00	( $\delta_p$ )
Peso proprio paratia:				3.71	
Somma tot. (con peso paratia):	0.00	-28.32 (v.l'alto)			

### Verifica della comp. verticale d.resistenza terreno attivato (EAB,EB 9)

Forza:		$V_k$ [kN/m]	
Spinta terreno:		17.05	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:		0.00	( $\alpha$ )
Peso proprio paratia:		3.71	
Forza sost. piede:	(1/2 $C_v$ )	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:		20.76	
Resistenza terreno:	( $B_v - 1/2 * C_h * \tan(\delta_p)$ )	5.47	

Verifica:  $V_k = 20.76 \text{ kN/m} \geq B_{vk} = 5.47 \text{ kN/m}$

\*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*

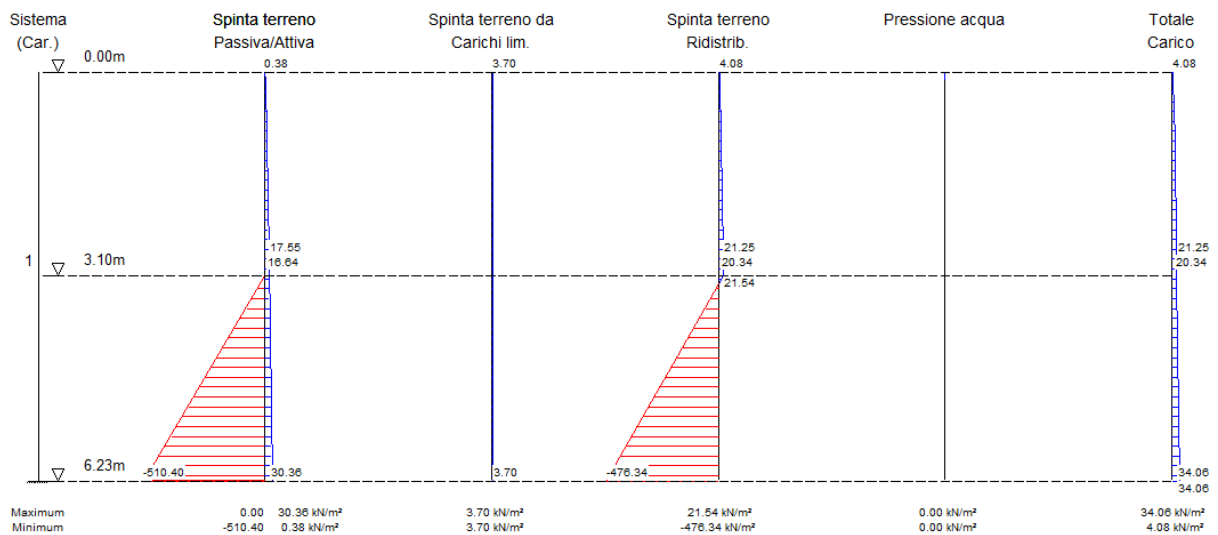
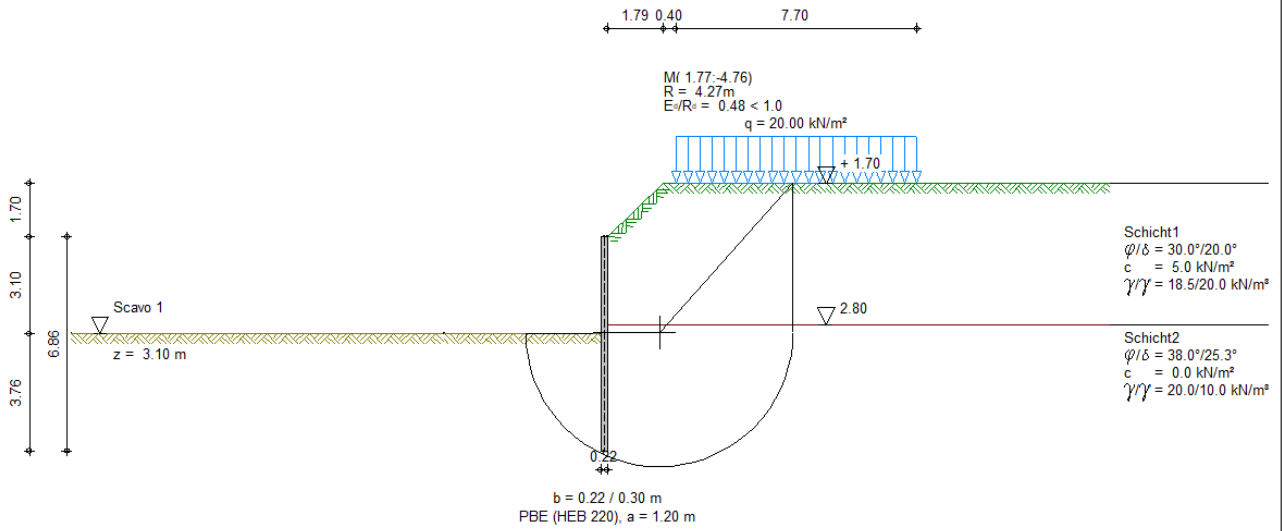
### Verifica delle forze verticali nel sottosuolo (EAB, EB 84)

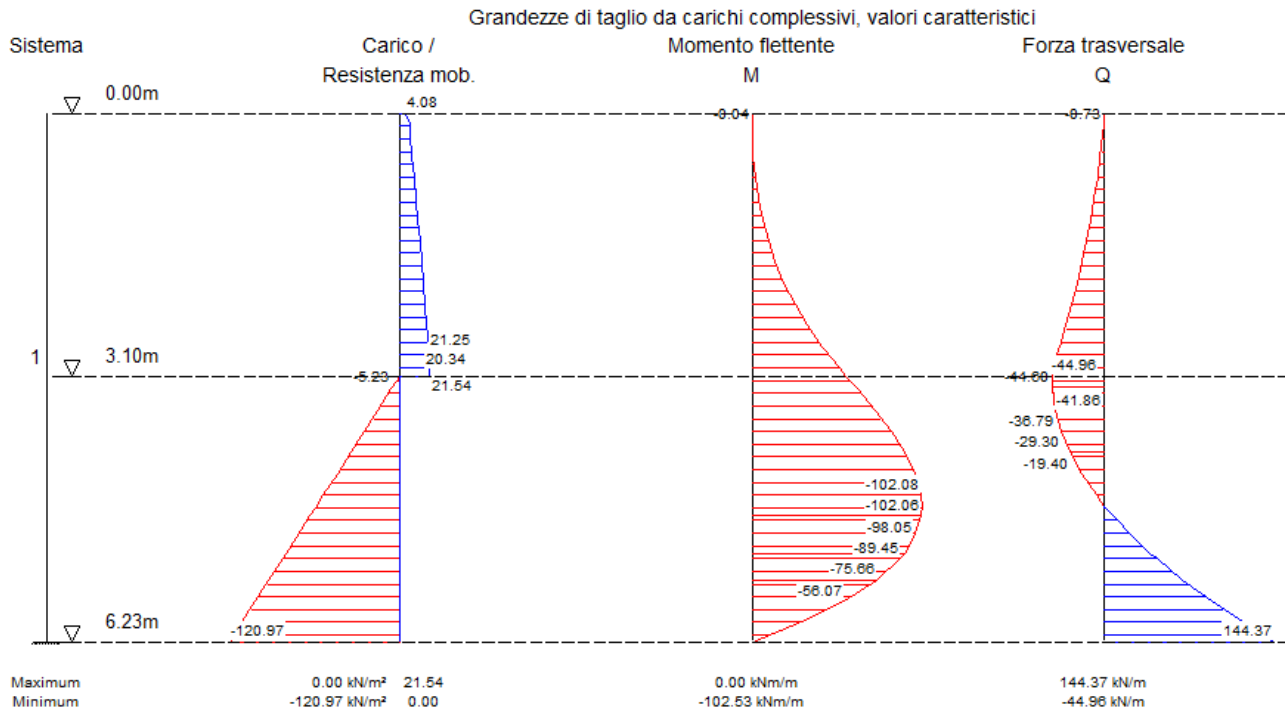
Azioni		$V_d$ [kN/m]	
Spinta terreno:		23.75	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:		0.00	( $\alpha$ )
Peso proprio paratia:		3.71	
Forza sost. piede:	(1/2 $C_v$ )	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:		27.46	

Resistenze		$R_d$ [kN/m]
Superficie del piede per pressione a pico (cm <sup>2</sup> /m):	589.0	
Spinta punta:		147.26
Attrito rivest.:		208.96
Somma:		356.22

Verifica:  $V_d = 27.46 \text{ kN/m} \leq R_d = 356.22 \text{ kN/m}$

\*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*





## Rottura del terreno

### Lastfall Q (Typ: BS-T)

Gleitkörper von  $x = -2.50$  bis  $6.03$  m

Gleitkreis:  $x_M = 1.77$  m,  $z_M = -3.06$  m,  $R = 4.27$  m

### Bestimmung der Lamellen-Anteile

$x_M$	Breite b	Eigen- gewicht	Auflast	Wasser- auflast	$\varphi$	c	$\vartheta$
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[Grad]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[Grad]
0.23	0.66	63.81	0.00	0.00	38.00	0.0	-21.14
0.99	0.85	133.12	0.00	0.00	38.00	0.0	-10.53
1.84	0.85	146.01	0.00	0.00	38.00	0.0	0.99
2.69	0.85	146.32	0.00	0.00	38.00	0.0	12.55
3.54	0.85	141.43	0.00	0.00	38.00	0.0	24.66
4.40	0.85	132.36	11.26	0.00	38.00	0.0	38.11
5.25	0.85	116.38	22.18	0.00	38.00	0.0	54.81
5.85	0.35	38.54	9.18	0.00	38.00	0.0	73.46
$x_M$						$R \cdot T_i$	$R \cdot G^* \sin(\vartheta)$
[m]						[kNm/m]	[kNm/m]
0.23						187.33	-98.13
0.99						347.34	-103.78
1.84						352.09	10.72
2.69						340.71	135.55
3.54						331.84	251.66
4.40						358.69	378.05
5.25						409.83	482.92
5.85						203.00	195.12
Summen:						2530.83	1252.11

### Einfluss von Bauwerken

Gewicht	Hebelarm	$\varphi$	$\vartheta$	$M_{rückh.}$	$M_{abir.}$
[kN/m]	[m]	[Grad]	[Grad]	[kNm/m]	[kNm/m]
4.08	-1.77	32.01	-24.45	12.56	-7.20

### Ansatz des Erdwiderstands bei $x = -0.10$ m:

Kraft $E_p$	Hebelarm	Wasserdruck W	Hebelarm	$M_{rückh.}$	$M_{abir.}$
[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
0.05	3.82	0.00	0.00	0.18	0.00

### Kohäsionskraft im senkr. Bereich

[kN/m]	Hebelarm	$M_{rückh.}$
[kN/m]	[m]	[kNm/m]
18.00	4.26	76.77

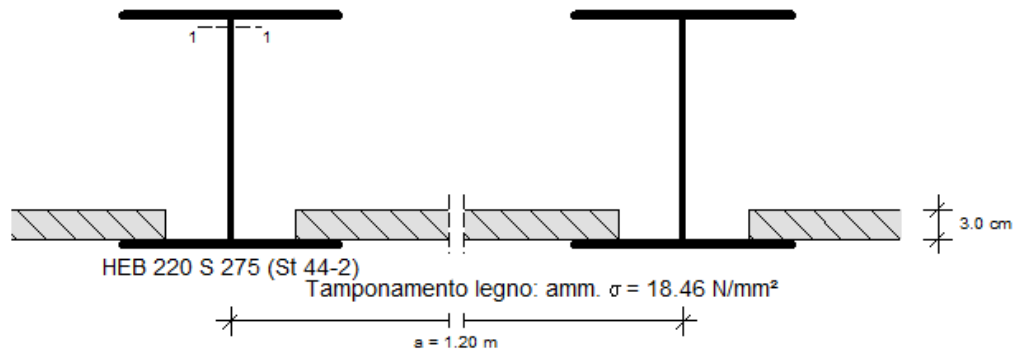
Einwirkungen  $E_d = 1244.91$  kN

Widerstände  $R_d = 2620.34$  kN

$E_d/R_d = 0.48 < 1.0$

\*\*\* Nachweis erfüllt \*\*\*

**Misurazione paratia berlinese (fino a 6.23 m)**



Scala: 1:8

**Grandezze taglio determinanti (per trave):**

Coefficienti di sicurezza  
per carichi:  
per resistenze:

$\gamma_F$  secondo Approcio 1  
 $\gamma_M = 1.05$

Grandezze di taglio di progetto

Momento determinante  $M_{max,d} = 0.28$  kNm nello scavo 1  
 $N_{amm,d} = 33.99$  kN  
 $a z = 6.23$  m

Momento determinante  $M_{min,d} = -173.76$  kNm nello scavo 1  
 $N_{amm,d} = -15.92$  kN  
 $a z = 4.62$  m

Forza trasversale determinante  $V_{max,d} = 122.17$  kN nello scavo 1  
 $M_{amm,d} = 0.28$  kNm  
 $N_{amm,d} = 33.99$  kN  
 $a z = 6.23$  m

\*\*\* Nota: in caso di incastro di Blum viene applicato metà del valore della forza sostitutiva C (Weissenbach).

**Profilo selezionato: HEB 220, Qualità cls: S 275 (St 44-2)**

Valori sezione trasv. della trave:

Peso = 71.50 kg/m  
 $W_{y,el} = 736.00$  cm<sup>3</sup>  
 $W_{y,pl} = 827.00$  cm<sup>3</sup>  
A = 90.96 cm<sup>2</sup>  
 $A_v = 27.90$  cm<sup>2</sup>  
EI = 16.99 MNm<sup>2</sup>

Limite di snervamento  $f_{yk} = 275.00$  MN/m<sup>2</sup>

**Verifiche secondo UNI EN 1993 (Eurocode 3):**

Verifica elasto-plastica

M max. (z = 6.23)	Classe di resistenza:		1	Interazione	Ver ok
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$		
	122.17	421.88	0.29	No	Sì
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{t,Rd}$	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$	No	Sì
	33.99	2382.29	0.01		
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$	-	Sì
	0.28	216.60	0.00		

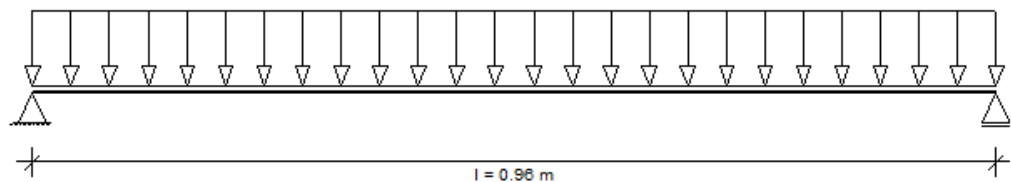
M min. (z = 4.62)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	0.00	421.88	0.00	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$			
	-15.92	2382.29	0.01	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	-173.76	216.60	0.80	-	Si	

V max. (z = 6.23)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	122.17	421.88	0.29	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{t,Rd}$	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$			
	33.99	2382.29	0.01	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	0.28	216.60	0.00	-	Si	

### Misurazione dell'ammontamento in legno secondo Eurocode 5

Distanza travi a = 1.20 m  
 Ampiezza di appb = 0.96 m

Sistema statico:  
 Scala: 1:7.5



Carico determinante con  $z = 2.80$  nello scavo 1 (Valori di progetto)

Carichi da peso proprio terreno + sovraccarichi estesi  $g$  = 24.10 kN/m<sup>2</sup>  
 da sovraccarichi a blocco  $p$  = 4.81 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore riduttivo  $g$  secondo EB 47: 0.67  
 Carico determinante  $q = 0.67 \cdot 24.10 + 4.81$  = 20.88 kN/m<sup>2</sup>

Grandezze taglio:  $M_{Max} = q \cdot l^2 / 8 = 20.88 \cdot 0.96^2 / 8$  = 2.41 kNm/m  
 Tensione ammissibile:  $f_{m,d}$  = 18.46 N/mm<sup>2</sup> ( $k_{mod} = 1.00$ )  
 Spessore necessario:  $d_{nec.}$  = 2.80 cm

**Selezionato: legno d = 3.00 cm. Tipo legno C 24**

Verifica:  $W_{esist,y}$  = 150.00 cm<sup>3</sup>/m  
 $esist. \sigma_{m,d}$  = 16.03 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{m,d} / f_{m,d}$  = 0.87 < 1.00 \*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*

Compressione appoggi:  $\sigma_{m,d}$  = 0.23 N/mm<sup>2</sup> <  $f_{c,90,d} = 1.9$  \*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*  
 Deformazione: 9.3 mm

### Riassunto

Tutte le verifiche sono soddisfatte



## 14 Tunnel – Sezione 2-2, 3a-3a, 3c-3c, 4-4

### 14.1 Descrizione

#### Fondazioni:

fondazione continua:  $b/h = 150/70$  cm cls C 30/37

platea di fondazione:  $h = 35$  cm cls C30/37

Muri:  $d = 60$  cm cls C35/45

Solaio: solaio prefabbricato

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 14.2 Modello di calcolo

#### 14.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale.

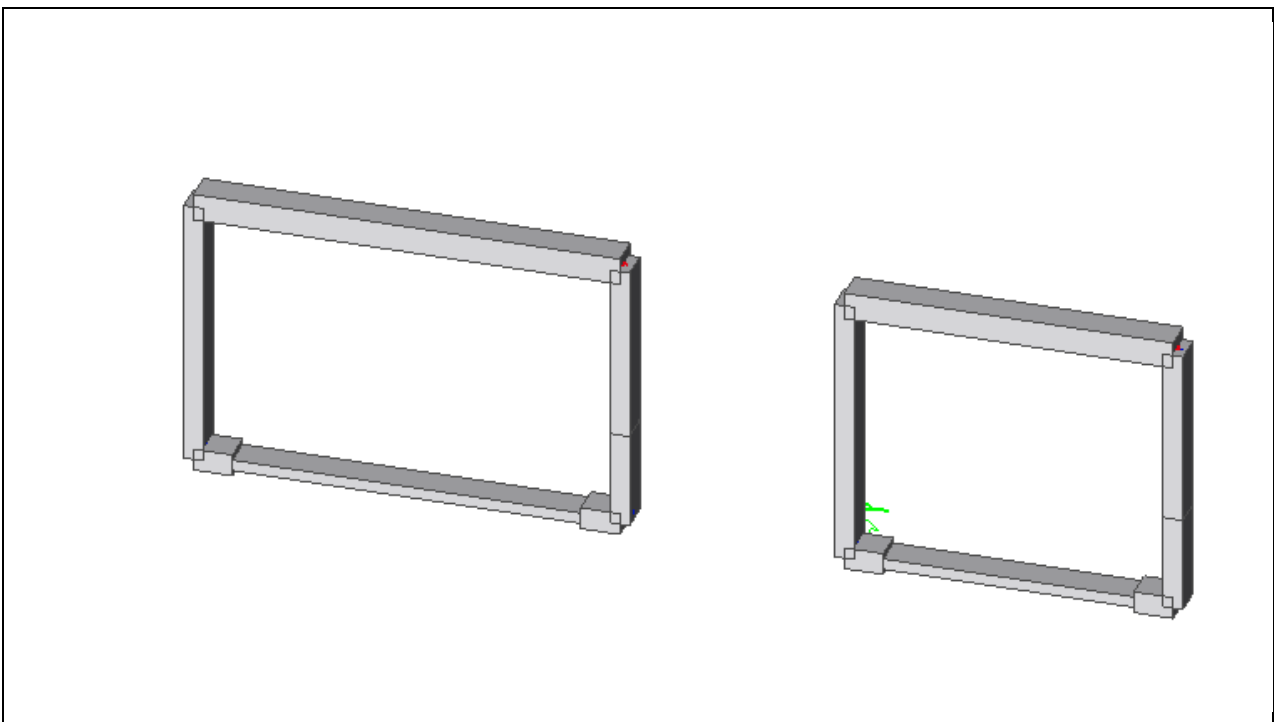


Figura 48: Modello di calcolo agli elementi finiti (S4-4 e S3c-3c)

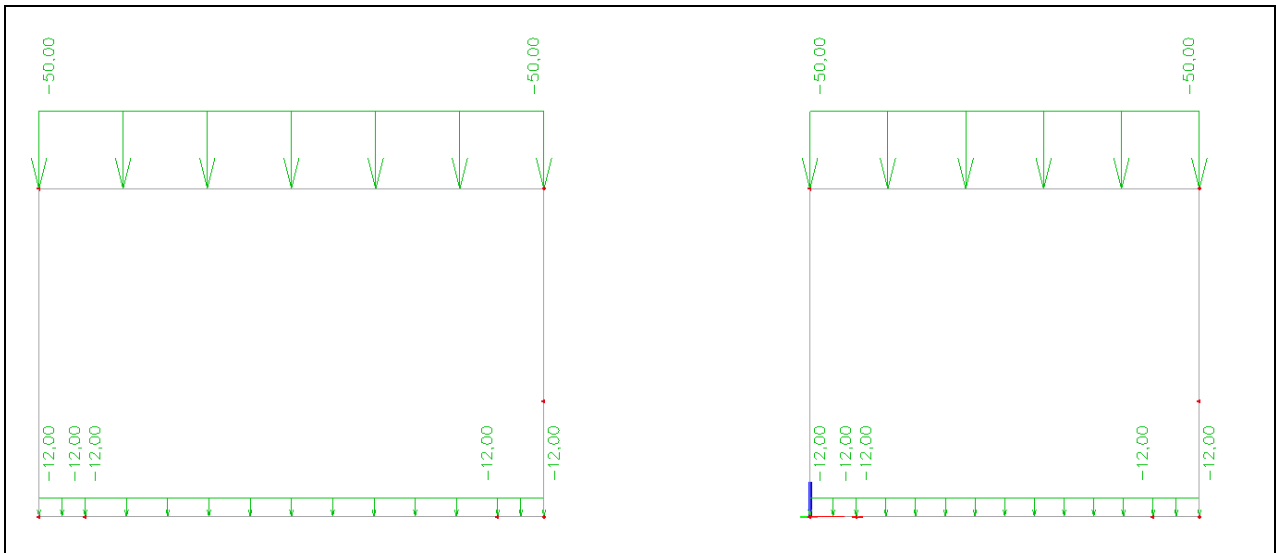


Figura 49: carico g<sub>2</sub>

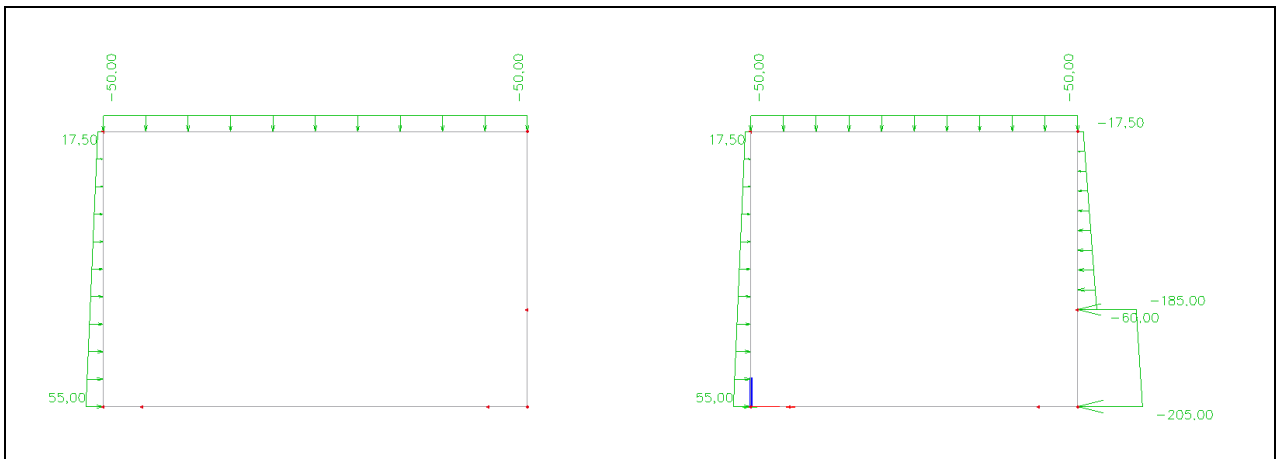


Figura 50: carico g<sub>3</sub> (spinta del terreno)

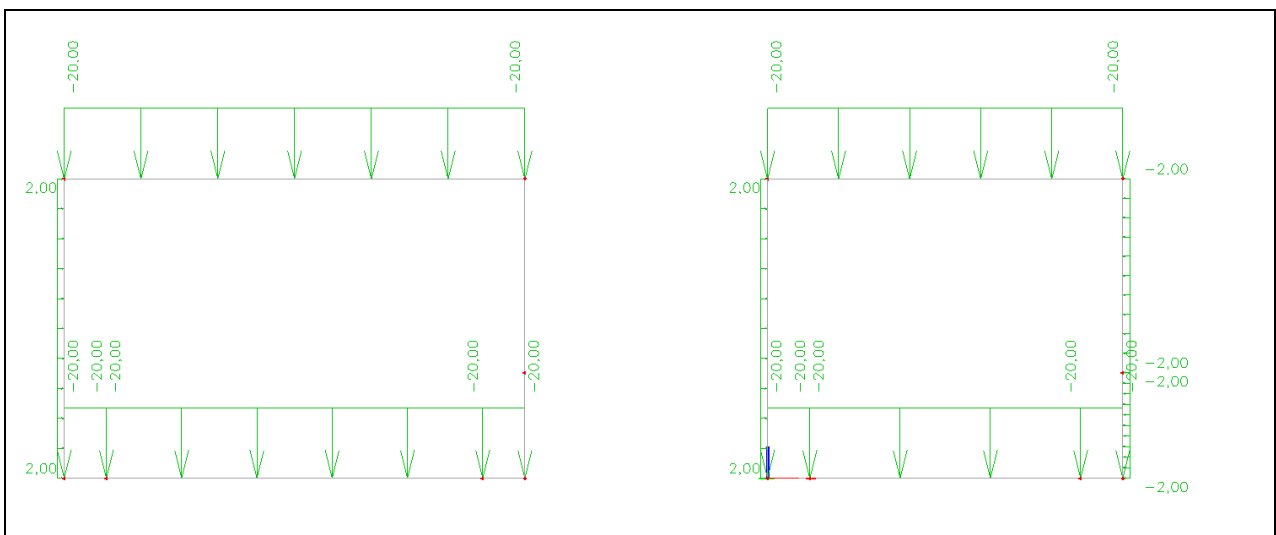


Figura 51: carico q

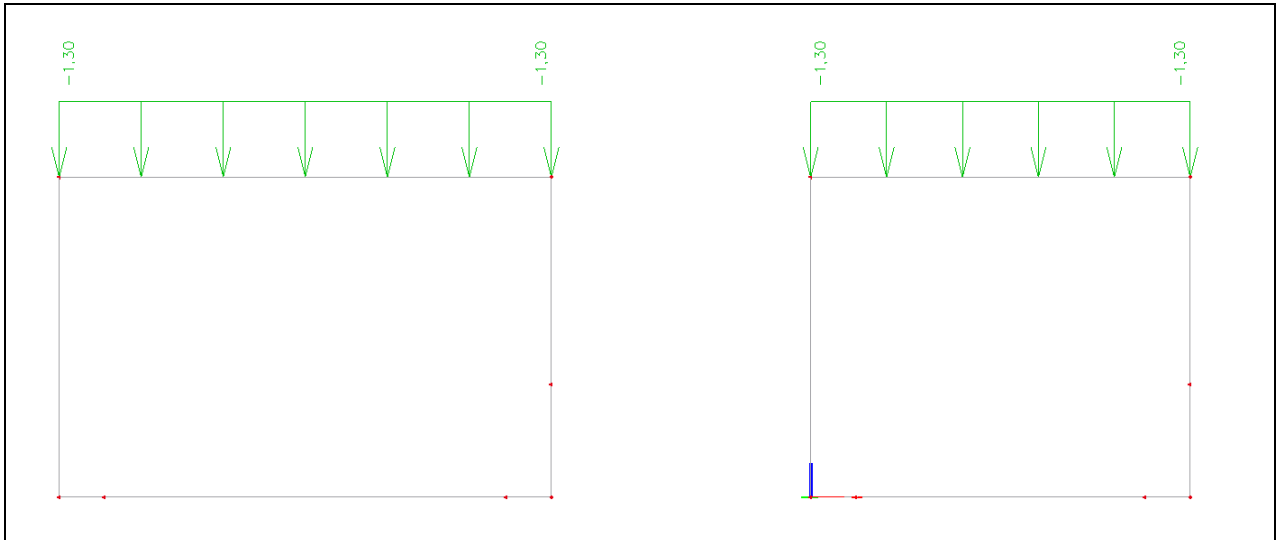


Figura 52: carico  $q_s$

### 14.2.1.1 Verifiche SLU

#### SLU: Stati limite ultimi – Azioni interne

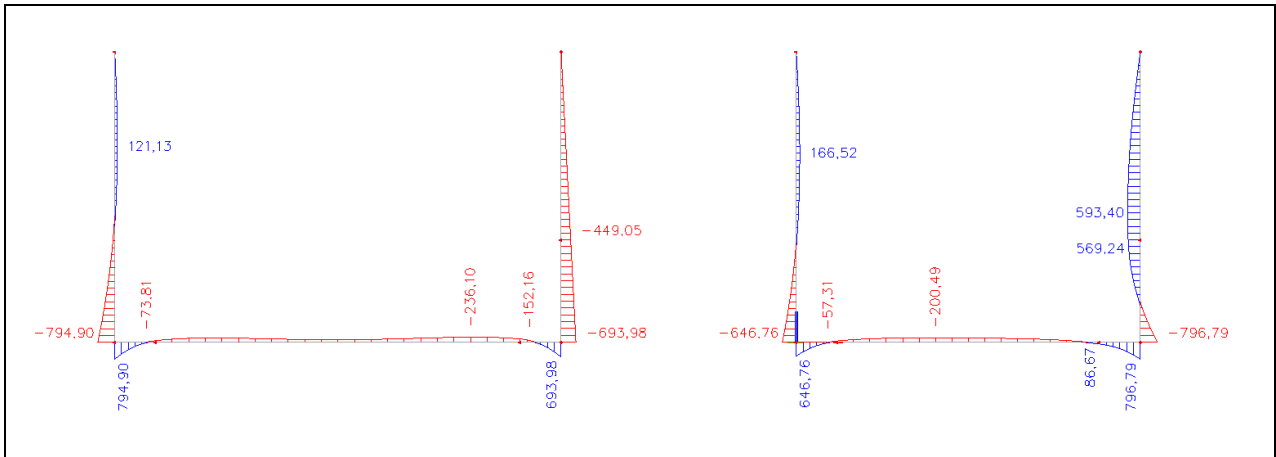


Figura 53: Involuppo momento flettente

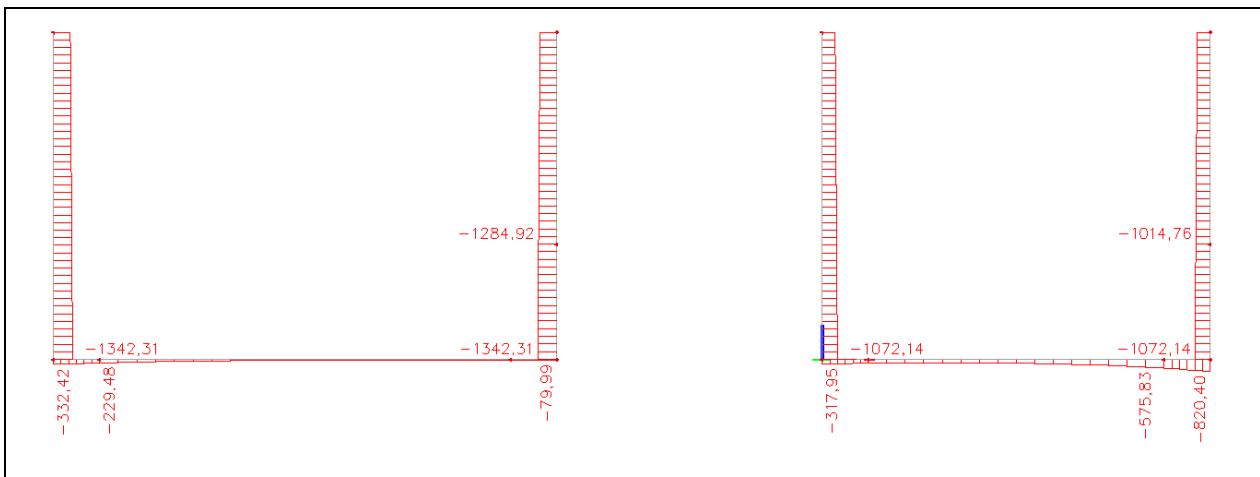


Figura 54: Involuppo degli sforzi normali

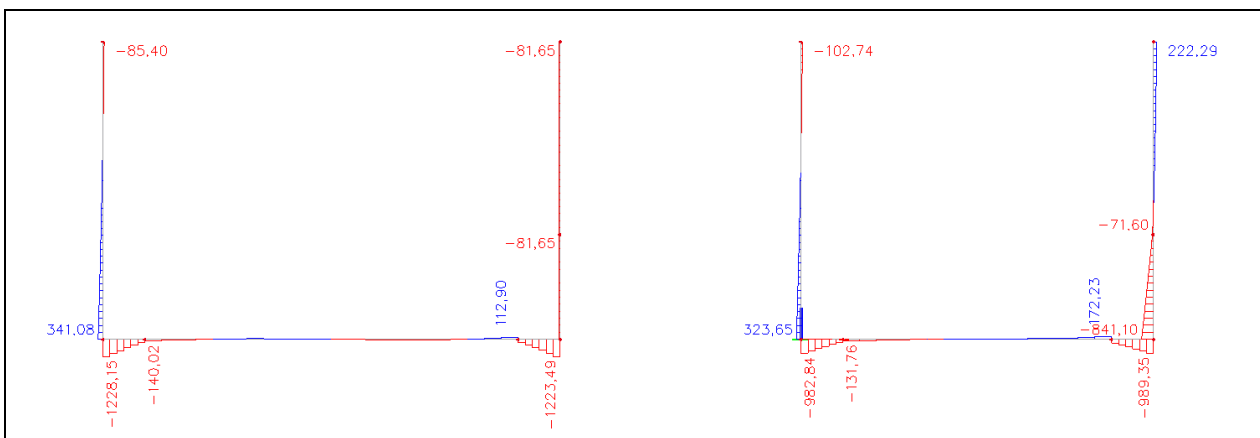


Figura 55: Involuppo degli sforzi di taglio

### 14.2.1.2 Verifiche SLE

#### SLE: Stati limite di esercizio – Controllo dell’inflessione

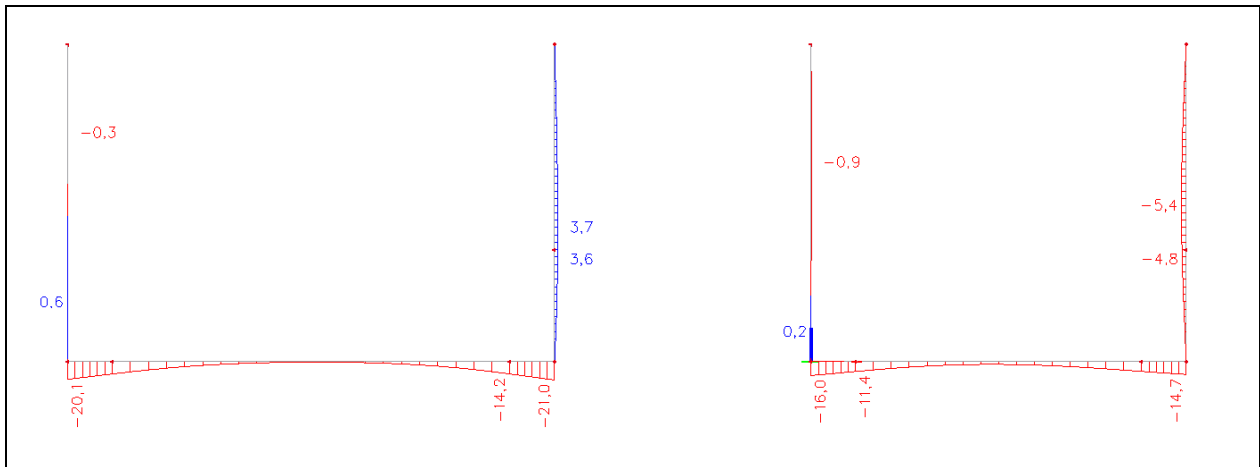


Figura 56: Deformazione verticale – Combinazione quasi-permanente

## 15 Canale – Sezione 2-2, 3a-3a e 3c-3c

### 15.1 Descrizione

Il canale è costituito da una platea in c.a. (40 cm; cls C30/37). Il sostegno per il rinterro è l'appoggio per i tubi della Telecom sarà garantito con dei predalles e delle travi in acciaio (IPE 220 S275). L'appoggio per la platea è realizzato con 4 micropali verticali ( $\varnothing 193,7 \times 10,0 \text{ mm}$ ), che sono incastrati nel terreno sotto il fondo di scavo del tunnel. L'interrasse tra gli appoggi è ca. 7m.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 15.2 Modello di calcolo

#### 15.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale.

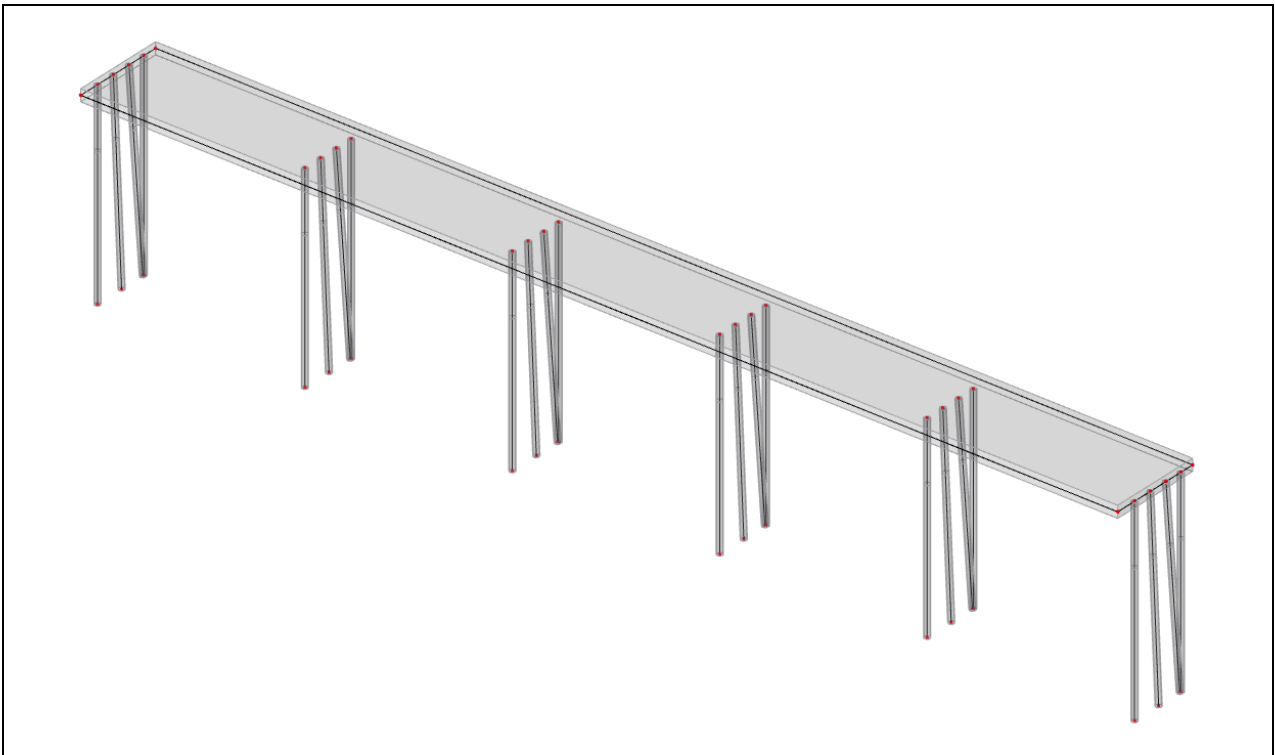


Figura 57: Modello di calcolo agli elementi finiti

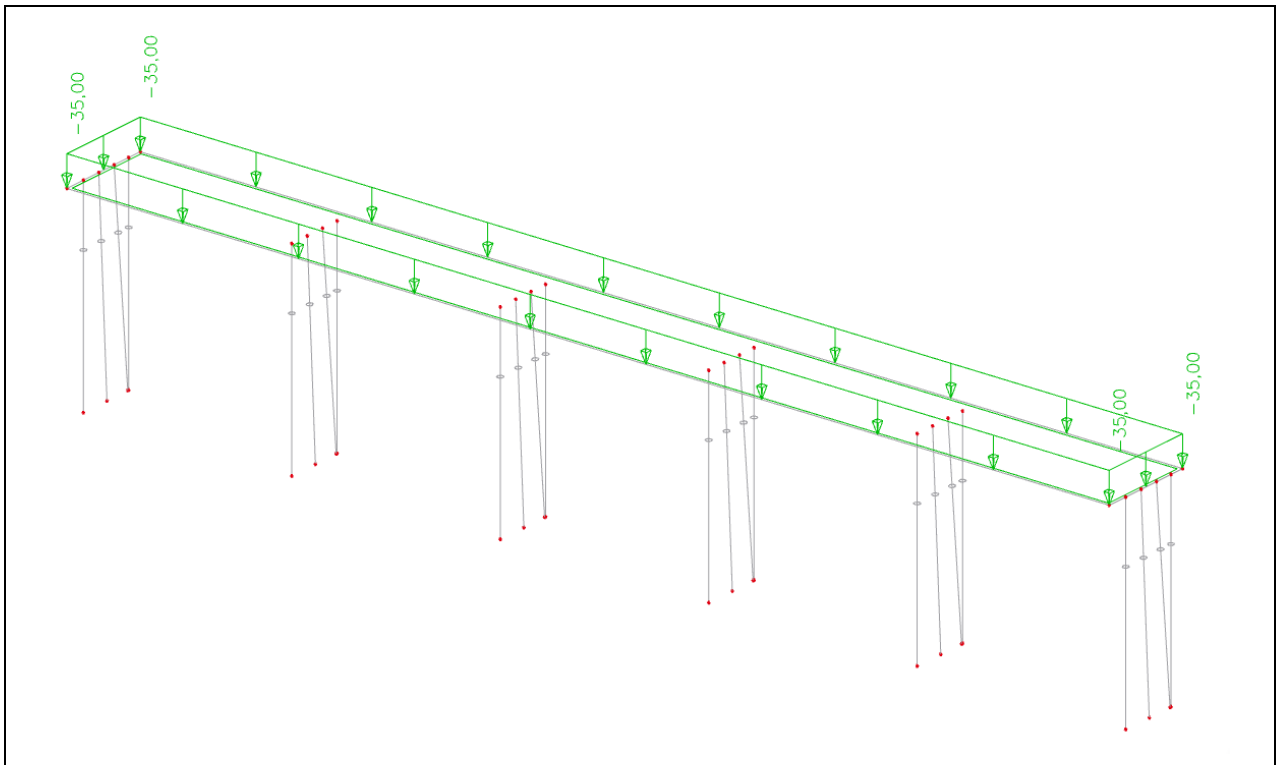


Figura 58: carico  $g_2$

Altezza muro ca. 2,70m ->

$$g_2 = 2,7 \text{ m} * 18 \text{ kN/m}^3 - 16 \text{ kN/m}^2 = 32,6 \text{ kN/m}^2 - > 35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{(tubo acque bianche: } A = 2 \text{ m}^2 \text{ -> } \Delta g_2 = 2 \text{ m}^2 * (18 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3) = 16 \text{ kN/m}^2\text{)}$$

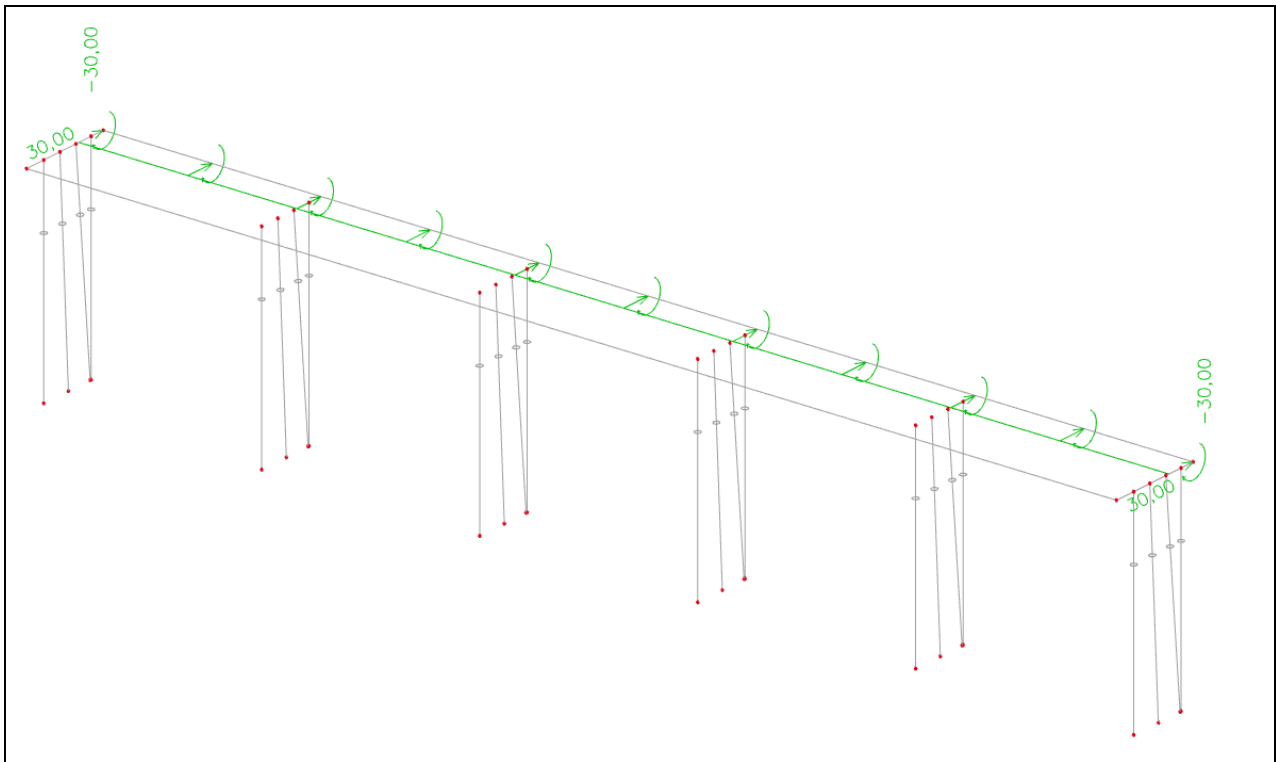


Figura 59: carico g3 (spinta del terreno)

$$g_3 = 2,7 \text{ m} * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,4 = 19,45 \text{ kN/m}^2$$

$$N = 19,45 \text{ kN/m}^2 * 2,7 \text{ m} / 2 = 26,26 \text{ kN/m} \rightarrow 30 \text{ kN/m}$$

$$M = 30 \text{ kN/m} * 2,7 \text{ m} / 3 = 27 \text{ kNm/m} \rightarrow 30 \text{ kNm/m}$$



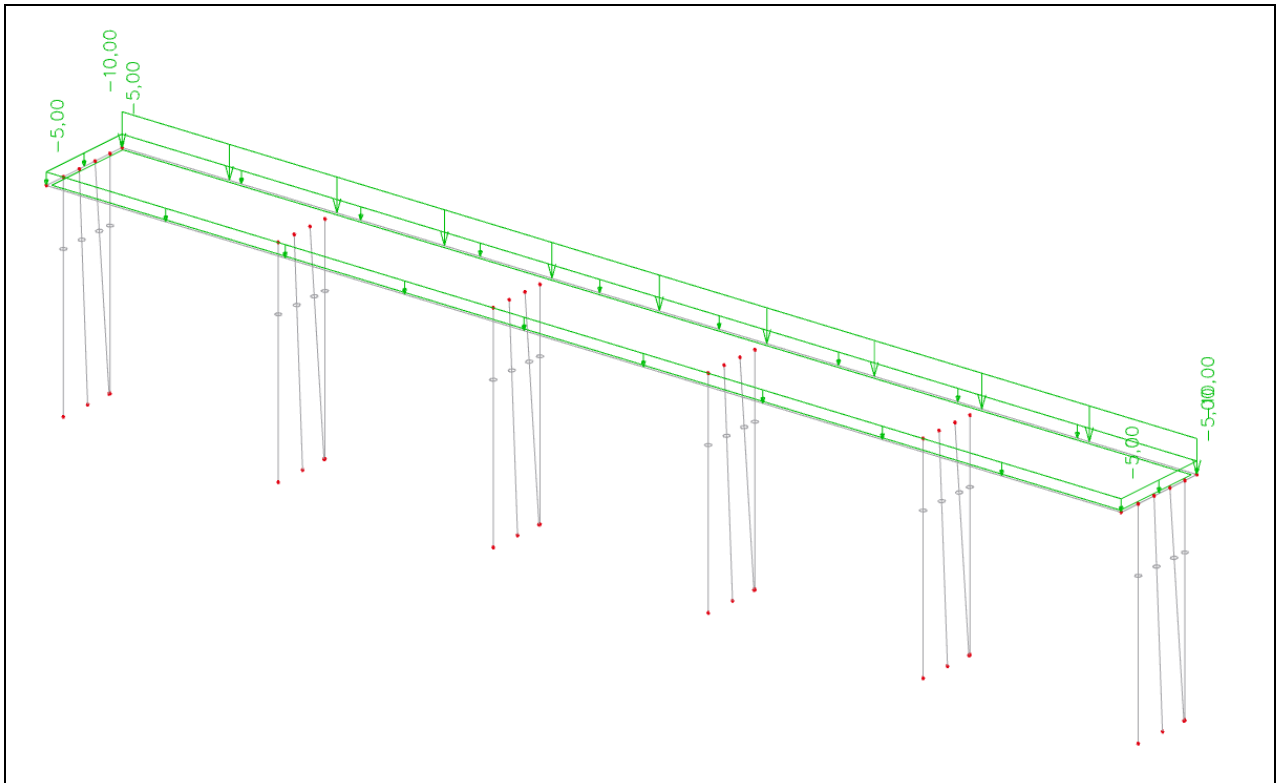


Figura 60: carico q

$q = 5 \text{ KN/m}^2 + \text{tubo Telecom (10 kN/m)}$

### 15.2.1.1 Verifiche SLU

#### SLU: Stati limite ultimi – Azioni interne

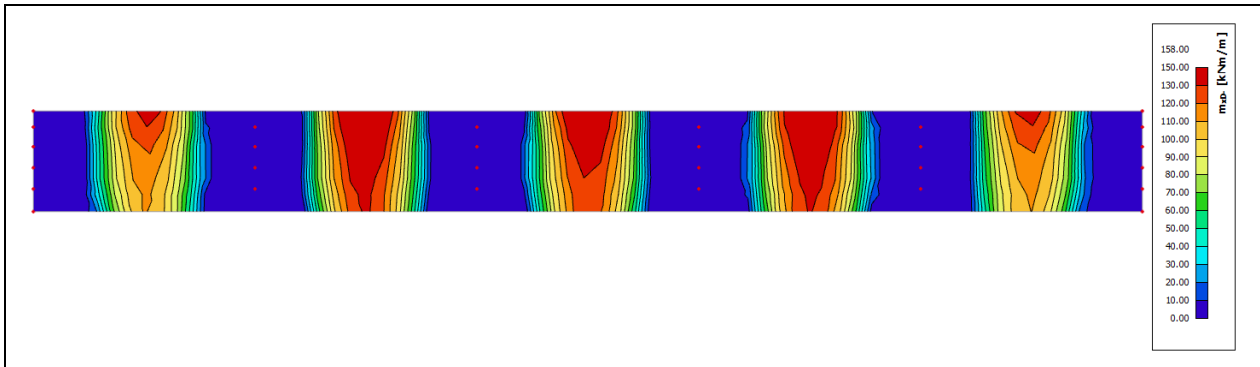


Figura 61: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione x-

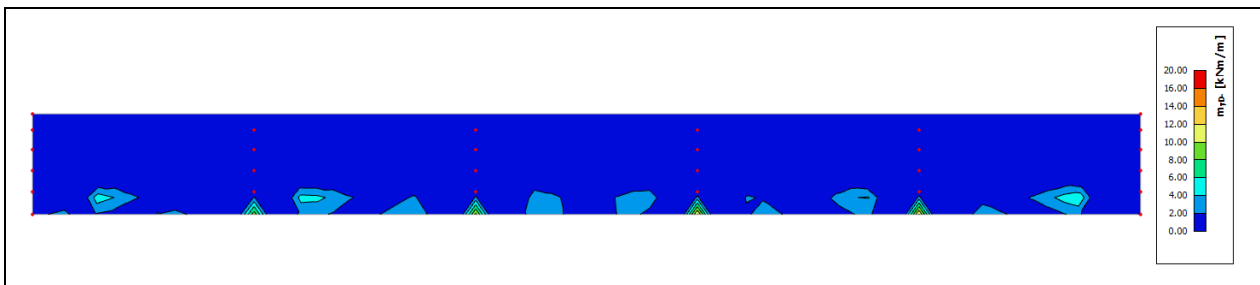


Figura 62: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione y-

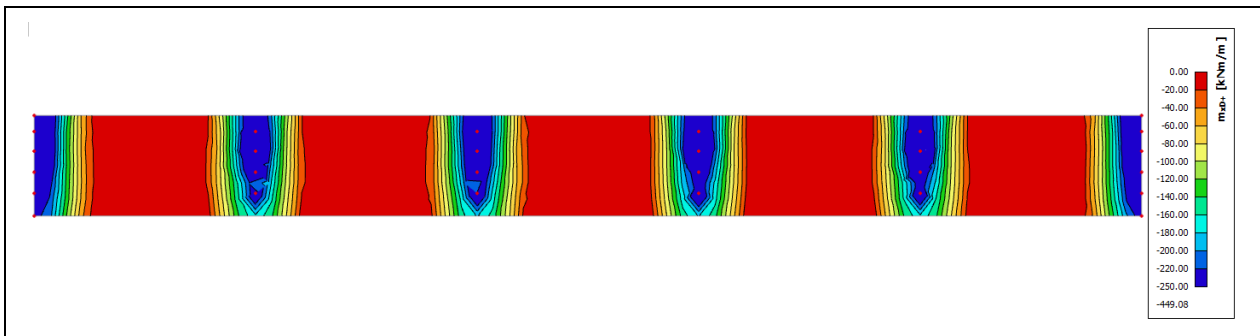


Figura 63: Involuppo momento flettente max. superiore in direzione x+

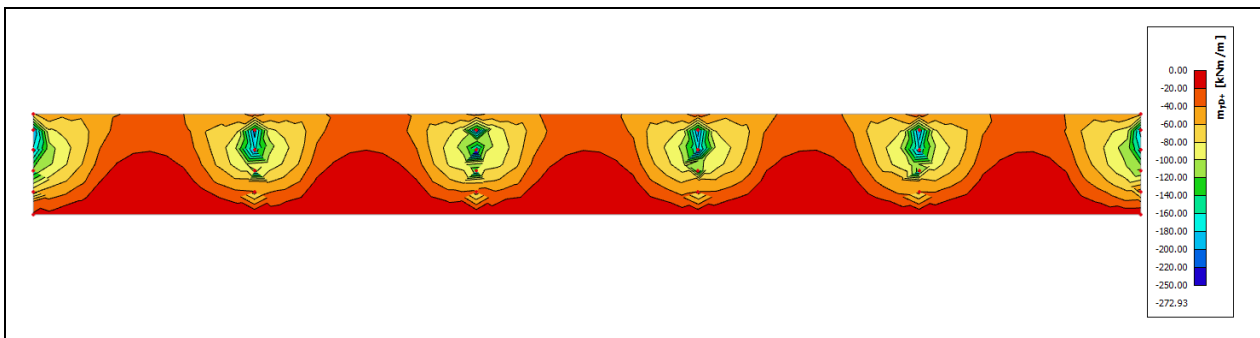
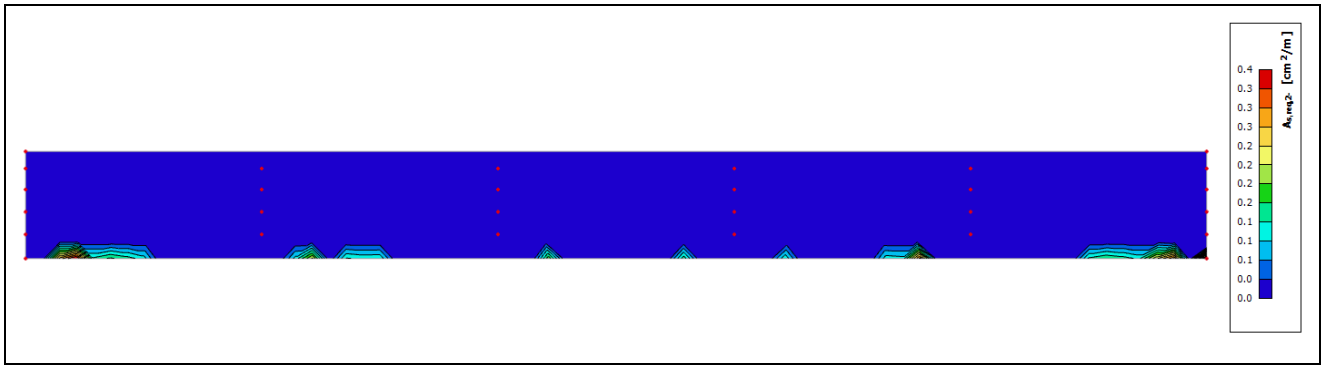
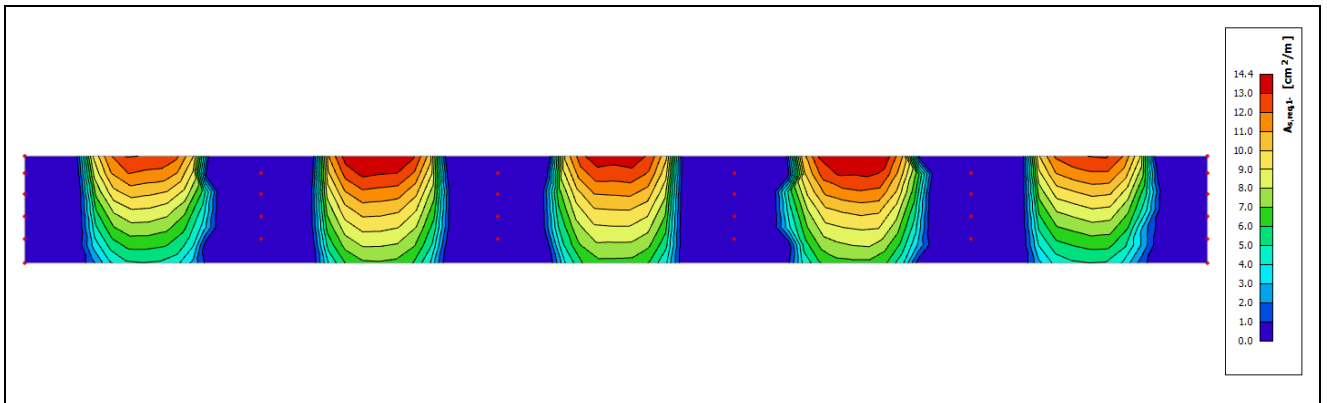


Figura 64: Involuppo momento flettente max. superiore in direzione y+

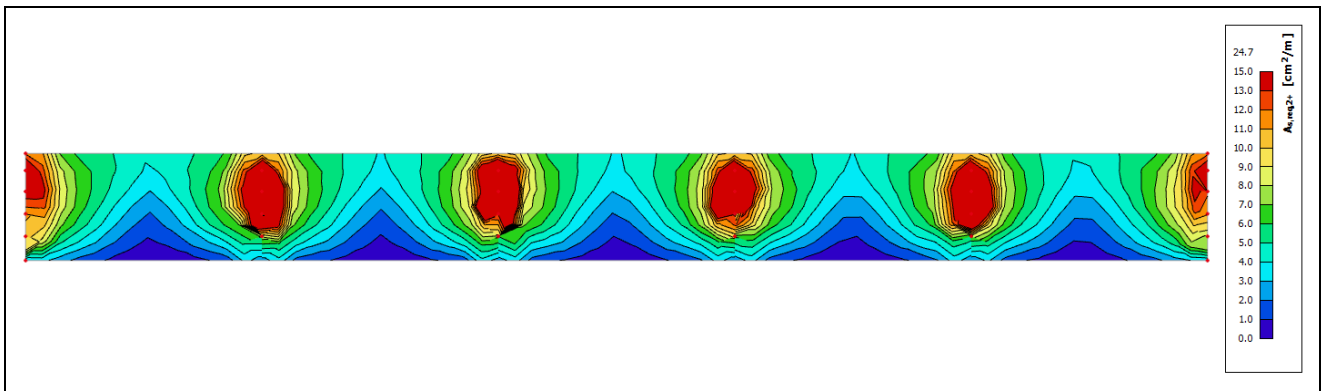
**SLU: Stati limite ultimi – Disposizione armatura**



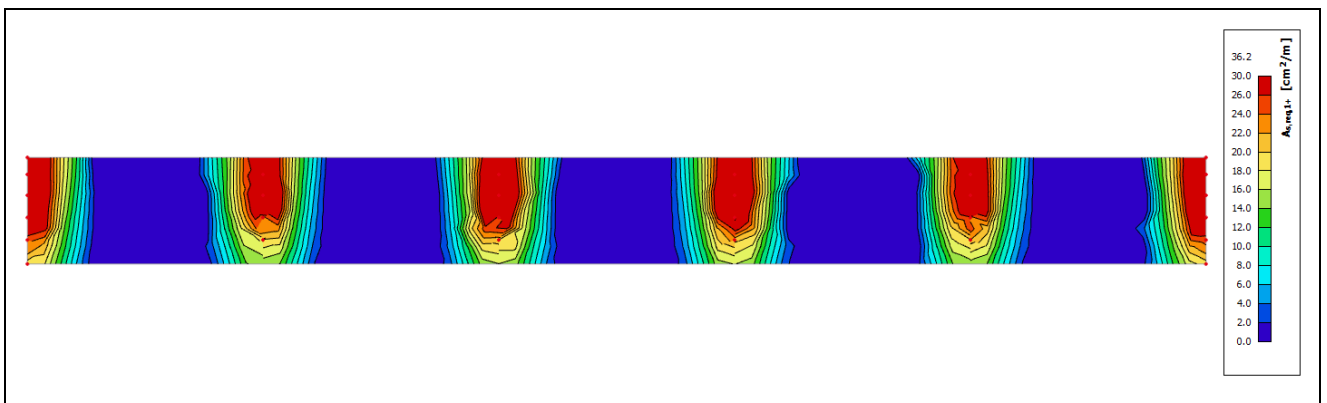
**Figura 65: Inviluppo armatura inferiore, 1a posa**



**Figura 66: Inviluppo armatura inferiore, 2a posa**



**Figura 67: Inviluppo armatura superiore, 1a posa**



**Figura 68: Inviluppo armatura superiore, 2a posa**

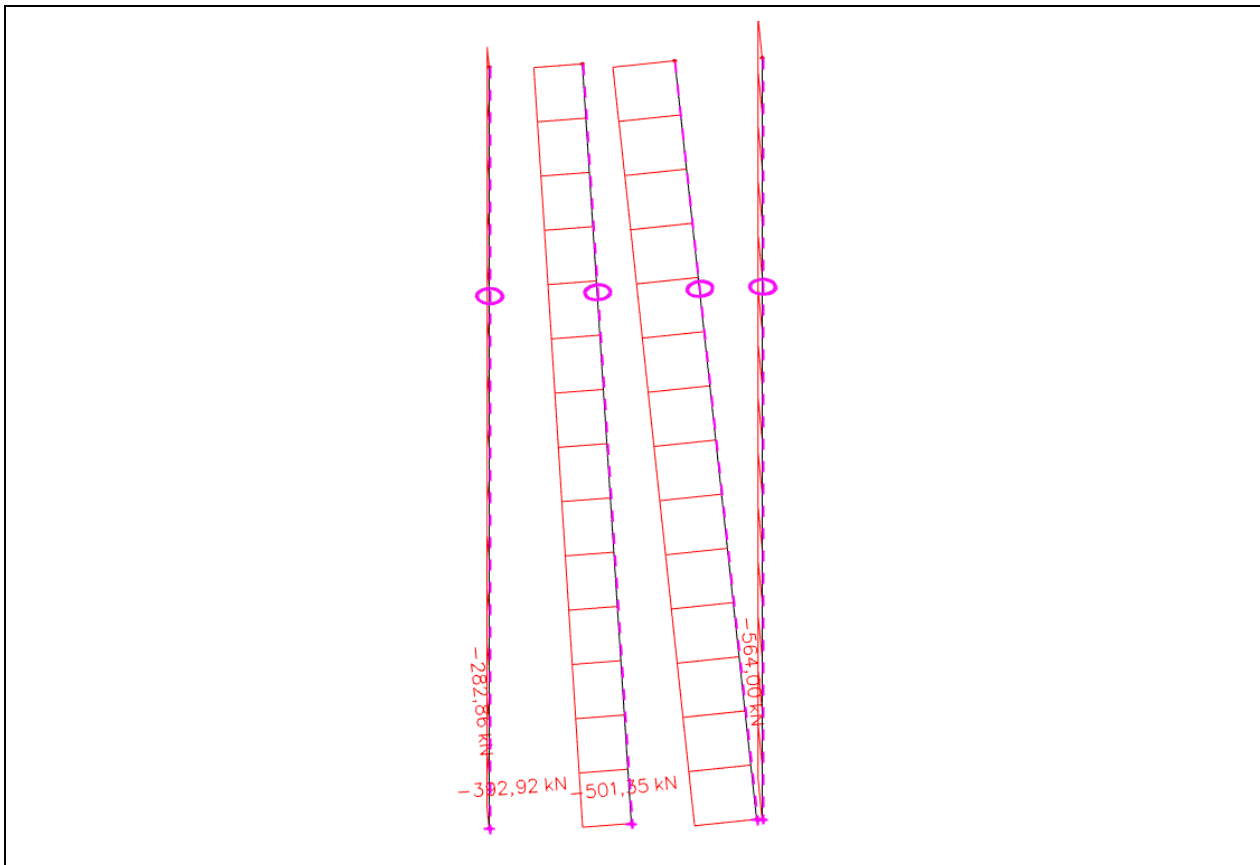


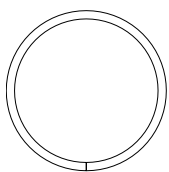
Figura 69: Involuppo degli sforzi normali nei pali

**Check of steel profile on simple compression: RO193.7X10  
UNI EN 1993-1-1**

**Loading:**

Axial force  $N_{Ed} = 600 \text{ kN}$

**Cross section parameters:**



$d = 0.194$

Cross section area  $A = 5770 \text{ mm}^2$

Cross section class 1

Steel material S 355

The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 10 \text{ mm}$

**Bearing capacity calculation:**

Compression bearing capacity  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5.77 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 1951 \text{ kN}$

**Check:**

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{600 \text{ kN}}{1951 \text{ kN}} = 0.308 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

Capacità portante a compressione

Coefficienti di riferimento

Tipologia pali: Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr  
 Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:  $\geq 10$   
 Coefficiente impiegato nella seguente relazione:  $\xi_4$

Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche

	A1 C1 (STR)	A2 C1 (GEO)
Base	$\gamma_b$ 1,00	1,35
Laterale in compressione	$\gamma_s$ 1,00	1,15
Totale*	$\gamma_t$ 1,00	1,30
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$ 1,00	1,25

Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III

$\xi_1$	---
$\xi_2$	---

Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV

$\xi_3$	1,40
$\xi_4$	1,21

Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V

$\xi_5$	---
$\xi_6$	---

Coefficiente di correlazione  
 Valore definito dall'utente

$\xi_{u/b}$	---
-------------	-----

Geometria palo

Diametro palo:  $\phi = 0,24$  m  
 Lunghezza palo: L = 6,50 m

Stratigrafia terreno

	Profondità 6	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{uk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_k^*$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1° strato	6,50	---	---	---	---	170,00
2° strato	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---

Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer

Tipologia terreno	$\alpha_s$	$\alpha_s^*$
1° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	1,25
2° strato	---	---
3° strato	---	---
4° strato	---	---

\*) Valore definito dall'utente

Carichi agenti

#BEZUG!  $E_d = 600,00$  kN  $600,00$  kN

Carico limite palo

Carico limite per resistenza laterale

	tan ( $\phi$ )	k	$l_{calc}$ [m]	RI [m <sup>2</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	(STR) $Q_{sk}$ [kN]	(GEO) $Q_{sk}$ [kN]
1° strato	---	---	6,50	4,90	212,50	212,50	1041,44	1041,44
2° strato	---	---	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---	1041,44	1041,44

Carico limite di punta

Profondità [m]	$q_{bk}^*$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_b$ [kN]	$Q_{bk}$ [kN]	$Q_{bk}$ [kN]
6,50	2500,00	141,37	141,37	141,37

\*) Valore definito dall'utente

Resistenza di progetto laterale	$R_d =$	860,69	748,43
Resistenza di progetto alla base	$R_d =$	116,84	86,55

Resistenza di progetto	$R_{d,tot} =$	977,53 kN	834,97 kN
------------------------	---------------	-----------	-----------

Grado d'utilizzo	$\eta = E_d / R_d$	61%	72%
------------------	--------------------	-----	-----

Verifica a carico limite	$R_d \geq E_d$	Verifica OK	Verifica OK
--------------------------	----------------	-------------	-------------

### 15.2.1.2 Verifiche SLE

#### SLE: Stati limite di esercizio – Controllo dell’inflessione

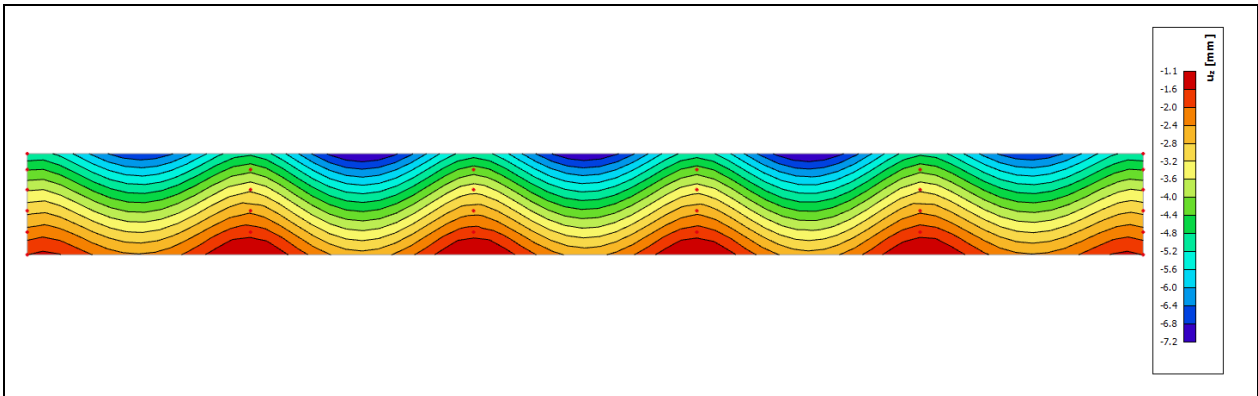


Figura 70: Deformazione solaio verticale – Combinazione quasi-permanente

### 15.3 Trave in acciaio e predalles

predalles:

$$e = (2,7+2,2)/2 \text{ m} * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,4 = 17,46 \text{ kN/m}^2$$

$$iv = 0,50 \text{ m} \rightarrow q_k = 17,46 \text{ kN/m}^2 * 0,5 \text{ m} = 8,82 \text{ kN/m} \rightarrow q_d = 8,82 \text{ kN/m} * 1,3 = 11,47 \text{ kN/m}$$

$$l = 2,00 \text{ m} \rightarrow M_d = 11,50 * 2^2 / 8 = 5,75 \text{ kNm}; V_d = 11,50 * 2/2 = 11,50 \text{ kN}$$

$$F_d = 5,75 / 0,165 = 34,85 \text{ kN} / 39,1 \text{ kN/cm}^2 = 0,89 \text{ cm}^2 < A_{\text{Stahl}} = 2,0 \text{ cm}^2$$

Verifica della resistenza a taglio

Sollecitazioni			
	$V_{Ed}$	11,5	kN
	$N_{Ed}$	0,0	kN

Materiale			
Classe calcestruzzo		C25/30	
Resistenza calcestruzzo	$f_{ck}$	25,0	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	14,2	N/mm <sup>2</sup>

Geometria			
Altezza sezione	$h$	5,0	cm
Larghezza sezione	$b$	50,0	cm
Altezza utile	$d$	4,5	cm
	$A_{sl}$	2,3	cm <sup>2</sup>
Momento flettente adimensionale	$\mu_{d,calc}$		
Braccio della coppia interna	$z$	4,1	cm $z \approx 0,9*d$ O.K.
	$C_{Rd,c}$	0,12	
	$k$	2,00	
	$r_l$	0,0102	
	$\sigma_{cp}$	0	N/mm <sup>2</sup>
	$k_1$	0,15	
	$v_{min}$	0,49	N/mm <sup>2</sup>
	$n$	0,63	N/mm <sup>2</sup>

Verifica			
In corrispondenza dell'appoggio	$V_{rd,max}$	100,4	kN
	$V_{rd,c} =$	15,9	kN
		>	
	$V_{ed} =$	11,5	kN

trave in acciaio:

$$e = 2,7 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,4 = 19,45 \text{ kN/m}^2$$

$q = 10 \text{ kN/m}$  (tubi Telecom)

$i = 2 \text{ m}$

$$M_d = (19,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,70^2 \text{ m}^2 / 6 \cdot 1,3 + 10 \text{ kN/m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5) \cdot 2 \text{ m} = 70,50 \text{ kNm}$$

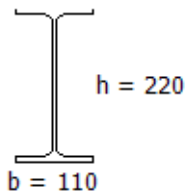
$$V_d = (19,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,70 \text{ m} / 2 \cdot 1,3) \cdot 2 \text{ m} = 68,30 \text{ kN}$$

**Bending and shear check: IPE220**  
**UNI EN 1993-1-1**

**Input values:**

Bending moment	$M_{Ed} = 70.5 \text{ kNm}$
Shear force	$V_{Ed} = 68.3 \text{ kN}$
Steel material	S 275

**Cross section parameters:**



Cross section area	$A = 3340 \text{ mm}^2$
Shear area	$A_{vz} = 2064 \text{ mm}^2$
Cross section bending class	1
Cross section modulus y axis	$W_{el,y} = 252000 \text{ mm}^3$ $W_{pl,y} = 285000 \text{ mm}^3$
Cross section modulus z axis	$W_{el,z} = 37300 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 58100 \text{ mm}^3$

The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 9.2 \text{ mm}$

Design plastic shear resistance  $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2064 \cdot 275}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 312 \text{ kN}$

**Design moment resistance reduced due to the shear,  $V_{Ed} < 1/2 V_{pl,Rd}$**

$$V_{Ed} = 68.3 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 156 \text{ kN} \Rightarrow \textit{Shear effect can be neglected}$$

Design bending resistance  $M_{Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^6}{1.05} = 74.6 \text{ kNm}$

**Check**

Cross section unity check  $s = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y}} = \frac{70.5 \text{ kNm}}{74.6 \text{ kNm}} = 0.944 < 1 \Rightarrow \textit{Is SUFFICIENT}$

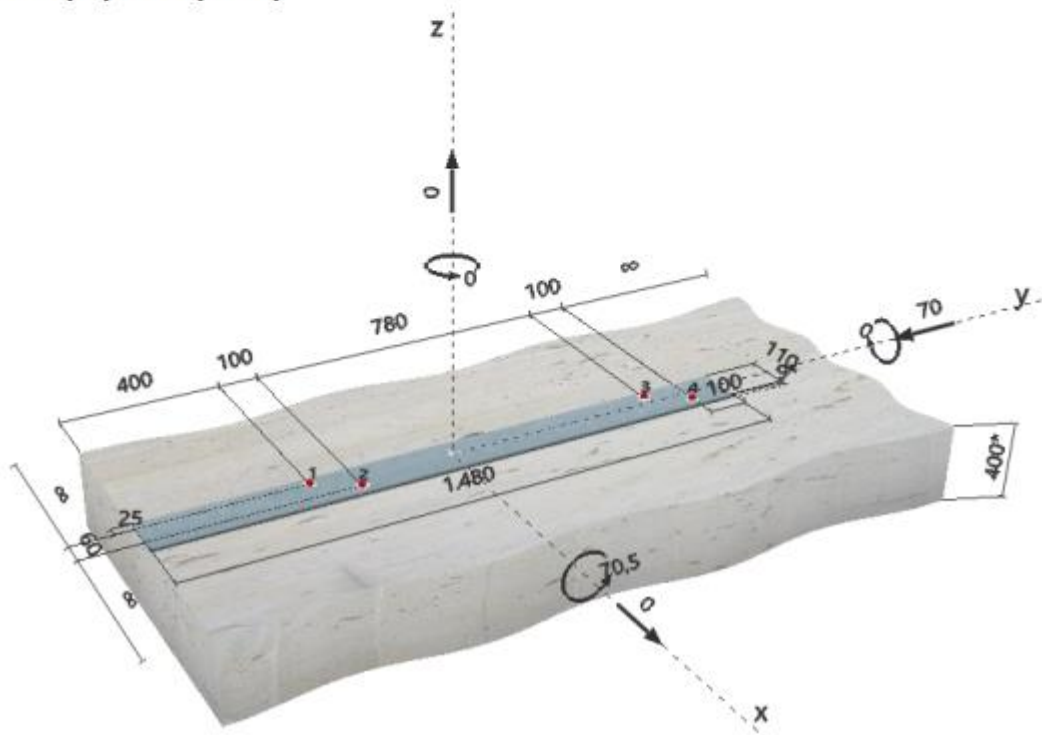


## 1 Dati da inserire

<b>Tipo e dimensione dell'ancorante:</b>	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16	
<b>Return period (service life in years):</b>	50	
<b>Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio anulare tra piastra e ancorante.</b>		
<b>Profondità di posa effettiva:</b>	$h_{ef,act} = 250 \text{ mm}$ ( $h_{ef,lim} = -$ mm)	
<b>Materiale:</b>	8.8	
<b>Certificazione No.:</b>	ETA 11/0493	
<b>Emesso l Valido:</b>	30/08/2019   -	
<b>Prova:</b>	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND	
<b>Fissaggio distanziato:</b>	$e_{90} = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 9 \text{ mm}$	
<b>Piastra d'ancoraggio:</b>	$l_x \times l_y \times t = 110 \text{ mm} \times 1.480 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
<b>Profilo:</b>	nessun profilo	
<b>Materiale base:</b>	non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cube} = 37,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 400 \text{ mm}$ . Temp. Breve/Lungo: 40/24 °C	
<b>Installazione:</b>	<b>Foro eseguito con perforatore. Condizioni di installazione: asciutto</b>	
<b>Armatura:</b>	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque $\varnothing$ ) o $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\varnothing \leq 10 \text{ mm}$ ) senza armatura di bordo longitudinale L'armatura per il controllo della fessurazione deve essere presente in accordo a quanto previsto da EOTA TR 029, paragrafo 5.2.2.8.	

<sup>h</sup> - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

### Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Carico	Prova	Valori di calcolo [kN]		Utilizzo $\beta_N / \beta_V$ [%]	Stato	
		Carico	Resistenza			
Trazione	Rottura dell'acciaio	27,439	83,733	33 / -	OK	
Taglio	Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-	70,000	101,539	- / 89	OK	
Carico		$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio		0,328	0,889	1,5	78	OK

## 16 Canale – Sezione 5-5

### 16.1 Descrizione

Il canale è costituito da un solaio in c.a. (60cm; cls C35/45) con una trave (parete) spessa 60 cm nella parte inferiore e 35cm nella parte superiore. L'appoggio per il solaio è realizzato con micropali in acciaio S355 ( $\varnothing 193,7 \times 12,5$  mm ogni secondo palo  $\varnothing 300$ ;  $i = 250$  mm, Lg.: 13,0m) che si intersecano e lavorano come pilastro incastrato nel terreno per la fase provvisoria e con pilastri in c.a. per la fase finale.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 16.2 Modello di calcolo (fase provvisoria)

#### 16.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale per la fase provvisoria.

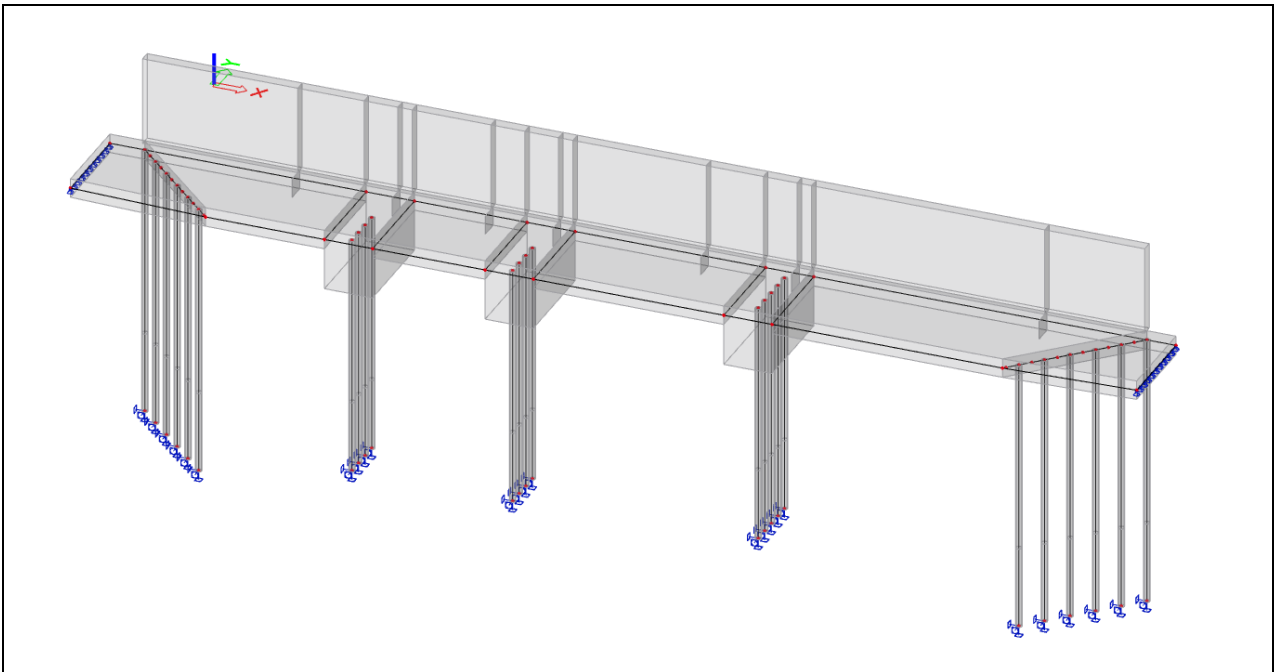


Figura 71: Modello di calcolo agli elementi finiti

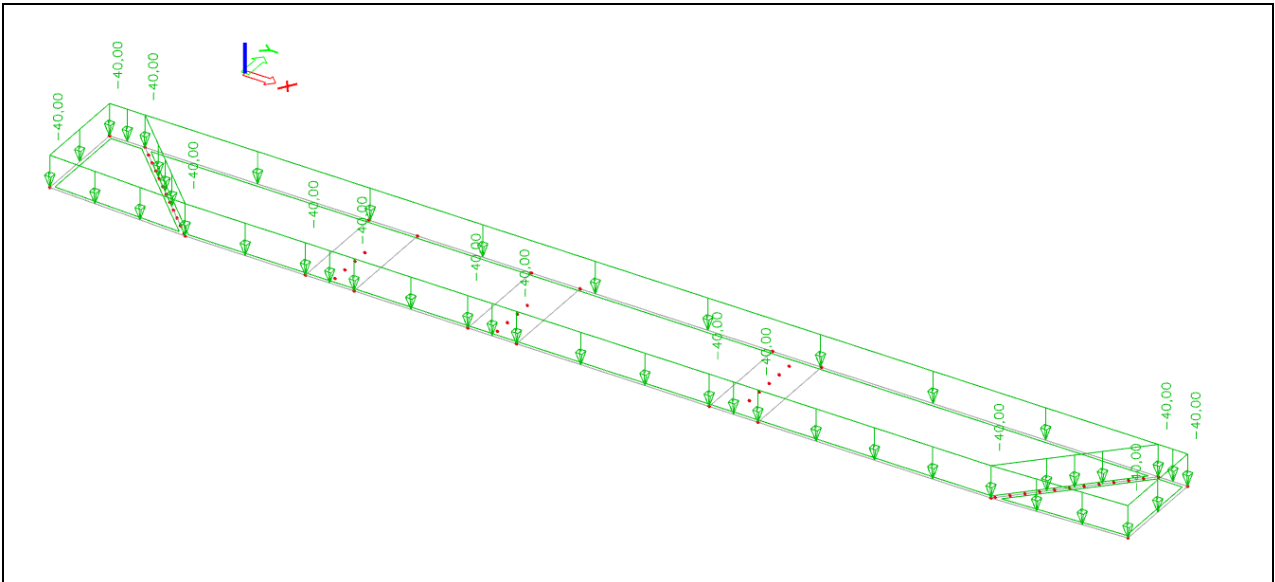


Figura 72: carico  $g_2$

$$g_2 = 2,7 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 - 16 \text{ kN/m}^2 = 32,6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 40 \text{ kN/m}^2$$

$$(\text{tubo acque bianche: } A = 2 \text{ m}^2 \rightarrow \Delta g_2 = 2 \text{ m}^2 \cdot (18 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3) = 16 \text{ kN/m}^2)$$

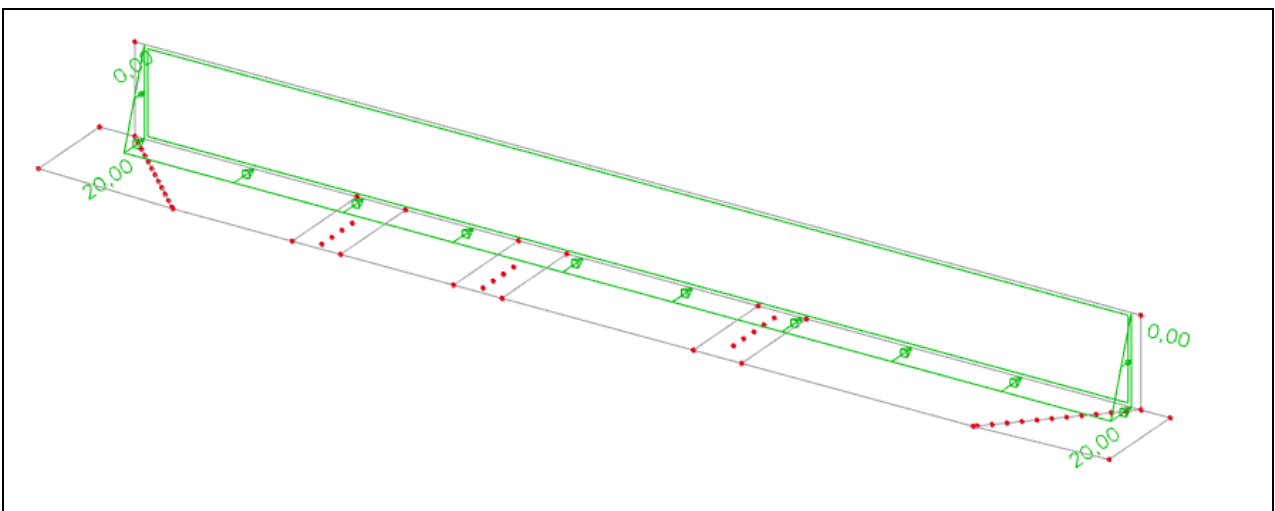


Figura 73: carico  $g_3$  (spinta del terreno)

$$g_3 = 2,7 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,4 = 19,45 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 20 \text{ kN/m}^2$$

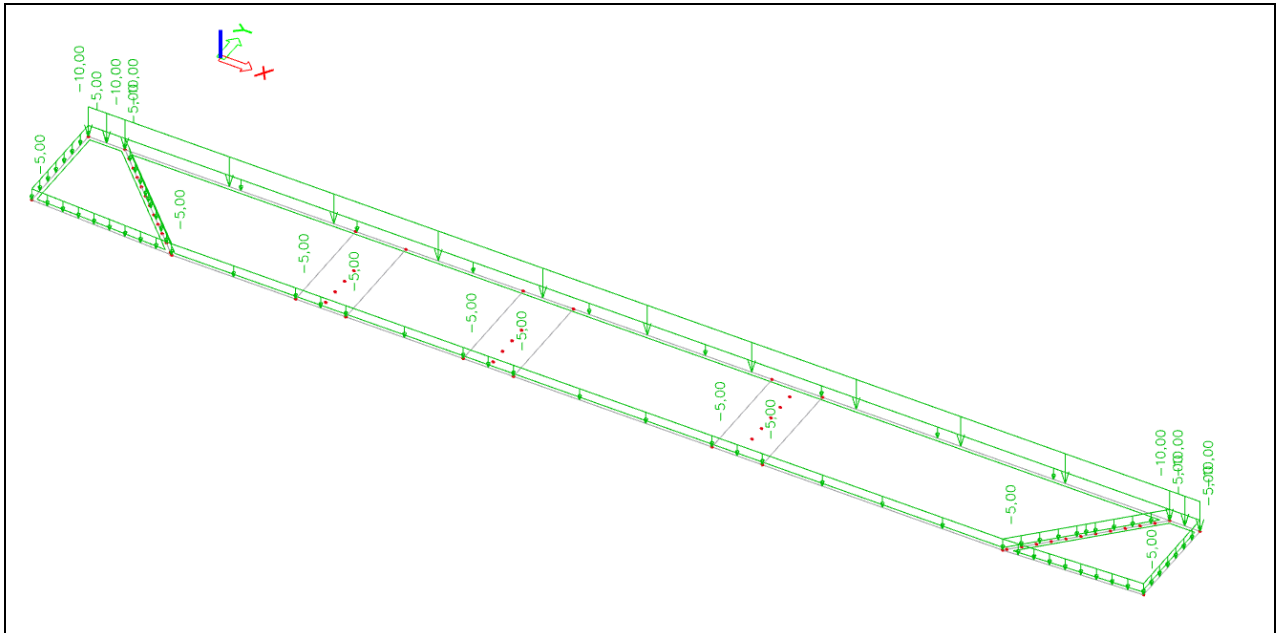


Figura 74: carico q

$q = 5 \text{ KN/m}^2 + \text{tubo Telecom (10 kN/m)}$

16.2.1.1 Verifiche SLU

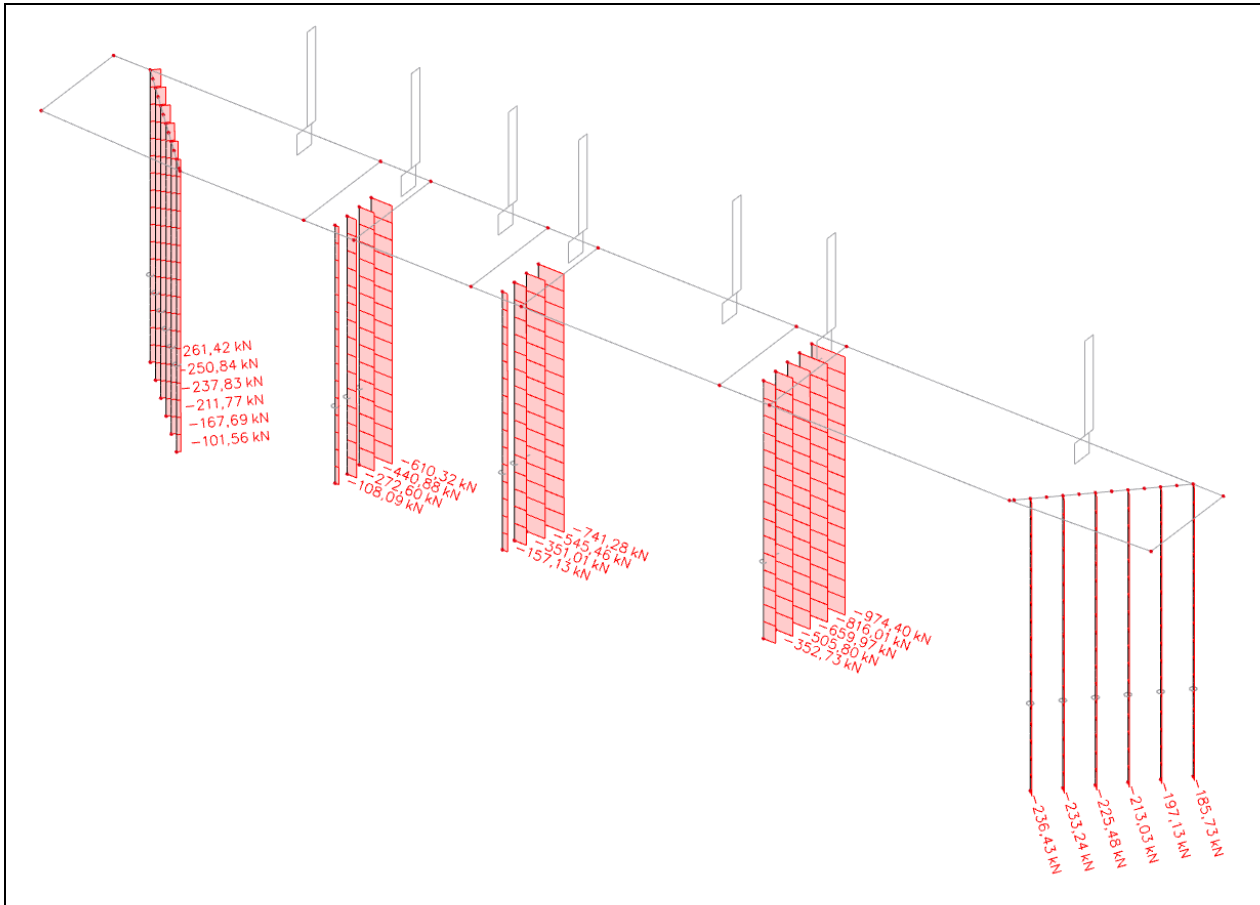


Figura 75: Involuppo degli sforzi normali nei pilastri

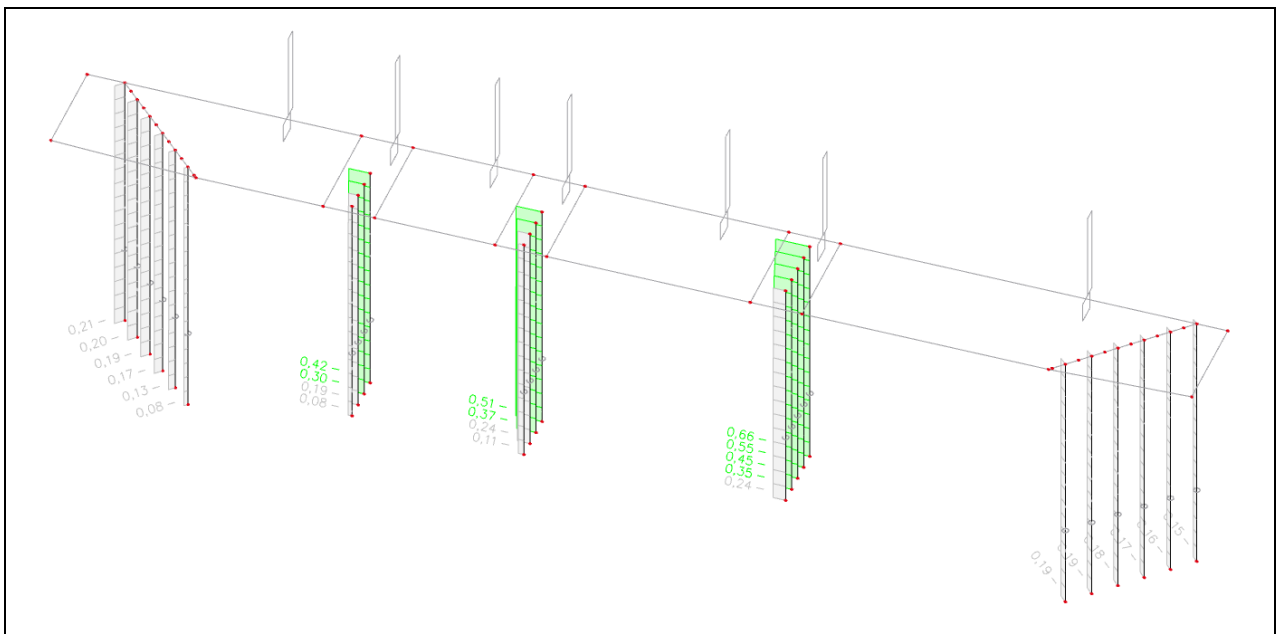


Figura 76: Grado di sfruttamento agli SLU

## EC-EN 1993 Stahlnachweis GZT

Lineare Analyse  
Kombination: GZT/STR  
Koordinatensystem: Hauptsystem  
Extremwerte 1D: Global  
Auswahl: Alle

### Normnachweis EN 1993-1-1

Nationaler Anhang: Italienischer NA UNI-EN

<b>Bauteil B139</b>	<b>0,000 / 7,500 m</b>	<b>RO193.7X12.5</b>	<b>S 355</b>	<b>GZT/STR</b>	<b>0,66 -</b>
---------------------	------------------------	---------------------	--------------	----------------	---------------

Kombinationsvorschrift	
GZT/STR /	1.30*q1 + 1.30*q2 + 1.30*q3 + 1.50*q1

Teilsicherheitsbeiwerte	
$\gamma_{M0}$ für die Beanspruchbarkeit der Querschnitte	1,05
$\gamma_{M1}$ für die Beanspruchbarkeit bei Stabilitätsversagen	1,05
$\gamma_{M2}$ für die Beanspruchbarkeit der wirksamen Querschnitte	1,25

Material			
Streckgrenze	$f_y$	355,0	N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	$f_u$	490,0	N/mm <sup>2</sup>
Herstellung		Gewalzt	

....:QUERSCHNITTSNACHWEIS:....

Der kritische Nachweis ist an Position 0,000 m

Schnittgrößen		Ermittelt	[Dim]
Längskraft	$N_{Ed}$	-974,40	kN
Querkraft	$V_{y,Ed}$	-0,10	kN
Querkraft	$V_{z,Ed}$	0,01	kN
Torsion	$T_{Ed}$	0,15	kNm
Biegemoment	$M_{y,Ed}$	-0,05	kNm
Biegemoment	$M_{z,Ed}$	0,75	kNm

### Klassifizierung für den Querschnittsnachweis

Klassifizierung gemäß EN 1993-1-1 Artikel 5.5.2

Klassifizierung von Rohrprofilen gemäß EN 1993-1-1 Tabelle 5.2 Blatt 3

d [mm]	t [mm]	d/t [-]	Klasse 1 Grenze [-]	Klasse 2 Grenze [-]	Klasse 3 Grenze [-]	Klasse
194	13	15,5	33,1	46,3	59,6	1

Der Querschnitt ist als Klasse 1 klassifiziert

### Nachweis bei Druckbeanspruchung

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.4 und Formel (6.9)

Querschnittsfläche	A	7,1200e-03	m <sup>2</sup>
Druckwiderstand	$N_{c,Rd}$	2407,24	kN
Einheitsnachweis		0,40	-

### Nachweis bei Biegebeanspruchung $M_y$

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.5 und Formel (6.12),(6.13)

Plastischer Querschnittsmodul	$W_{pl,y}$	4,1042e-04	m <sup>3</sup>
Plastisches Biegemoment	$M_{pl,y,Rd}$	138,76	kNm
Einheitsnachweis		0,00	-

### Nachweis bei Biegebeanspruchung $M_z$

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.5 und Formel (6.12),(6.13)

Plastischer Querschnittsmodul	$W_{pl,z}$	4,1042e-04	m <sup>3</sup>
Plastisches Biegemoment	$M_{pl,z,Rd}$	138,76	kNm
Einheitsnachweis		0,01	-

### Nachweis bei Querkraftbeanspruchung $V_y$

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.6 und Formel (6.17)

Korrekturbeiwert für Schub	$\eta$	1,20	
Schubfläche	$A_v$	4,5327e-03	m <sup>2</sup>
Plastischer Querkraftwiderstand gegen $V_y$	$V_{pl,y,Rd}$	884,79	kN
Einheitsnachweis		0,00	-

### Nachweis bei Querkraftbeanspruchung $V_z$

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.6 und Formel (6.17)

Korrekturbeiwert für Schub	$\eta$	1,20	
Schubfläche	$A_v$	4,5327e-03	m <sup>2</sup>
Plastischer Querkraftwiderstand gegen $V_z$	$V_{pl,z,Rd}$	884,79	kN
Einheitsnachweis		0,00	-

### Nachweis bei Torsionsbeanspruchung

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.7 und Formel (6.23)

Fasernummer	Faser	1	
Gesamt-torsionsmoment	$T_{Ed}$	0,2	N/mm <sup>2</sup>
Elastischer Schubwiderstand	$T_{Rd}$	195,2	N/mm <sup>2</sup>
Einheitsnachweis		0,00	-

**Bemerkung:** Der Nachweiswert für Torsion ist kleiner als der Grenzwert 0,05. Deswegen wird die Torsion als nicht relevant betrachtet und wird in den kombinierten Nachweisen ignoriert.

### Nachweis der kombinierten Biege-, Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung

Gemäß EN 1993-1-1 §6.2.9.1 und Formel (6.31)

Resultierendes Biegemoment	$M_{resultant}$	0,75	kNm
Resultierende Querkraft	$V_{resultant}$	0,10	kN
Plastisches Momentenwiderstand reduziert durch $N_{Ed}$	$M_{N,Rd}$	108,94	kNm
Einheitsnachweis		0,01	-

**Bemerkung:** Für den Rohrquerschnitt wurde die resultierende Schnittkraft verwendet.

**Bemerkung:** Der Einfluss der Querkräfte auf den Biege-widerstand wird vernachlässigt, weil diese kleiner als der halbe plastische Schubwiderstand sind.

Der Querschnittsnachweis für das Teil wurde erbracht.

### .....STABILITÄTSNACHWEIS:.....

#### Klassifizierung für den Biegeknicknachweis

Maßgebender Schnitt für die Stabilitätsklassifizierung: 0,000 m

Klassifizierung gemäß EN 1993-1-1 Artikel 5.5.2

Klassifizierung von Rohrprofilen gemäß EN 1993-1-1 Tabelle 5.2 Blatt 3

d [mm]	t [mm]	d/t [-]	Klasse 1 Grenze [-]	Klasse 2 Grenze [-]	Klasse 3 Grenze [-]	Klasse
194	13	15,5	33,1	46,3	59,6	1

Der Querschnitt ist als Klasse 1 klassifiziert

#### Biegeknicknachweis

Gemäß EN 1993-1-1 §6.3.1.1 und Formel (6.46)

Knickparameter		yy	zz	
Verschieblichkeitstyp		unverschieblich	unverschieblich	
Systemlänge	L	7,500	7,500	m
Knickbeiwert	k	0,70	0,70	
Knicklänge	$l_{cr}$	5,250	5,250	m
Ideale Verzweigungslast	$N_{cr}$	2206,28	2206,28	kN
Schlankheit	$\lambda$	81,78	81,78	

Knickparameter		yy	zz	
Relative Schlankheit	$\lambda_{rel}$	1,07	1,07	
Grenzschlankheit	$\lambda_{rel,0}$	0,20	0,20	
Knickfigur		a	a	
Imperfektion	A	0,21	0,21	
Reduktionsbeiwert	$\chi$	0,62	0,62	
Knickwiderstand	$N_{b,Rd}$	1483,96	1483,96	kN

Kontrolle des Biegeknickens			
Querschnittsfläche	A	7,1200e-03	m <sup>2</sup>
Knickwiderstand	$N_{b,Rd}$	1483,96	kN
Einheitsnachweis		0,66	-

### Biegedrillknicknachweis

Gemäß EN 1993-1-1 §6.3.1.1 und Formel (6.46)

**Bemerkung:** Der Querschnitt bezieht sich auf ein kreisförmiges Hohlprofil, das auf Biegedrillknickeinflüsse nicht empfindlich ist.

### Biegedrillknicknachweis

Gemäß EN 1993-1-1 §6.3.2.1

**Bemerkung:** Der Querschnitt bezieht sich auf ein kreisförmiges Hohlprofil, das auf Biegedrillknickeinflüsse nicht empfindlich ist.

### Nachweis der Biege- und Drucknormalkraftspannungen

Gemäß EN 1993-1-1 §§6.3.3 und Formel (6.61),(6.62)

Parameter für den Nachweis der Biege- und Drucknormalkraftspannungen			
Interaktionsverfahren		Alternatives Verfahren 1	
Querschnittsfläche	A	7,1200e-03	m <sup>2</sup>
Plastischer Querschnittsmodul	$W_{pl,y}$	4,1042e-04	m <sup>3</sup>
Plastischer Querschnittsmodul	$W_{pl,z}$	4,1042e-04	m <sup>3</sup>
Bemessungsdruckkraft	$N_{Ed}$	974,40	kN
Bemessungsbiegemoment (maximal)	$M_{y,Ed}$	-0,05	kNm
Bemessungsbiegemoment (maximal)	$M_{z,Ed}$	0,75	kNm
Charakteristischer Widerstand bei Druckbeanspruchung	$N_{Rk}$	2527,60	kN
Charakteristischer Momentwiderstand	$M_{y,Rk}$	145,70	kNm
Charakteristischer Momentwiderstand	$M_{z,Rk}$	145,70	kNm
Reduktionsbeiwert	$\chi_y$	0,62	
Reduktionsbeiwert	$\chi_z$	0,62	
Reduktionsbeiwert	$\chi_{LT}$	1,00	
Interaktionsbeiwert	$k_{yy}$	0,94	
Interaktionsbeiwert	$k_{yz}$	0,60	
Interaktionsbeiwert	$k_{zy}$	0,60	
Interaktionsbeiwert	$k_{zz}$	0,94	

Maximales Moment  $M_{y,Ed}$  ist von Träger B139 Position 0,000 m abgeleitet.

Maximales Moment  $M_{z,Ed}$  ist von Träger B139 Position 0,000 m abgeleitet.

Parameter für Interaktionsverfahren 1			
Ideale Verzweigungslast	$N_{cr,y}$	2206,28	kN
Ideale Verzweigungslast	$N_{cr,z}$	2206,28	kN
Elastische kritische Last	$N_{cr,T}$	575076,92	kN
Plastischer Querschnittsmodul	$W_{pl,y}$	4,1042e-04	m <sup>3</sup>
Elastischer Querschnittsmodul	$W_{el,y}$	3,0300e-04	m <sup>3</sup>
Plastischer Querschnittsmodul	$W_{pl,z}$	4,1042e-04	m <sup>3</sup>
Elastischer Querschnittsmodul	$W_{el,z}$	3,0300e-04	m <sup>3</sup>
Flächenträgheitsmoment	$I_y$	2,9340e-05	m <sup>4</sup>
Flächenträgheitsmoment	$I_z$	2,9340e-05	m <sup>4</sup>
Torsionskonstante	$I_t$	5,8680e-05	m <sup>4</sup>
Verfahren für äquivalenten Momentbeiwert $C_{my,0}$		Tabelle A.2 Linie 1 (linear)	
Verhältnis der Endmomente	$\psi_y$	0,00	
Äquivalenter Momentbeiwert	$C_{my,0}$	0,74	
Verfahren für äquivalenten Momentbeiwert $C_{mz,0}$		Tabelle A.2 Linie 1 (linear)	
Verhältnis der Endmomente	$\psi_z$	0,00	



Parameter für Interaktionsverfahren 1			
Äquivalenter Momentbeiwert	$C_{mz,0}$	0,74	
Beiwert	$\mu_y$	0,77	
Beiwert	$\mu_z$	0,77	
Beiwert	$\epsilon_y$	0,00	
Beiwert	$a_{LT}$	0,00	
Kritisches Moment für konstantes Biegen	$M_{cr,0}$	2263,58	kNm
Relative Schlankheit	$\lambda_{rel,0}$	0,25	
Relative Schlankheitsgrenze	$\lambda_{rel,0,lim}$	0,23	
Äquivalenter Momentbeiwert	$C_{my}$	0,74	
Äquivalenter Momentbeiwert	$C_{mz}$	0,74	
Äquivalenter Momentbeiwert	$C_{mLT}$	1,00	
Beiwert	$b_{LT}$	0,00	
Beiwert	$c_{LT}$	0,00	
Beiwert	$d_{LT}$	0,00	
Beiwert	$e_{LT}$	0,00	
Beiwert	$w_y$	1,35	
Beiwert	$w_z$	1,35	
Beiwert	$\eta_{pl}$	0,40	
Maximale relative Schlankheit	$\lambda_{rel,max}$	1,07	
Beiwert	$C_{yy}$	1,08	
Beiwert	$C_{yz}$	1,01	
Beiwert	$C_{zy}$	1,01	
Beiwert	$C_{zz}$	1,08	

Einheitsnachweis (6.61) =  $0,66 + 0,00 + 0,00 = 0,66$  -

Einheitsnachweis (6.62) =  $0,66 + 0,00 + 0,01 = 0,66$  -

Der Stabilitätsnachweis wurde für dieses Teil erbracht

7x ø300 mm:

Capacità portante a compressione

**Coefficienti di riferimento**

Tipologia pali: Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr  
 Numero prove secondo Tab. 6.4.IV: ≥ 10  
 Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ4

Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche

	A1 C1 (STR)	A2 C1 (GEO)
Base	γ <sub>b</sub> 1,00	1,35
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub> 1,00	1,15
Totale*	γ <sub>t</sub> 1,00	1,30
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub> 1,00	1,25

Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III

ξ <sub>1</sub>	---
ξ <sub>2</sub>	---

Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV

ξ <sub>3</sub>	1,40
ξ <sub>4</sub>	1,21

Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V

ξ <sub>5</sub>	---
ξ <sub>6</sub>	---

Coefficiente di correlazione  
 Valore definito dall'utente

ξ <sub>su/b</sub>	---
-------------------	-----

**Geometria palo**

Diametro palo: U 3,60 m  
 Lunghezza palo: L = 5,40 m  
 A 0,23 m<sup>2</sup>

**Stratigrafia terreno**

	Profondità [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]	c' <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	c <sub>uk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>k</sub> * [kN/m <sup>2</sup> ]
1° strato	5,40	---	---	---	---	170,00
2° strato	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---

\*) Valore definito dall'utente

Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer

Tipologia terreno	α <sub>s</sub>	α <sub>s</sub> *
1° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	1,25
2° strato	---	---
3° strato	---	---
4° strato	---	---

\*) Valore definito dall'utente

**Carichi agenti**

E<sub>d</sub> = 1900,00 kN 1900,00 kN

**Carico limite palo**

Carico limite per resistenza laterale

	tan (φ)	k	l <sub>calc</sub> [m]	RI [m <sup>2</sup> ]	q <sub>k</sub> (STR) [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>k</sub> (GEO) [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>Sk</sub> (STR) [kN]	Q <sub>Sk</sub> (GEO) [kN]
1° strato	---	---	5,40	19,44	212,50	212,50	4131,00	4131,00
2° strato	---	---	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---	4131,00	4131,00

Carico limite di punta

Profondità [m]	q <sub>bk</sub> * [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>b</sub> [kN]	Q <sub>bk</sub> [kN]	Q <sub>bk</sub> [kN]
5,40	2000,00	460,00	460,00	460,00

\*) Valore definito dall'utente

Resistenza di progetto laterale

R <sub>d</sub> =	3414,05	2968,74
R <sub>d</sub> =	380,17	281,60

Resistenza di progetto alla base

R <sub>d, tot</sub> =	3794,21 kN	3250,34 kN
-----------------------	------------	------------

Resistenza di progetto

R <sub>d, tot</sub> =	3794,21 kN	3250,34 kN
-----------------------	------------	------------

Grado d'utilizzo η = E<sub>d</sub> / R<sub>d</sub> 50% 58%

Verifica a carico limite R<sub>d</sub> ≥ E<sub>d</sub> Verifica OK Verifica OK

9x ø300 mm:

Capacità portante a compressione

**Coefficienti di riferimento**

Tipologia pali: Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr  
 Numero prove secondo Tab. 6.4.IV: ≥ 10  
 Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ4

Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche

	A1 C1 (STR)	A2 C1 (GEO)
Base	γ <sub>b</sub> 1,00	1,35
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub> 1,00	1,15
Totale*	γ <sub>t</sub> 1,00	1,30
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub> 1,00	1,25

Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III

ξ <sub>1</sub>	---
ξ <sub>2</sub>	---

Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV

ξ <sub>3</sub>	1,40
ξ <sub>4</sub>	1,21

Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V

ξ <sub>5</sub>	---
ξ <sub>6</sub>	---

Coefficiente di correlazione  
 Valore definito dall'utente

ξ <sub>su/b</sub>	---
-------------------	-----

**Geometria palo**

Diametro palo: U 4,60 m      A 0,30 m<sup>2</sup>  
 Lunghezza palo: L = 6,40 m

**Stratigrafia terreno**

	Profondità [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]	c' <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	c <sub>uk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>k</sub> * [kN/m <sup>2</sup> ]
1° strato	6,40	---	---	---	---	170,00
2° strato	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---

\*) Valore definito dall'utente

Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer

Tipologia terreno	α <sub>s</sub>	α <sub>s</sub> *
1° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	1,25
2° strato	---	---
3° strato	---	---
4° strato	---	---

\*) Valore definito dall'utente

**Carichi agenti**

#BEZUG!

E<sub>d</sub> = 3500,00 kN      3500,00 kN

**Carico limite palo**

Carico limite per resistenza laterale

	tan (φ)	k	l <sub>calc</sub> [m]	RI [m <sup>2</sup> ]	q <sub>k</sub> (STR) [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>k</sub> (GEO) [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>Sk</sub> (STR) [kN]	Q <sub>Sk</sub> (GEO) [kN]
1° strato	---	---	6,40	29,44	212,50	212,50	6256,00	6256,00
2° strato	---	---	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---	6256,00	6256,00

Carico limite di punta

Profondità [m]	6,40
----------------	------

q <sub>bk</sub> * [kN/m <sup>2</sup> ]	2000,00
Q <sub>b</sub> [kN]	600,00

\*) Valore definito dall'utente

Q <sub>bk</sub> [kN]	600,00
Q <sub>bk</sub> [kN]	600,00

Resistenza di progetto laterale

R <sub>d</sub> =	5170,25	4495,87
R <sub>d</sub> =	495,87	367,31

Resistenza di progetto alla base

R <sub>d,tot</sub> =	5666,12 kN	4863,18 kN
----------------------	------------	------------

Resistenza di progetto

R <sub>d,tot</sub> =	5666,12 kN	4863,18 kN
----------------------	------------	------------

Grado d'utilizzo

η = E <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	62%	72%
-------------------------------------	-----	-----

Verifica a carico limite

R <sub>d</sub> ≥ E <sub>d</sub>	Verifica OK	Verifica OK
---------------------------------	-------------	-------------

### 16.2.1.2 Verifiche SLE

#### SLE: Stati limite di esercizio – Controllo dell’inflessione

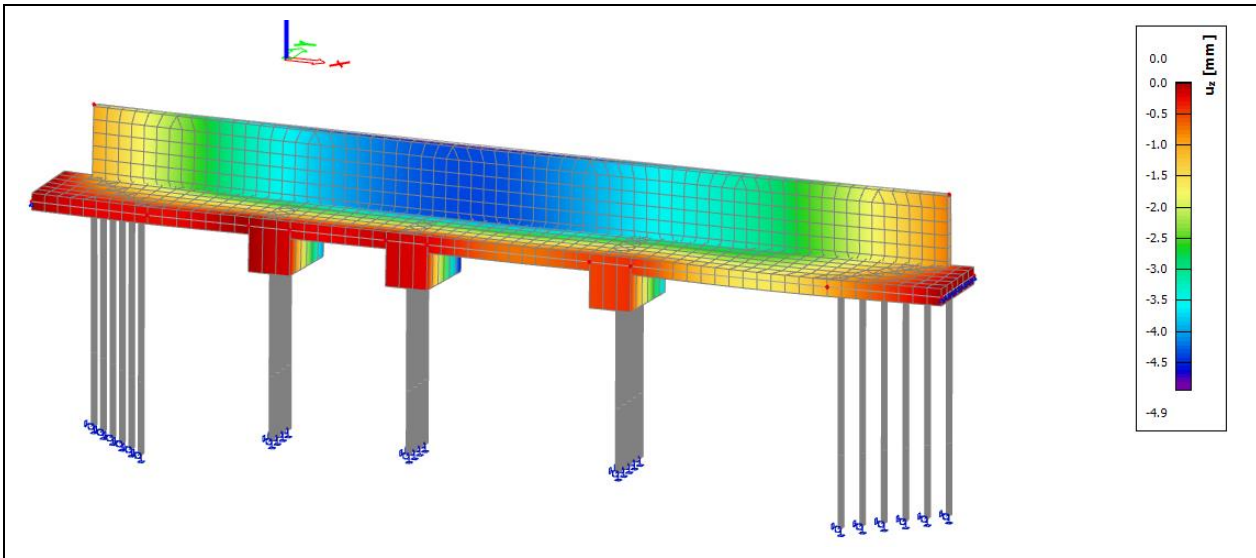


Figura 77: Deformazione solaio verticale – Combinazione quasi-permanente

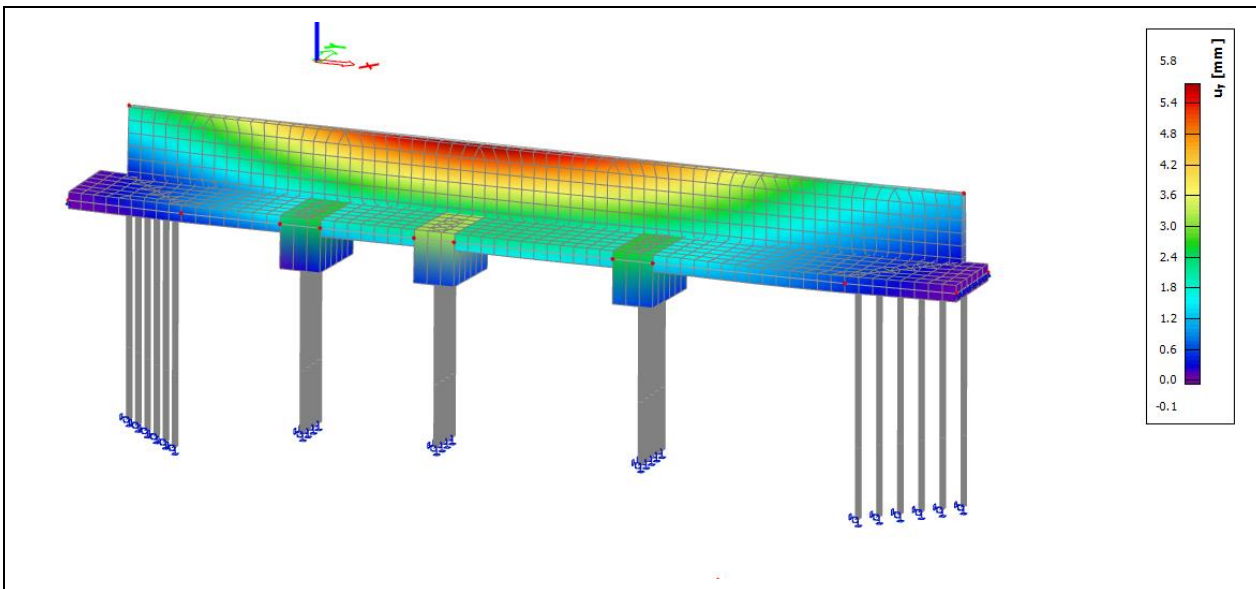


Figura 78: Deformazione solaio orizzontale – Combinazione quasi-permanente

## 16.3 Modello di calcolo (fase finale)

### 16.3.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale per la fase finale

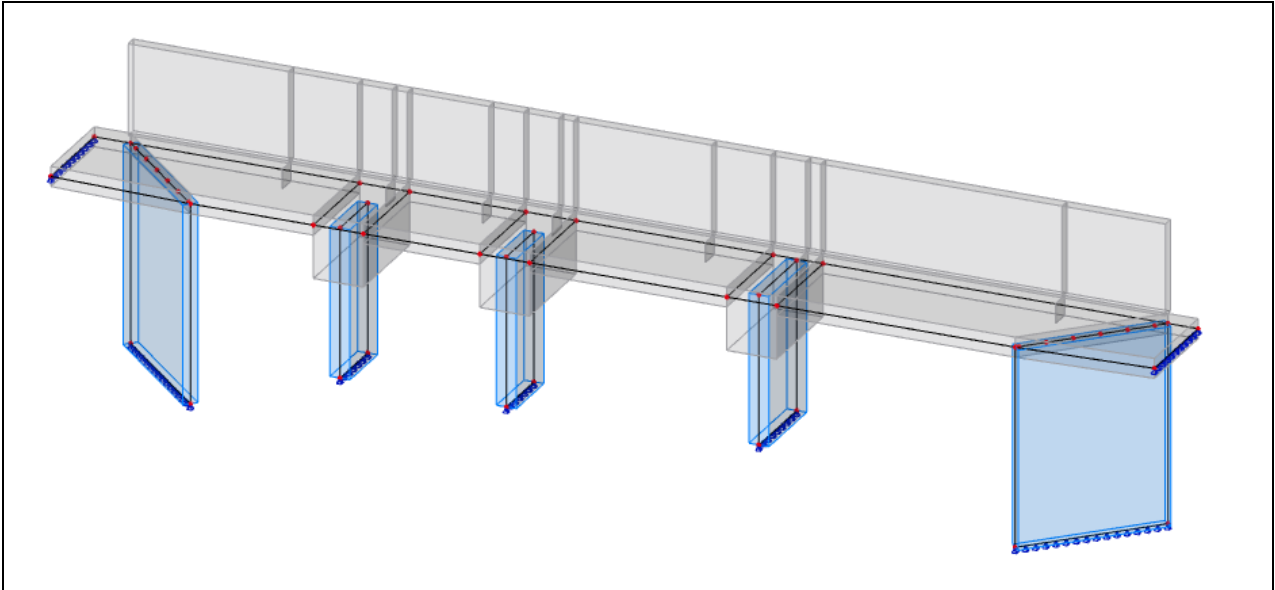


Figura 79: Modello di calcolo agli elementi finiti

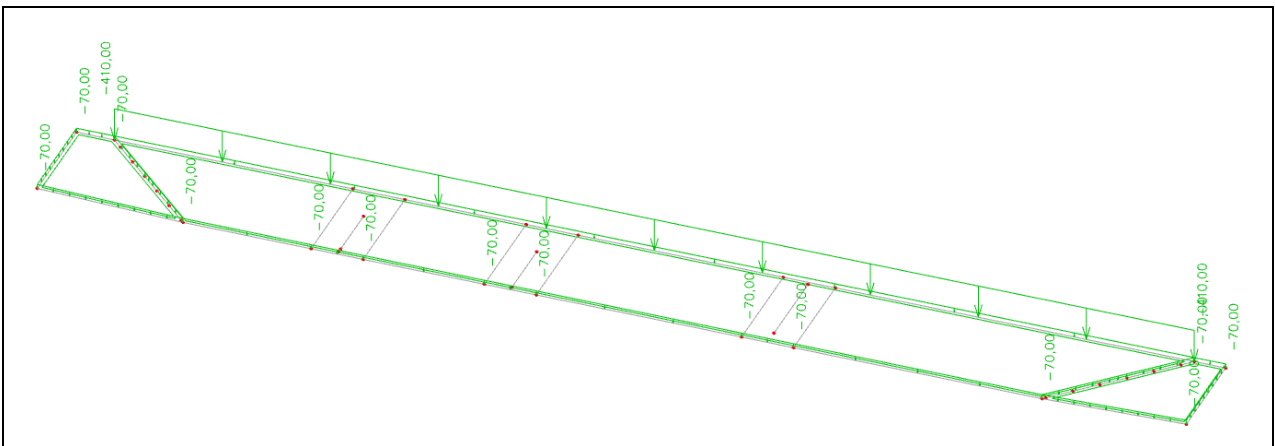


Figura 80: carico  $g_2$

$$g_2 = 4,6 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 - 16 \text{ kN/m}^2 = 66,8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 70 \text{ kN/m}^2$$

$$(\text{tubo acque bianche: } A = 2 \text{ m}^2 \rightarrow \Delta g_2 = 2 \text{ m}^2 \cdot (18 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3) = 16 \text{ kN/m}^2)$$

$$g_2 = [40 \text{ kN/m}^2 (\text{carico sulla strada}) + \text{ca. } 20 \text{ kN/m}^2 (\text{peso proprio solaio prefabbricato})] \cdot 13,5 \text{ m} / 2 =$$

$$= 405 \text{ kN/m} \rightarrow 410 \text{ kN/m}$$

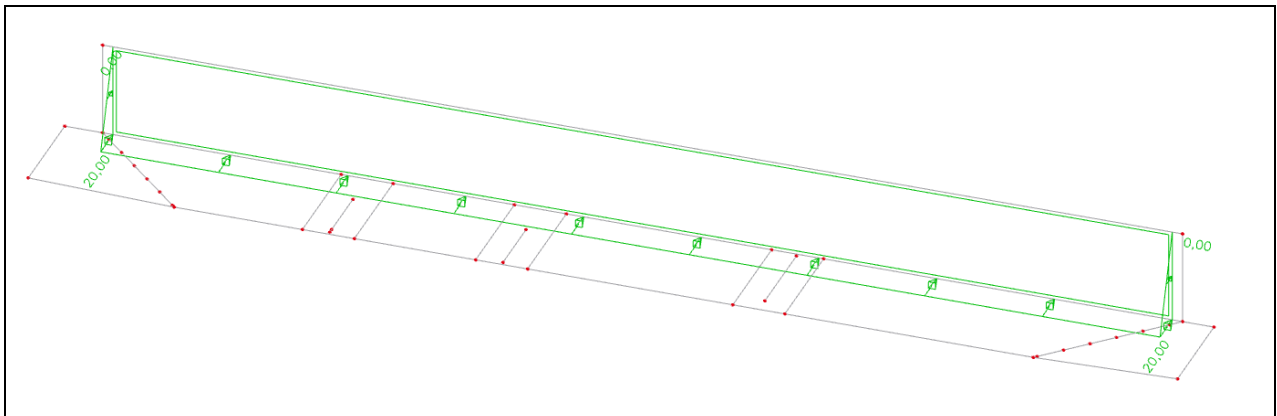


Figura 81: carico g3 (spinta del terreno)

$$g_3 = 2,7 \text{ m} * 18 \text{ kN/m}^3 * 0,4 = 19,45 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 20 \text{ kN/m}^2$$

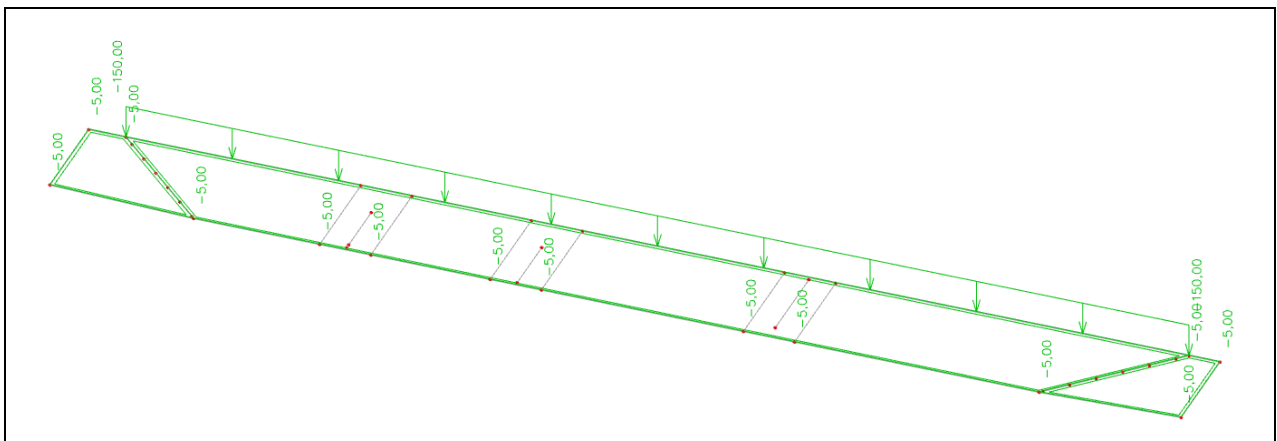


Figura 82: carico q

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q = [20 \text{ kN/m}^2 \text{ (carico sulla strada)}] * 13,5 \text{ m} / 2 = 135 \text{ kN/m} + \text{tubo Telecom (10 kN/m)} \rightarrow 150 \text{ kN/m}$$

### 16.3.1.1 Verifiche SLU

#### SLU: Stati limite ultimi – Azioni interne

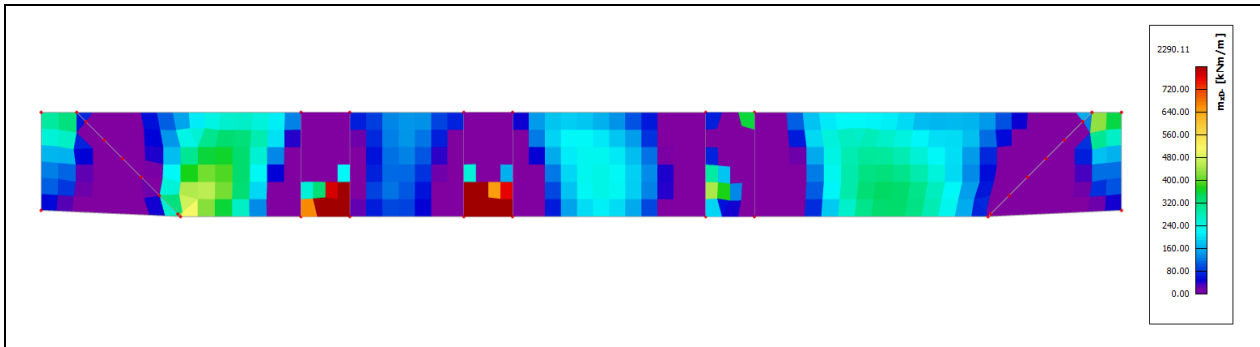


Figura 83: Inviluppo momento flettente max. inferiore in direzione x-

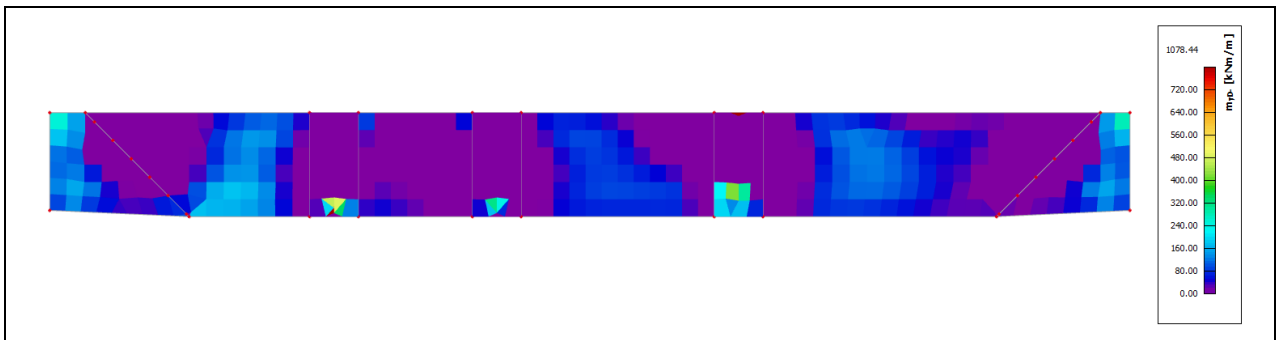


Figura 84: Inviluppo momento flettente max. inferiore in direzione y-

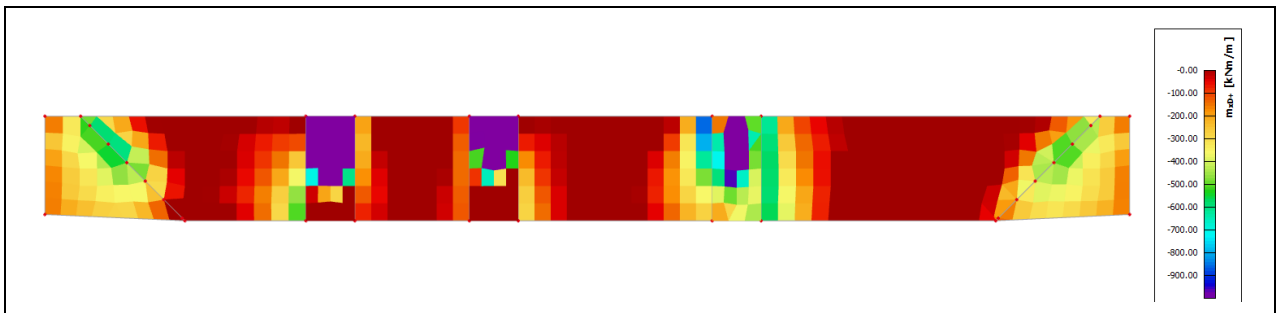


Figura 85: Inviluppo momento flettente max. superiore in direzione x+

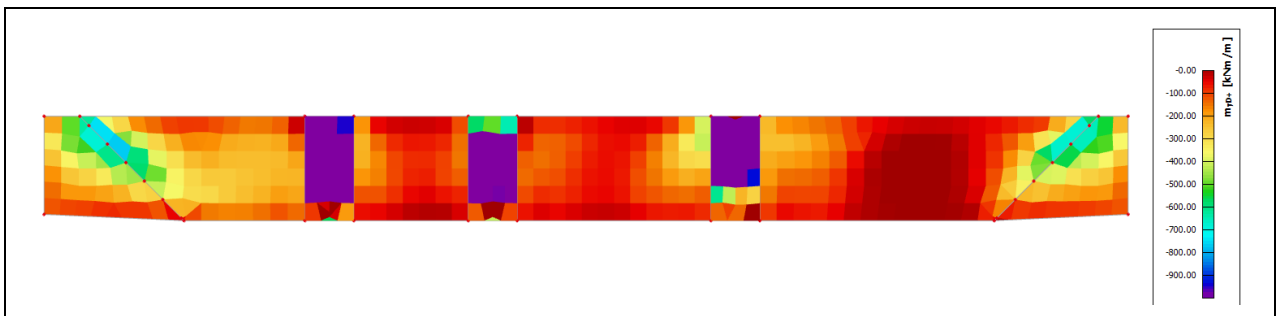


Figura 86: Inviluppo momento flettente max. superiore in direzione y+

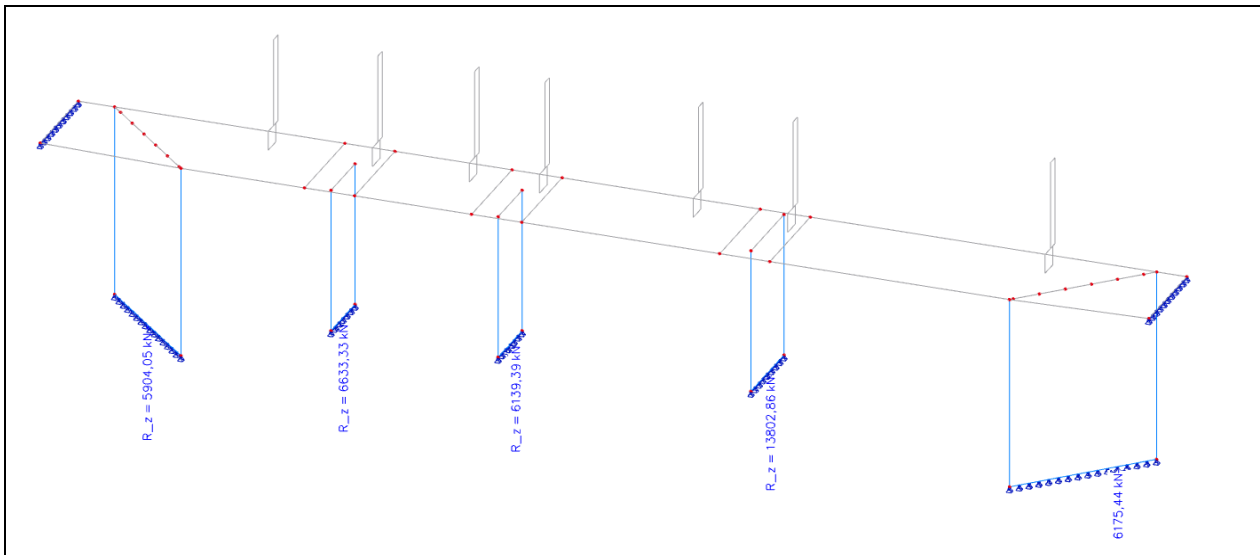


Figura 87: Involuppo degli sforzi normali sugli appoggi



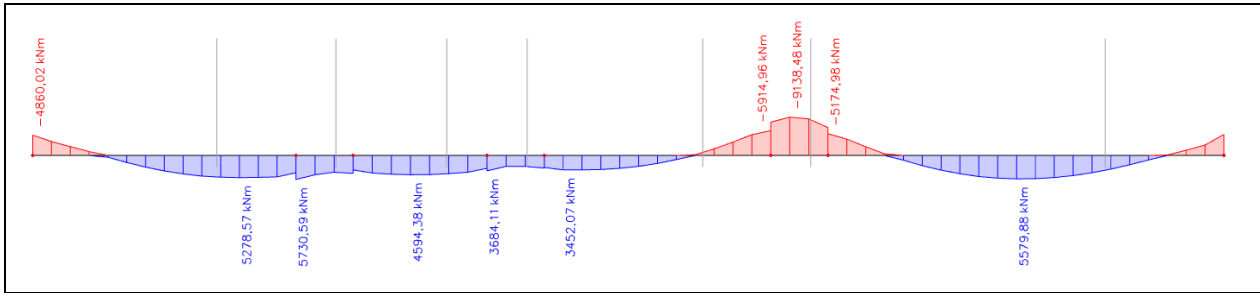


Figura 88: Involuppo momento flettente trave

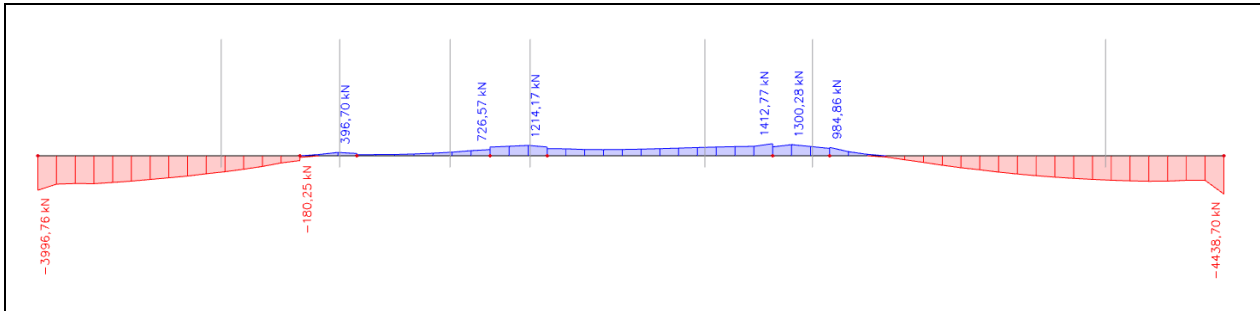


Figura 89: Involuppo degli sforzi normali trave

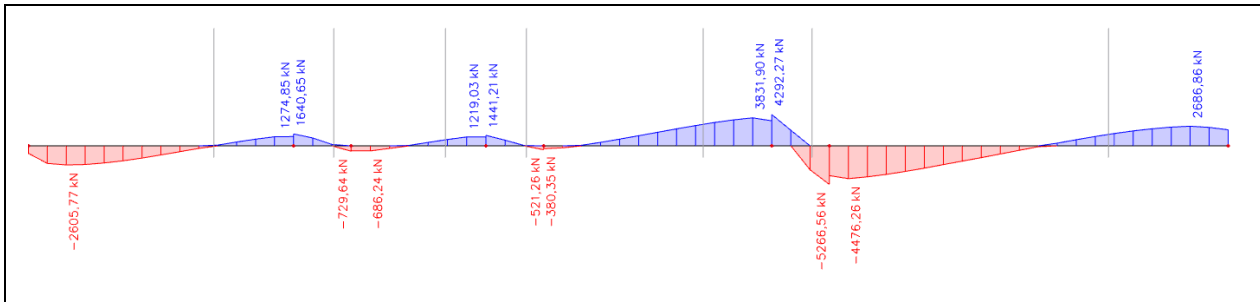


Figura 90: Involuppo degli sforzi di taglio trave

### 16.3.1.2 Verifiche SLE

#### SLE: Stati limite di esercizio – Controllo dell’inflessione

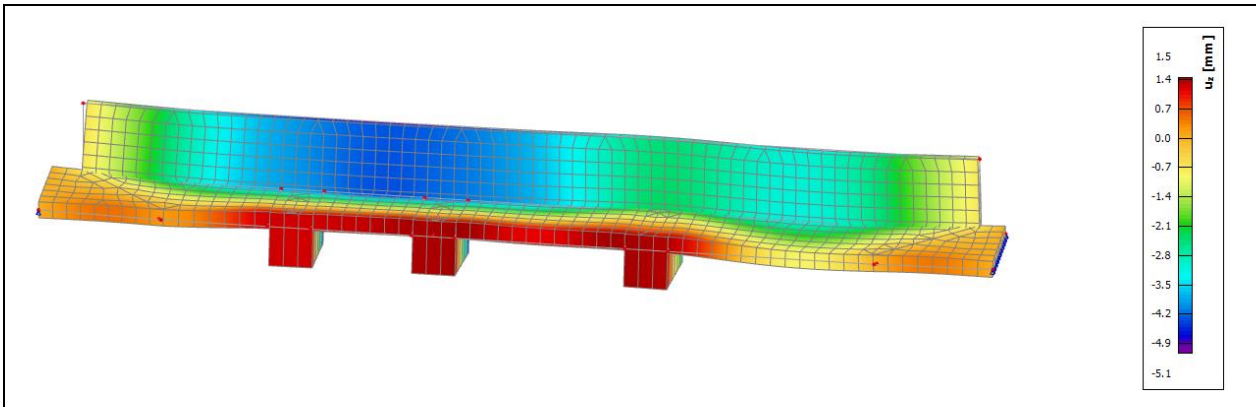


Figura 91: Deformazione solaio verticale – Combinazione quasi-permanente

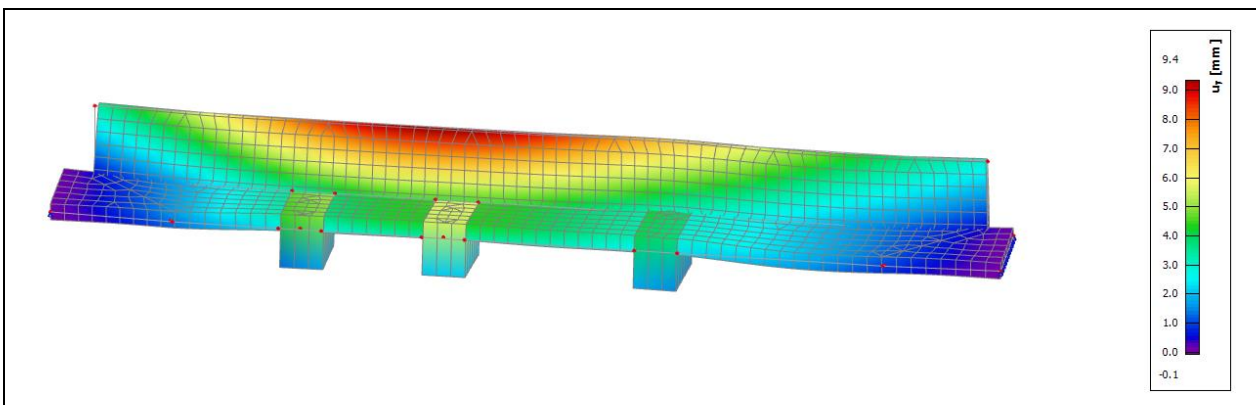


Figura 92: Deformazione solaio orizzontale – Combinazione quasi-permanente

## 17 Pali secanti – Sezione 6

### 17.1 Descrizione

Per contrastare la spinta del terreno e la spinta derivante dal sovraccarico dell'edificio è prevista la realizzazione di setti costituiti da pali secanti di diametro  $\varnothing 75\text{cm}$  con un interrasso di  $\varnothing 55\text{cm}$ . I setti hanno un'interrasso di 5,50 m. Tra i setti è prevista la realizzazione di una parete chiodata ( $d=15\text{ cm}$ ) con chiodi di lunghezza 3m e un interrasso orizzontale di 1,40 m.

La berlinese è costituita da micropali verticali e pali inclinati con diametro pari a 193,7(v) e 168,3 (i) mm. L'inclinazione degli elementi inclinati è pari a  $15^\circ$ . Lo spessore delle sezioni tubolari è 10 (v) e 6,3 (i) mm in acciaio S 355. I micropali sono collegati con una trave di ripartizione. La trave di coronamento sarà eseguita in c.a.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 17.2 Modello di calcolo

#### 17.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale della sezione più sfavorevole (Plaxis 3D)

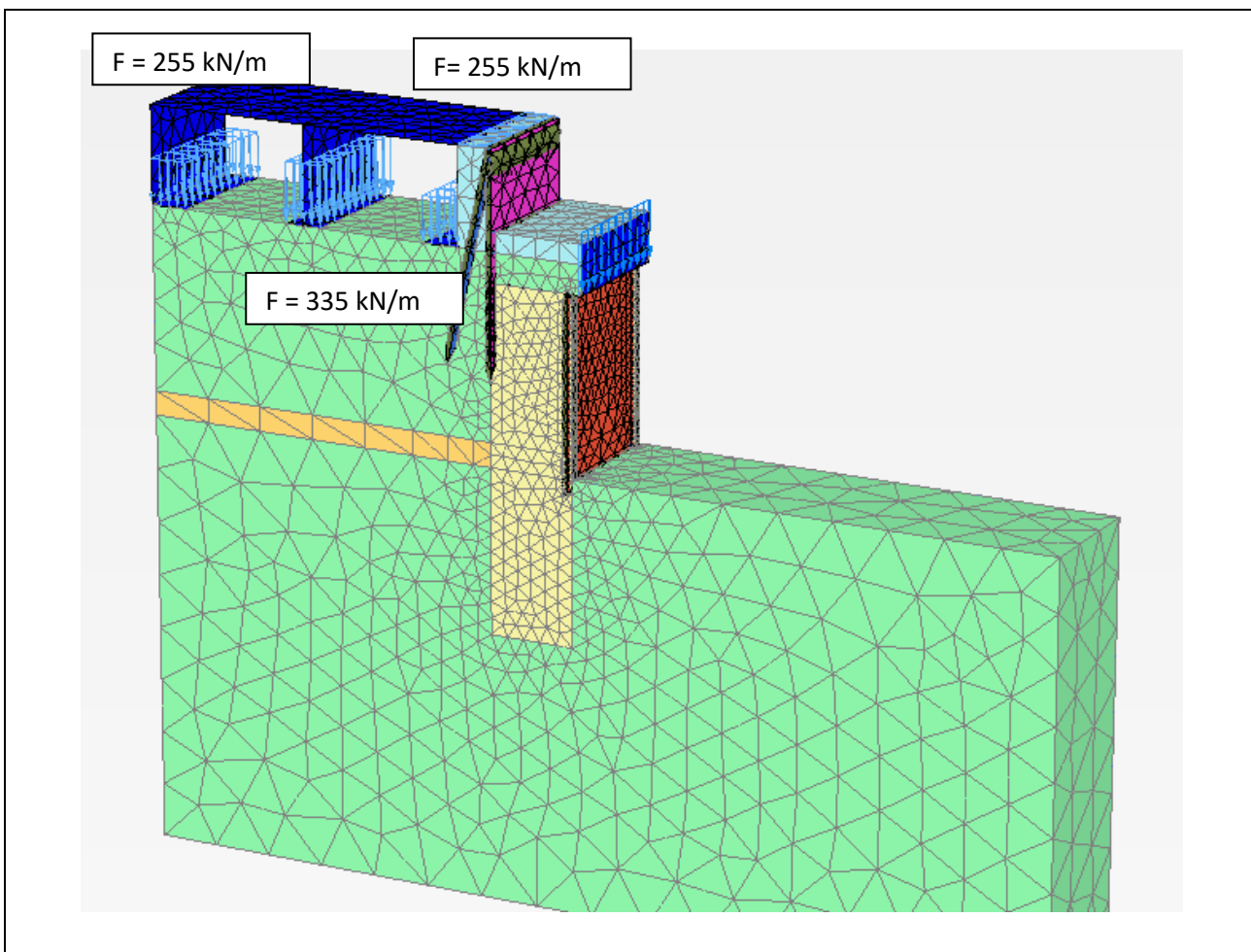


Figura 93: Geometria del modello di calcolo (Plaxis 3d)

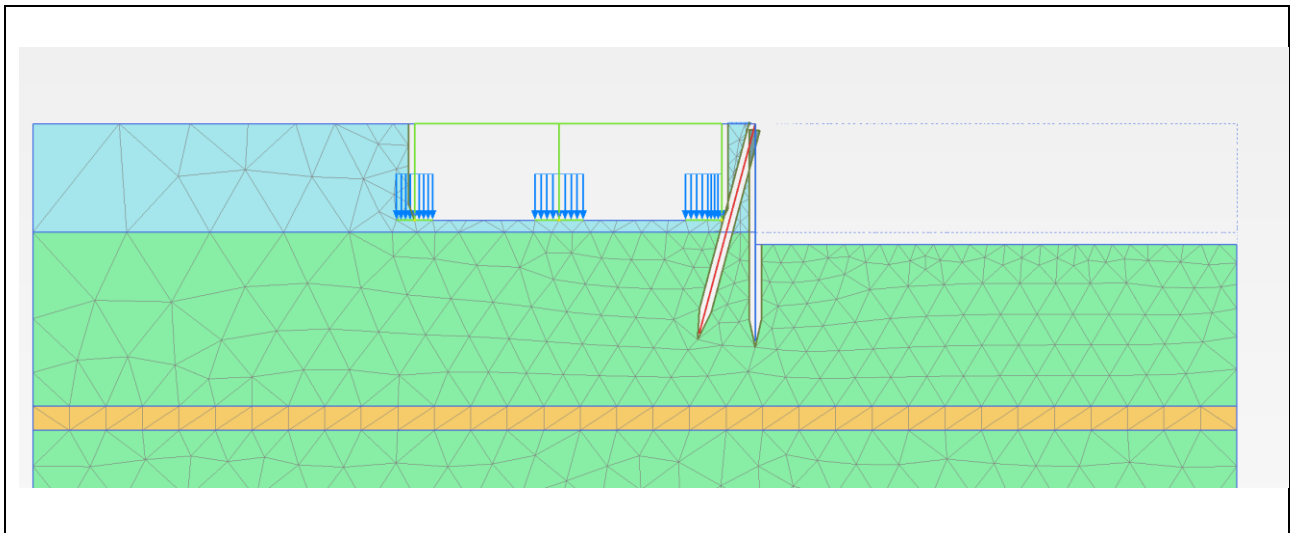


Figura 94: Geometria del modello di calcolo (Plaxis 2d) -Berlinese

Per la modellazione del terreno si utilizza l'approccio HSS. I micropali, i muri e la parete chiodata sono stati modellati con elementi "plate". I pali secanti sono stati modellati come "Soil" in calcestruzzo.

### 17.3 Verifiche

Si procede ora con le verifiche a stato limite ultimo, delle sezioni e di stabilità globale, e a stato limite di esercizio.

#### 17.3.1 Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi

Le sollecitazioni agenti sul sistema sono riportate nella tabella seguente, i valori sono caratteristici, non fattorizzati.

##### 17.3.1.1 Verifica micropali verticali

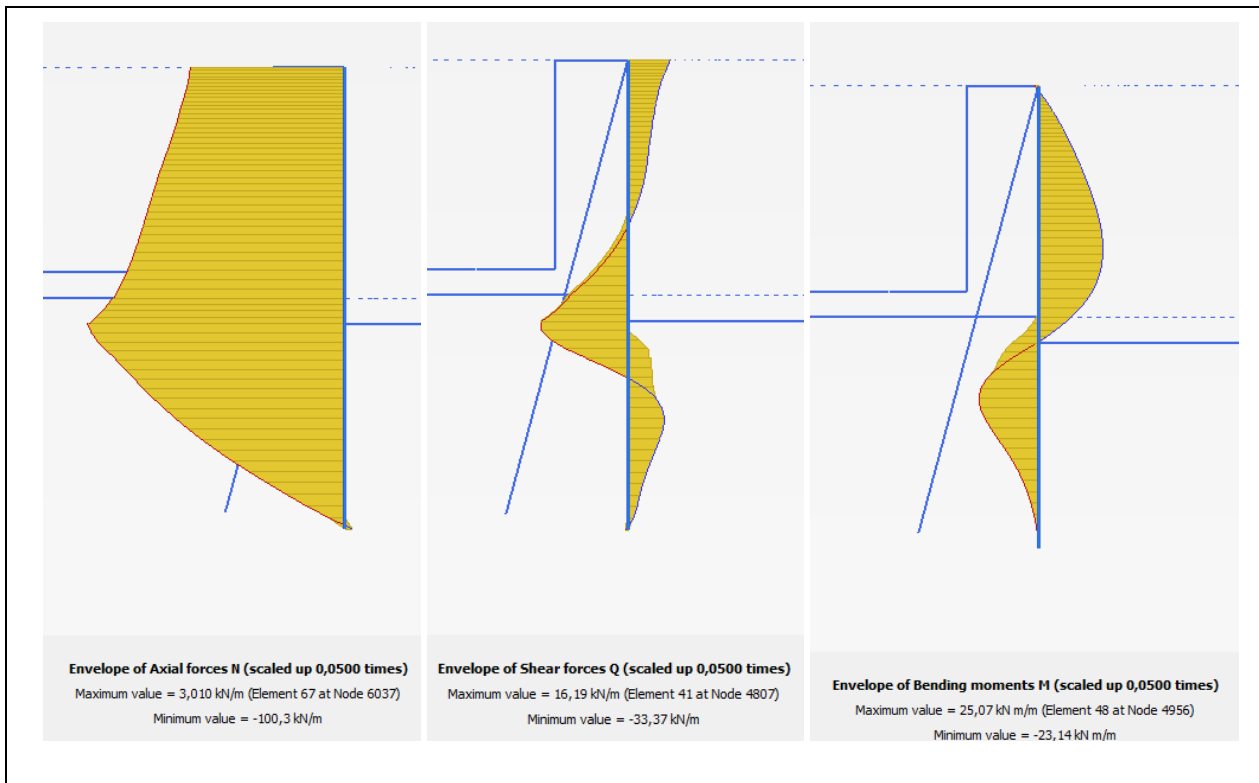


Figura 95: Involuppo degli sforzi normali, della forza al taglio e dal momento flettente max.

#### Micropalo verticale 193,7x10 S355

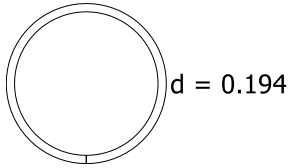
Sollecitazioni caratteristiche palo verticale				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo		
			[U/m]	[U/m]	
N	-105	0,5	1,35	-52,5	-70,9
Q	34	0,5	1,35	17,0	23,0
M	26	0,5	1,35	13,0	17,6

#### **Bending and shear check: RO193.7X10 UNI EN 1993-1-1**

##### **Input values:**

Bending moment	$M_{Ed} = 20 \text{ kNm}$
Shear force	$V_{Ed} = 25 \text{ kN}$
Steel material	S 355

**Cross section parameters:**



Cross section area  $A = 5770 \text{ mm}^2$

Shear area  $A_{vz} = 3674 \text{ mm}^2$

Cross section bending class 1

Cross section modulus y axis

$$W_{el,y} = 252000 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,y} = 337457 \text{ mm}^3$$

Cross section modulus z axis

$$W_{el,z} = 252000 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = 337457 \text{ mm}^3$$

The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 10 \text{ mm}$

Design plastic shear resistance  $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{3674 \cdot 355}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 717 \text{ kN}$

**Design moment resistance reduced due to the shear,  $V_{Ed} < 1/2 V_{pl,Rd}$**

$$V_{Ed} = 25 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 359 \text{ kN} \Rightarrow \text{Shear effect can be neglected}$$

Design bending resistance  $M_{Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{337 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 114 \text{ kNm}$

**Check**

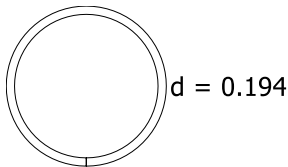
Cross section unity check  $s = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y}} = \frac{20 \text{ kNm}}{114 \text{ kNm}} = 0.175 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$

**Check of steel profile on simple compression: RO193.7X10  
UNI EN 1993-1-1**

**Loading:**

Axial force  $N_{Ed} = 70 \text{ kN}$

**Cross section parameters:**



Cross section area  $A = 5770 \text{ mm}^2$

Cross section class 1

Steel material S 355

The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 10 \text{ mm}$

**Bearing capacity calculation:**

Compression bearing capacity  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5.77 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^6}{1.05} = 1951 \text{ kN}$

**Check:**

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{70 \text{ kN}}{1951 \text{ kN}} = 0.0359 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

**Bending + compression:  $0,18+0,05 = 0,23 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$**

### 17.3.1.2 Verifica micropali inclinati

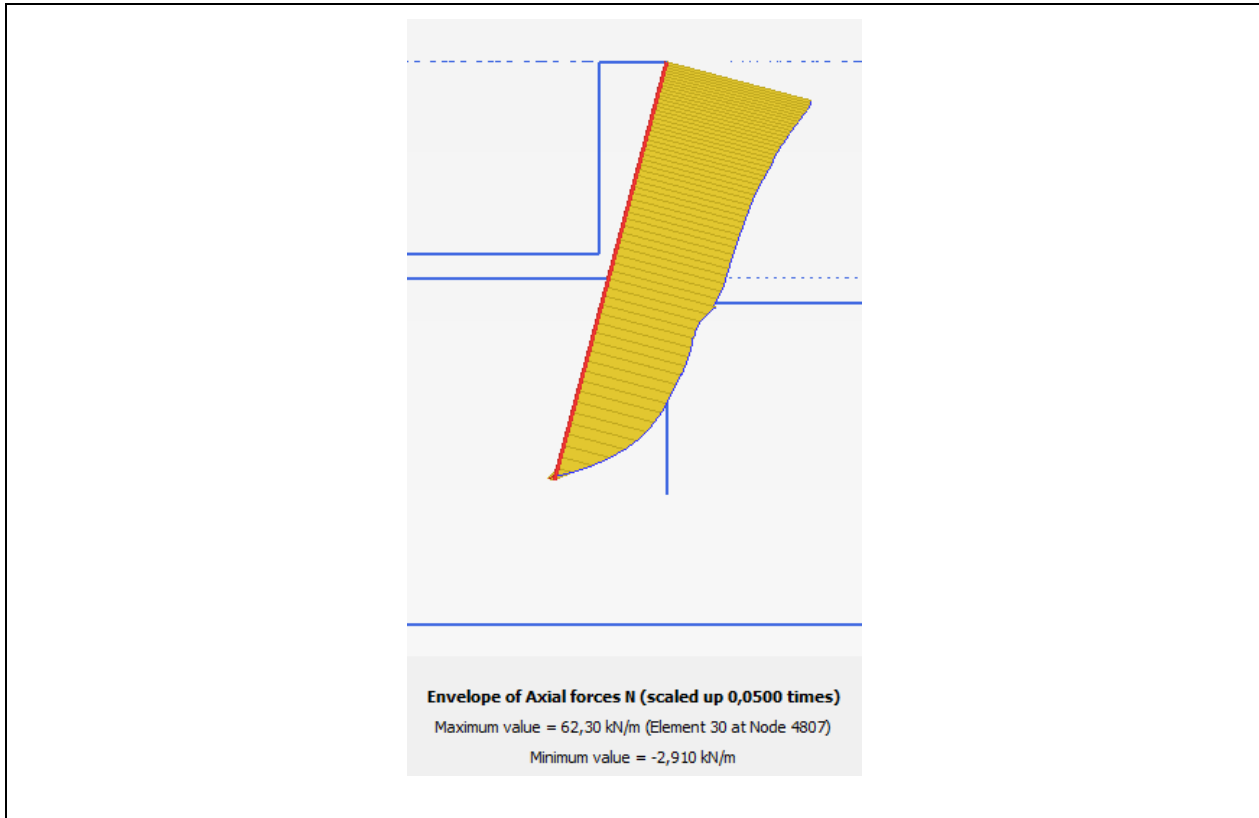


Figura 96: Involuppo degli sforzi normali max.

#### Micropalo inclinato 168,3x6,3 S355

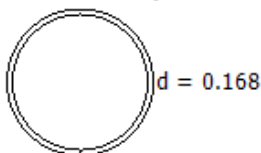
Sollecitazioni caratteristiche palo inclinato				SLE	SLU
Sollecitazione [U/m]	Interasse [m]	$\gamma_E$	Sollecitazione / palo [U/m]	Sollecitazione / palo [U/m]	
N	65		1,35	97,5	131,6

#### Check of steel profile for simple tension: R0168.3X6.3 UNI EN 1993-1-1

##### Loading:

Design axial force  $N_{Ed} = 130 \text{ kN}$

##### Cross section parameters:



Cross section area  $A = 3210 \text{ mm}^2$   
Steel material S 355  
The greatest thickness of the cross section  $t_{max} = 6.3 \text{ mm}$

##### Tension bearing capacity

Non-weakened bearing capacity

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3210 \cdot 355}{1.05} = 1085 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 1085 \text{ kN}$$

##### Check

$$s = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{130 \text{ kN}}{1085 \text{ kN}} = 0.12 < 1 \Rightarrow \text{Is SUFFICIENT}$$

### Capacità portante pali trivellati:

carico: ca. 6150 kN (spinta del terreno) + 3500 kN (appoggio per il solaio) = 9650 kN

#### Capacità portante a compressione

Coefficients di riferimento			
Tipologia pali:	Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr		
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	≥ 10		
Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ4			
Coefficients parziali per le resistenze caratteristiche			
	A1 C1	A2 C1	
	(STR)	(GEO)	
Base	γ <sub>b</sub>	1,00	1,35
Laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1,00	1,15
Totale*	γ <sub>t</sub>	1,00	1,30
Laterale in trazione	γ <sub>st</sub>	1,00	1,25
Coefficients di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III			
	ξ <sub>1</sub>	---	
	ξ <sub>2</sub>	---	
Coefficients di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV			
	ξ <sub>3</sub>	1,40	
	ξ <sub>4</sub>	1,21	
Coefficients di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V			
	ξ <sub>5</sub>	---	
	ξ <sub>6</sub>	---	
Coefficients di correlazione			
	Valore definito dall'utente	ξ <sub>u/b</sub> ---	

Geometria palo			
Diametro palo:	U	8,10 m	A 1,86 m <sup>2</sup>
Lunghezza palo:	L	6,50 m	

Stratigrafia terreno						
	Profondità	γ	φ	c' <sub>k</sub>	c <sub>uk</sub>	q <sub>k</sub> *
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1° strato	20,00	---	---	---	---	170,00
2° strato	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	---
*) Valore definito dall'utente						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer						
	Tipologia terreno	α <sub>s</sub>	α <sub>s</sub> *			
1° strato	Definito dall'utente/ Benutzerdefini	---	1,15			
2° strato	---	---	---			
3° strato	---	---	---			
4° strato	---	---	---			
*) Valore definito dall'utente						

Carichi agenti		
#BEZUG!	E <sub>d</sub> =	9650,00 kN
		9650,00 kN

Carico limite palo							
Carico limite per resistenza laterale							
				(STR)	(GEO)	(STR)	(GEO)
	tan (φ)	k	l <sub>calc</sub>	RI	q <sub>k</sub>	Q <sub>sk</sub>	Q <sub>sk</sub>
			[m]	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]
1° strato	---	---	6,50	52,65	195,50	10293,08	10293,08
2° strato	---	---	---	---	---	---	---
3° strato	---	---	---	---	---	---	---
4° strato	---	---	---	---	---	10293,08	10293,08
Carico limite di punta							
Profondità	q <sub>pk</sub> *	Q <sub>b</sub>	Q <sub>bk</sub>	Q <sub>bk</sub>			
[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]			
6,50	2500,00	4640,63	4640,63	4640,63			
*) Valore definito dall'utente							
Resistenza di progetto laterale	R <sub>d</sub> =	8506,67	7397,11				
Resistenza di progetto alla base	R <sub>d</sub> =	3835,23	2840,91				
Resistenza di progetto	R <sub>d, tot</sub> =	12341,90 kN	10238,02 kN				
Grado d'utilizzo	η = E <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	78%	94%				
Verifica a carico limite	R <sub>d</sub> ≥ E <sub>d</sub>	Verifica OK	Verifica OK				



### 17.3.2 Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera

Dalla figura seguente si evince il meccanismo di collasso con il fattore di sicurezza più basso. Tutti gli altri meccanismi di collasso hanno un fattore di sicurezza più alto. La stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo l’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

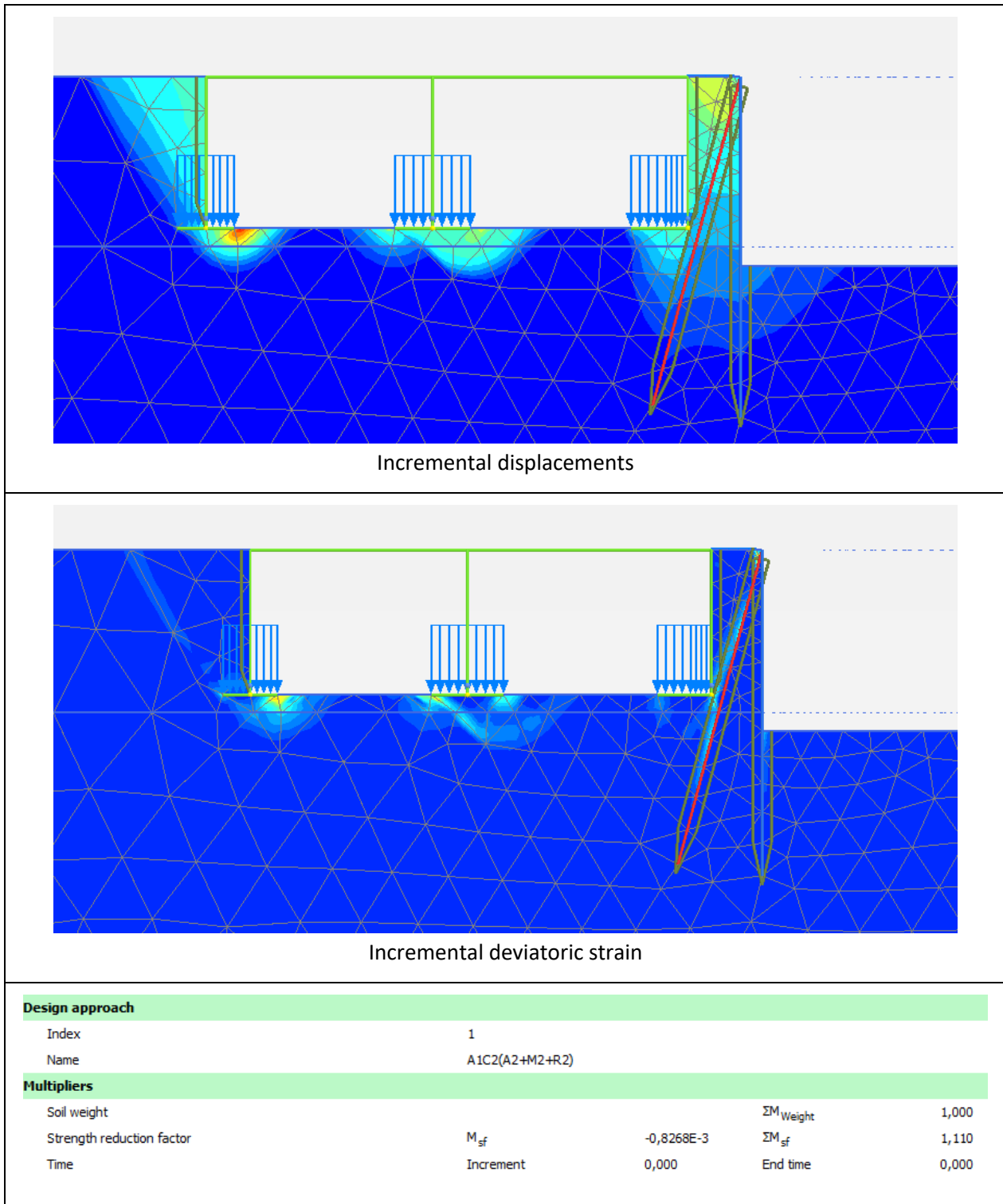
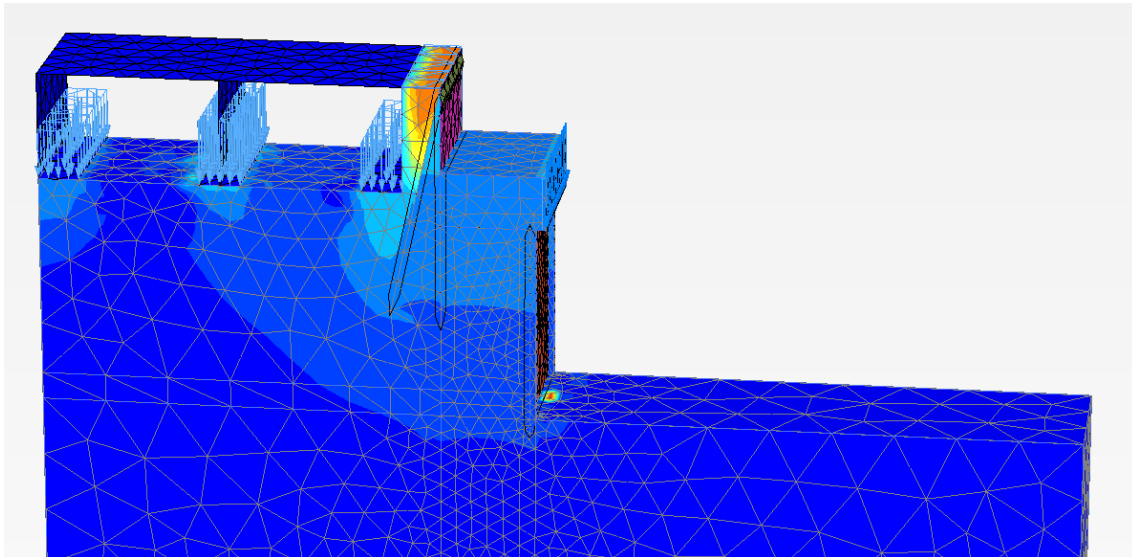


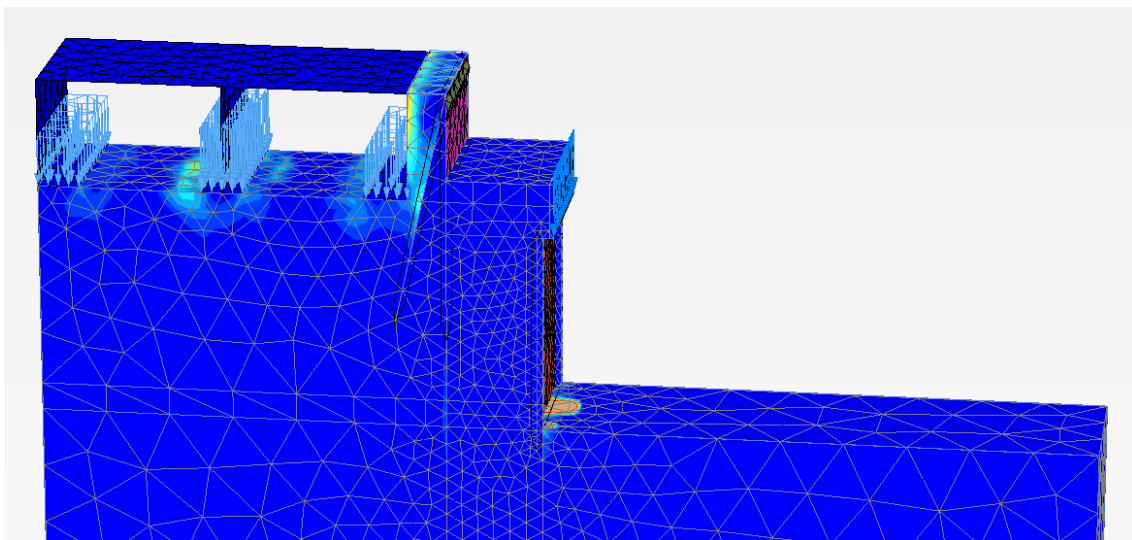
Figura 97: Meccanismo di collasso secondo l’approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,11;  $1,11 > 1,1$

La verifica è soddisfatta.



Incremental displacements



Incremental deviatoric strain

**Multipliers**

Soil weight			$\Sigma M_{\text{weight}}$	1,000
Strength reduction factor	$M_{\text{sf}}$	1,344E-3	$\Sigma M_{\text{sf}}$	1,409
Time	Increment	0,000	End time	0,000

Figura 98: Meccanismo di collasso secondo l'approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,41;  $1,41 > 1,2$

La verifica è soddisfatta.

### 17.3.3 Stato limite di esercizio – Spostamenti

Nelle seguenti immagini vengono riportate le deformazioni massimali derivanti dall'analisi per fasi.

#### Deformazione in condizione statiche SLE

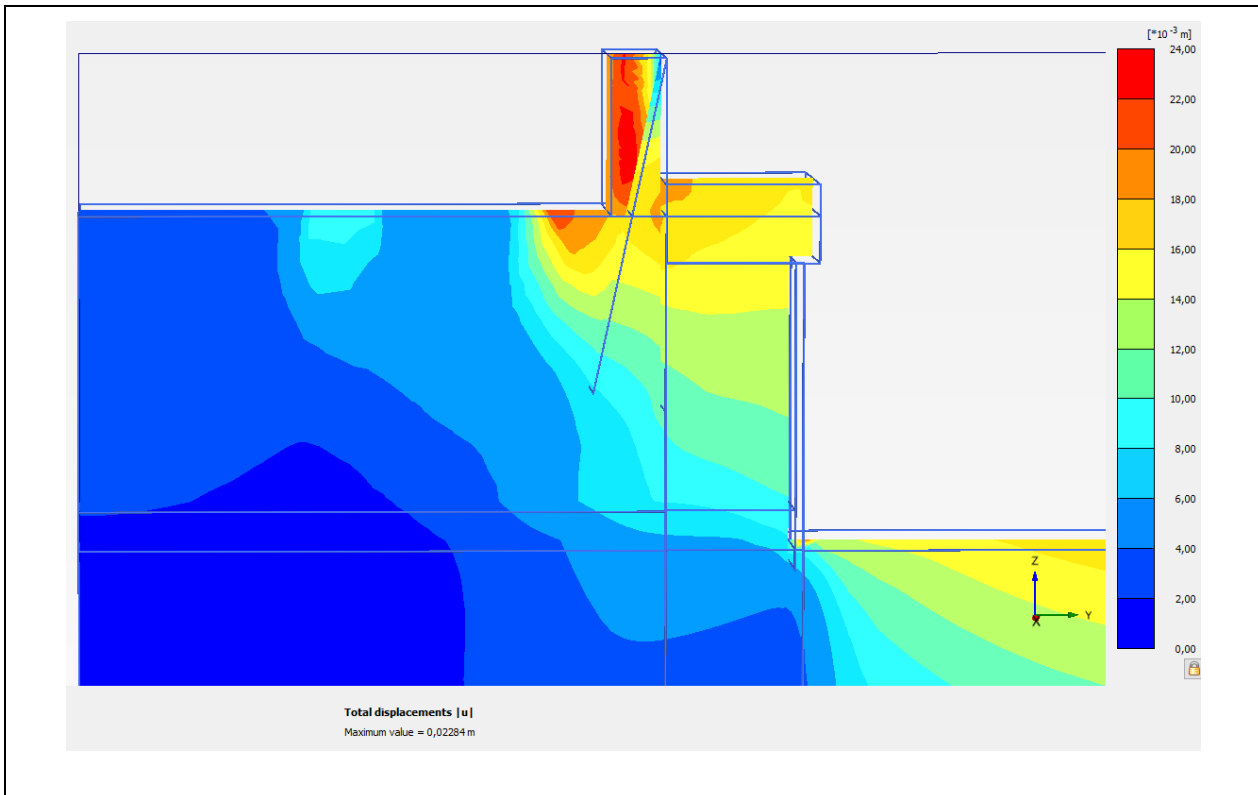


Figura 99: Deformata dell'insieme terreno – parete in condizioni statiche (SLE)

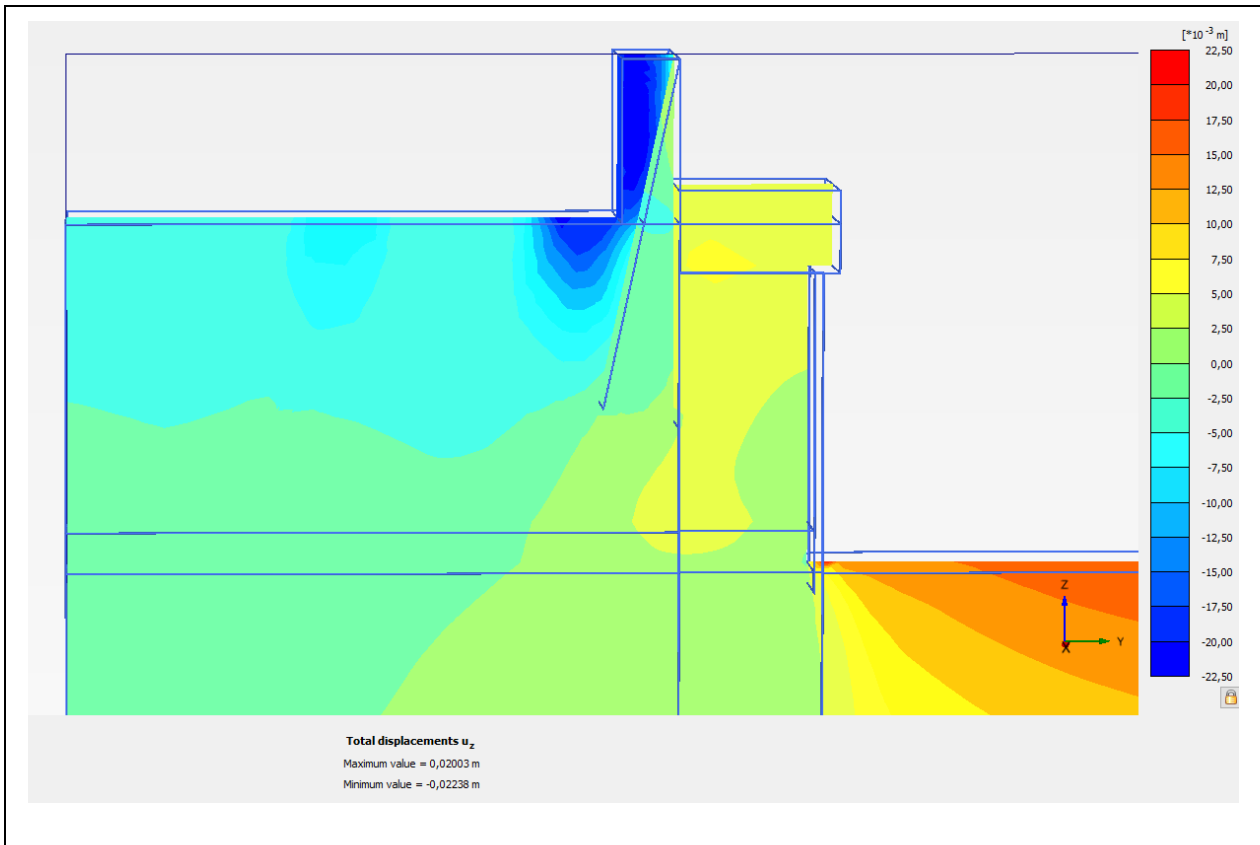


Figura 100: Deformazioni verticali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni verticali sotto le fondazioni sono dell'ordine dei 16 mm.

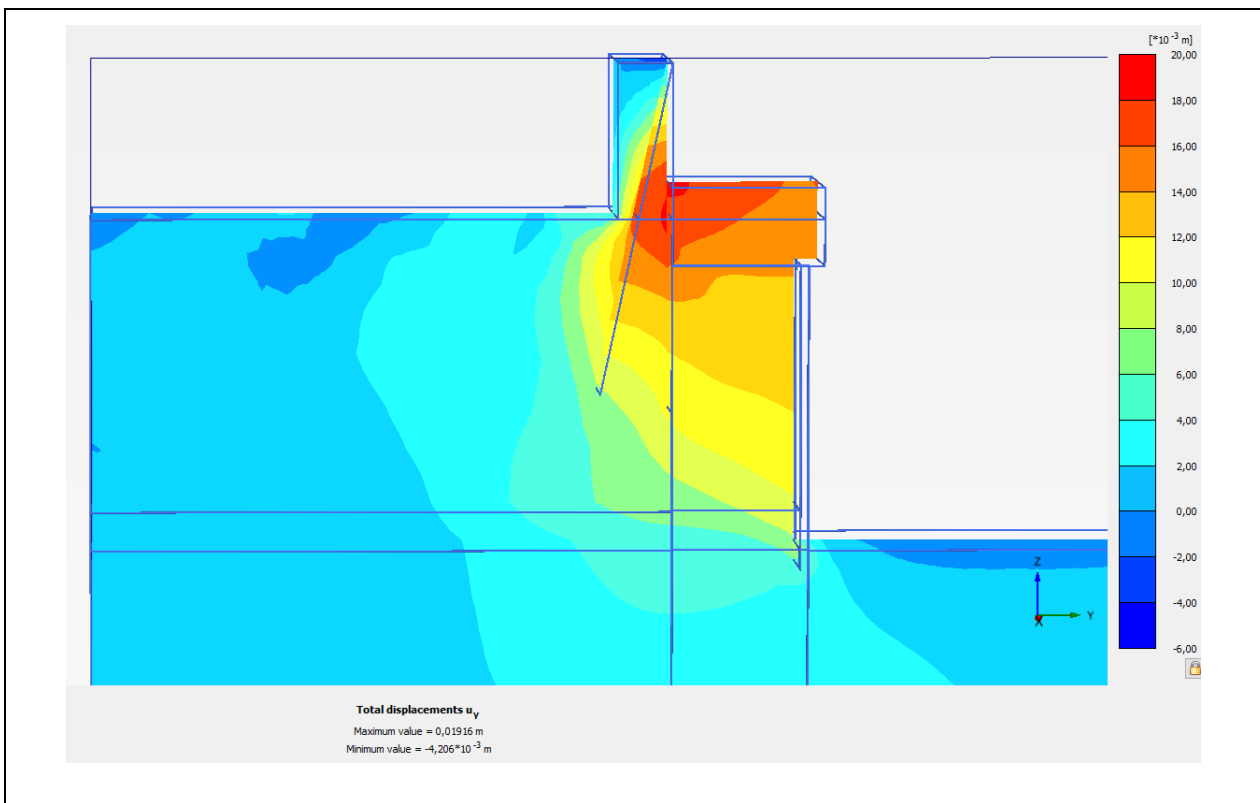


Figura 101: Deformazioni orizzontali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni orizzontali sono dell'ordine di 15-20 mm.

## 18 "Berliner Verbau" Sezione 5-5 e 6-6

### Calcolo con Eurocode 7-1 e NTC 2018

#### Valori di sistema

Testa paratia a traslazione libera

Spinta attiva terreno

Terreno non coesivo

Piano campagna su 0.00 m

Livello falda 100.00 m

1. Pendio terreno

inizio	[m]	0.00
fine	[m]	1.78
altezza	[m]	1.75

Coefficienti spinta terr. Eurocode 7

#### Struttura paratia

Sez.	tipo par. Profilo	$x_1$ [m]	$z_1$ [m]	$E$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> /lfm]	$g$ [kN/m <sup>3</sup> ]
		$x_2$ [m]	$z_2$ [m]	$I$ [cm <sup>4</sup> /lfm]	$d$ [cm]	
		$a$ [m]	$b$ [m]	$EI$ [MN*m <sup>2</sup> ]		
1	Paratia berlin. HEB 240	0.00	1.75	210000.00	88.30	78.50
		0.00	9.75	9.3833E+03	24.00	
		1.20	0.28	19.70		

#### Valori strati del terreno

			Schicht1	Schicht2
Altezza strato	$h$	[m]	2.75	97.25
Attr. interno	$\varphi$	[gradi]	30.00	38.00
Attr. par. att.	$\delta_a$	[gradi]	20.00	25.30
Attr. par. pass.	$\delta_p$	[gradi]	-20.00	-25.30
Coesione attiva	$c_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	0.0
Coesione passiva	$c_p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	0.0
Peso spec. terreno		[kN/m <sup>3</sup> ]	18.5	20.0
Peso spec. sotto spinta		[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	22.0
Attrito rivestim.		[MN/m <sup>2</sup> ]	0.05	0.17
Spinta punta		[MN/m <sup>2</sup> ]	1.00	2.50

#### Coefficienti spinta terreno

Coeff. sp. terreno	$K_{agh}$	(attiva)	0.285	0.200
Coeff. coesione	$K_{ach}$	(attiva)	1.238	0.000
Coeff. sovracc.	$K_{agh}$	(attivo)	0.285	0.200
Coeff. res. terreno	$K_{pgh}$	(pass.)	4.633	8.149
Coeff. res. coes.	$K_{pch}$	(pass.)	6.292	0.000
Coeff. sovracc.	$K_{pph}$	(passivo)	4.633	8.149

#### Sovraccarichi e paratia in coordinate globali

Tutti i carichi e le grandezze di taglio si riferiscono a 1 m di paratia.

#### Carichi lineari sul terreno

Nome	CA	$q$	$x_A$	$x_E$	$z_o$	Tipo
Q	Q	20.00	2.30	8.00	-1.75	0

(G = permanente, Q = variabile, B = dal peso proprio terreno)

Applicazione dei carichi a blocco:

0 = Standard: secondo Eurocode 7

### Fattori di sicurezza per frattura idraulica (SL HYD)

$\gamma$	H	G <sub>stb</sub>
	1.300	0.900

### Fattori di sicurezza per calcolo della lunghezza della parete (GEO)

Calcolo con approccio 1

Combinazione 1 con fattori di sicurezza die gruppi A1 + M1 + R1

$\gamma$	G	E0g	W	L	Ol	Q	Qv		
	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.500	1.500		
$\gamma$	Ep	Wg	$\gamma$	$\varphi$	c	cu	R,h	b	s
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.100	1.000	1.000

Combinazione 2 con fattori di sicurezza die gruppi A2 + M2 + R1

$\gamma$	G	E0g	W	L	Ol	Q	Qv		
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.300	1.300		
$\gamma$	Ep	Wg	$\gamma$	$\varphi$	c	cu	R,h	b	s
	1.000	1.000	1.000	1.250	1.250	1.400	1.100	1.000	1.000

Calcolo delle forze (STR) con gli stessi fattori come

Combinazione rappresentativa per il calcolo della lunghezza del muro (GEO)

Calcolo delle deformazioni

con valori caratteristici (SLS)

Calcolo delle lunghezze die ancoraggi (GEO) con gli stessi fattori come

Calcolo della lunghezza parete (GEO)

$\gamma$	coefficiente sic. parz. per...
H	Pressione di filtrazione (terreno sfavorevole)
G <sub>stb</sub>	Azioni permanenti favorevoli
G	spinta da peso proprio terr. (escl. spinta a rip.)
E0g	spinta a riposo da peso proprio terreno e carichi perm.
W	pressione acqua come azione sfavorevole
L	press. acqua da carichi perm. (escl. spinta a rip)
Ol	carichi permanenti con spinta terr. a riposo
Q	azioni da carichi variabili
Qv	azioni da carichi variabili ferroviari
Ep	resistenza terreno
Wg	pressione acqua come azione favorevole
$\gamma$	Peso specifico
$\varphi$	coefficiente attrito tan( $\varphi$ )
c	coesione c
cu	Coesione non drenata
R,h	resistenza allo slittamento
b	spinta punta
s	Attrito laterale del bordo

### Caso carico Q

Andamento spinta terreno (char.) senza redistribuzione [kN/m<sup>2</sup>]

Prof. z	Somma-e <sub>v</sub>	Somma e <sub>n</sub>	e <sub>n</sub> -terreno+est.	e <sub>n</sub> -sovraccarico
0.00	0.000	0.383	0.383	0.000
0.00	0.000	4.031	0.383	3.648
0.14	0.286	7.416	3.768	3.648
2.75	13.893	21.202	17.555	3.648
2.75	13.893	20.296	16.648	3.648
8.00	90.314	41.293	37.645	3.648

Prof. z	Somma-e <sub>v</sub>	Somma e <sub>n</sub>	e <sub>n</sub> -terreno+est.	e <sub>n</sub> -sovraccarico
8.00	90.314	41.293	37.645	3.648
11.38	167.208	54.830	51.182	3.648
11.38	167.208	51.182	51.182	0.000
100.00	9734.012	405.595	405.595	0.000

## Scavo nr. 1

Paratia molto sporgente

\*\*\* Nota: nessuna rid. spinta terreno se mancano ancoraggi

Piede della paratia incastrato (Blum)

La spinta negativa del terreno agisce sul sistema statico

Combinazione di calcolo rappresentativa: Combinazione 2

### Iterazione lunghezza paratia

Lunghezza	Somma M	Somma M (Weissenbach)
3.85	132.20	
4.85	146.14	
6.75	-346.96	
6.45	-202.05	
6.15	-86.36	
5.85	2.92	
5.86	0.34	
5.86		121.85
6.86		-10.42
6.76		7.44
6.77		5.70
6.80		0.42
6.81		-1.36
6.80		0.42

\*\*\* Avviso: il angolo d'inclinazione della forza sostitutiva C  
 $\delta_c$  è stato ridotto

Prof. z [m]	$\delta_c$ [gradi] (valore iniz.)	$\delta_c$ [gradi] (valore ridotto)
2.750	10.000	0.000
8.000	12.667	0.000
100.000	12.667	0.000
Somma totale V (char.)	36.13 kN/m	17.83 kN/m

Spinta pass. terr		Valore prog.	
Prof. z [m]	e <sub>ph,k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Prof. z [m]	e <sub>ph,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
0.000	0.000	0.000	0.000
3.350	0.000	3.350	0.000
6.800	-562.275	6.800	-361.486
Somma E <sub>ph,k</sub> =	-969.925 kN/m	Somma E <sub>ph,d</sub> =	-623.563 kN/m

Suppl. prof. infissione EAB (EB25) = 0.2\* 3.45 m = 0.69 m

Lunghezza tot. paratia: 7.49 m, Prof. infiss. t = 4.14 m

(incl. suppl. prof. infissione secondo EAB)

Prof. scavo z = 3.35 m, livello acqua = 100.00 m

Forza appoggio piede: E<sub>d</sub> = 318.28 kN <= R<sub>d</sub> = 623.56 kN

Forza sostitutiva su piede: C<sub>d</sub> = -227.15 kN

### Verifica di Weissenbach per m larghezza paratia

B0= 0.280 m, BSR= 0.920 m, BSK= 0.920 m, KR= 6.01, KK= 2.92

B<sub>0</sub> minore di 0.3T= 1.035 m,

BL=A-B0= 0.92m minore di profondità infissi

Resist. terr. con  $\gamma_{ep}/0.800 = 1.250$ :

R <sub>k</sub> =	372.30 kN
R <sub>k</sub> =	464.21 kN
R <sub>d</sub> =	297.84 kN
E <sub>d</sub> =	298.21 kN ca.= R <sub>d</sub>

### Carico e grandezze di taglio della paratia di scavo

Grandezze di taglio caratteristiche

Deformazioni caratteristiche

Tutti i valori per m paratia rispetto ad asse baricentrico

Prof. z [m]	Spinta H h [kN/m]	Deform. w [mm]	Momento M [kNm]	F.za tras. Q [kN]	A-H [kN]	Cost. el. [kN/mm]
0.000	4.03	92.4	0.00	0.00		
0.137	7.42	89.6	-0.05	-0.79		
0.988	11.90	72.3	-3.94	-9.00		
2.750	21.20	37.5	-43.10	-38.17		
2.750	20.30					
3.350	22.70	26.8	-69.80	-51.07		
3.350	0.00					
3.493	-5.13	24.5	-77.07	-50.70		
5.036	-60.59	5.3	-127.19	0.00	M	
5.650	-82.67	1.7	-114.37	44.00		
6.800	-124.00	0.0	0.00	162.83		

Significato: M=max/min-M (Q=0), A=Ancor. o sostegno, B=molle elastiche

E=appoggio terreno

Scavo nr. 1	Mmax	0.00	Qamm	0.00,	Qmax	162.83	Mamm	0.00
	Mmin	-127.19	Qamm	0.00,	Qmin	-51.07	Mamm	-69.80
	maxw	92.4 mm						

### Carico longitudinale della paratia dello scavo

Prof. z [m]	Car.long. n [kN/m]	F.za normale N [kN]
0.000	2.16	0.00
0.137	3.39	-0.38
0.988	5.03	-3.96
2.750	8.41	-15.80
2.750	10.29	-15.80
3.350	11.42	-22.31
3.350	0.69	-22.31
3.493	-0.39	-22.33
5.036	-12.16	-12.62
5.650	-16.84	-3.75
6.800	-25.60	20.66



### Equilibrio forze H e V

(Valori di progetto con coefficienti di sicurezza)

	da z	a z	componente H	componente V	[kN/m]
Spinta terreno:	0.00	3.35	70.70	27.57	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:			0.00	0.00	( $\alpha$ )
Forza sost. piede:			227.15	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:			297.84	27.57	
Res.ter. Weissenbach:	3.35	6.80	-297.84		
(Comp. attrito determ.):			-133.61)	-63.16	( $\delta_p$ )
(Comp. coesione determ.):			0.00)	0.00	( $\delta_p$ )
Peso proprio paratia:				4.71	
Somma tot. (con peso paratia):	0.00	-30.88	(v.l'alto)		

### Verifica della comp. verticale d.resistenza terreno attivato (EAB,EB 9)

Forza:	$V_k$ [kN/m]	
Spinta terreno:	19.99	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:	0.00	( $\alpha$ )
Peso proprio paratia:	4.71	
Forza sost. piede:	(1/2 $C_v$ )	( $\delta_c$ )
Somma:	24.70	
Resistenza terreno:	( $B_v - 1/2 * C_h * \tan(\delta_p)$ )	6.87

Verifica:  $V_k = 24.70 \text{ kN/m} \geq B_{vk} = 6.87 \text{ kN/m}$

\*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*

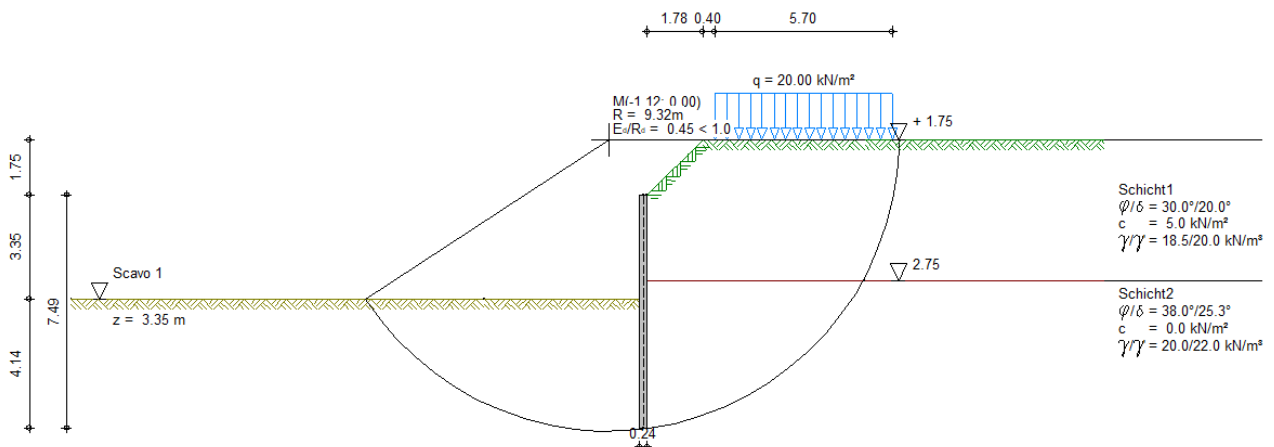
### Verifica delle forze verticali nel sottosuolo (EAB, EB 84)

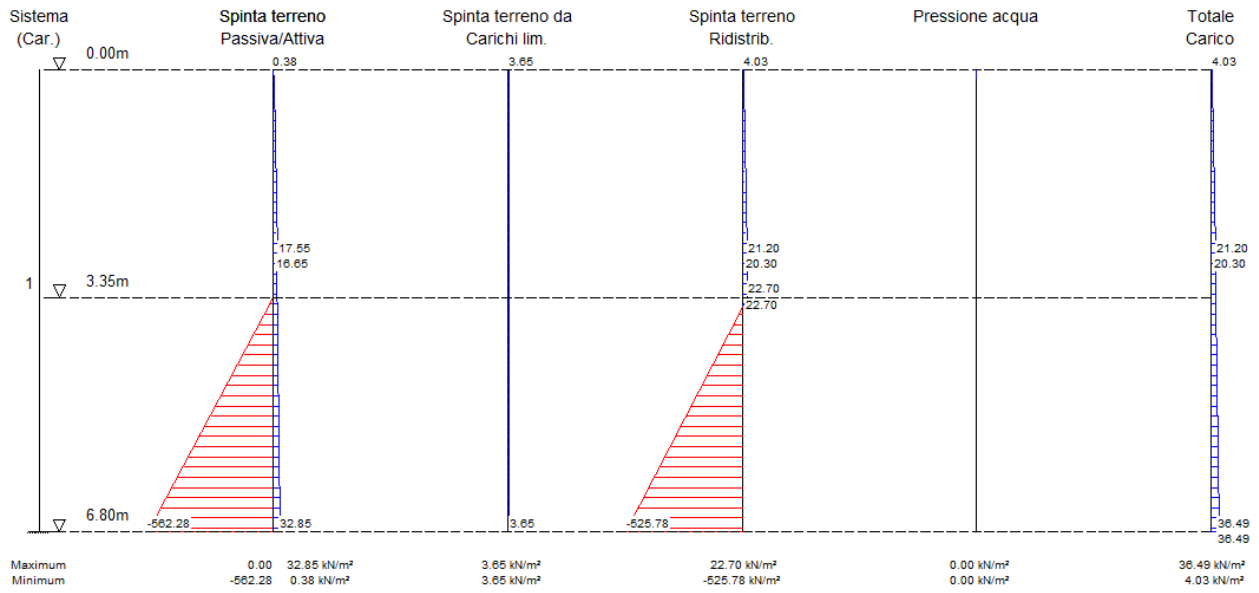
Azioni	$V_d$ [kN/m]	
Spinta terreno:	27.57	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:	0.00	( $\alpha$ )
Peso proprio paratia:	4.71	
Forza sost. piede:	(1/2 $C_v$ )	( $\delta_c$ )
Somma:	32.28	

Resistenze	$R_d$ [kN/m]
Superficie del piede per pressione a pico ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ):	513.1
Spinta punta:	128.28
Attrito rivest.:	214.96
Somma:	343.25

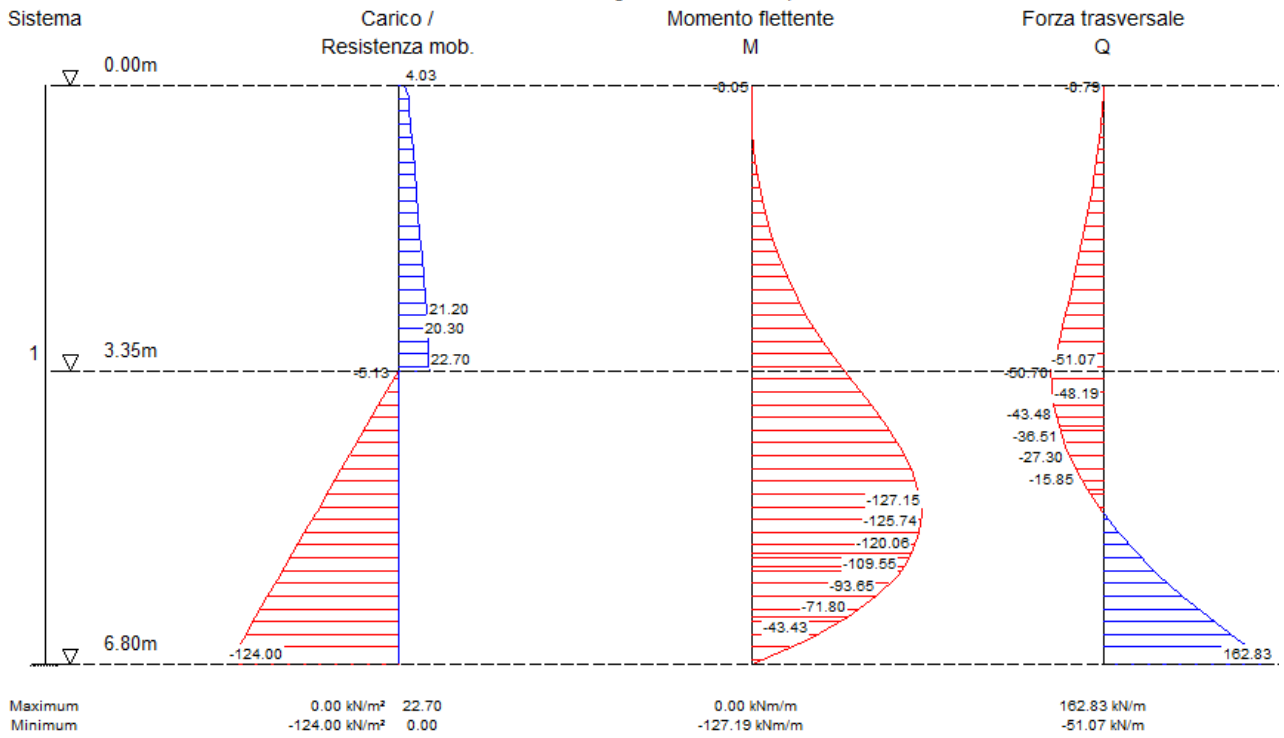
Verifica:  $V_d = 32.28 \text{ kN/m} \leq R_d = 343.25 \text{ kN/m}$

\*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*





Grandezze di taglio da carichi compressivi, valori caratteristici



## Rottura del terreno

### Lastfall Q (Typ: BS-T)

Gleitkörper von  $x = -8.92$  bis  $8.20$  m

Gleitkreis:  $x_M = -1.12$  m,  $z_M = 1.75$  m,  $R = 9.32$  m

### Bestimmung der Lamellen-Anteile

$x_M$	Breite b	Eigen- gewicht	Auflast	Wasser- auflast	$\varphi$	c	$\vartheta$
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[Grad]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[Grad]
-5.10	0.21	13.76	0.00	0.00	38.00	0.0	-25.30
-4.50	1.00	71.60	0.00	0.00	38.00	0.0	-21.26
-3.50	1.00	78.14	0.00	0.00	38.00	0.0	-14.79
-2.50	1.00	82.26	0.00	0.00	38.00	0.0	-8.51
-1.50	1.00	84.16	0.00	0.00	38.00	0.0	-2.34
-0.50	1.00	73.98	0.00	0.00	38.00	0.0	3.81
0.50	1.00	133.92	0.00	0.00	38.00	0.0	10.01
1.50	1.00	164.68	0.00	0.00	38.00	0.0	16.32
2.50	1.00	164.90	0.00	0.00	38.00	0.0	22.85
3.50	1.00	154.99	0.00	0.00	38.00	0.0	29.71
4.50	1.00	141.77	9.89	0.00	38.00	0.0	37.07
5.50	1.00	124.14	26.00	0.00	38.00	0.0	45.24
6.50	1.00	99.95	26.00	0.00	38.00	0.0	54.82
7.50	1.00	62.96	26.00	0.00	30.00	5.0	67.61
8.10	0.20	4.38	0.00	0.00	30.00	5.0	81.55
$x_M$						$R \cdot T_i$	$R \cdot G^* \sin(\vartheta)$
[m]						[kNm/m]	[kNm/m]
-5.10						92.97	-54.81
-4.50						456.94	-242.00
-3.50						462.45	-185.97
-2.50						459.94	-113.51
-1.50						451.36	-31.98
-0.50						385.53	45.87
0.50						686.31	216.96
1.50						839.81	431.46
2.50						847.44	596.93
3.50						814.53	716.05
4.50						830.47	852.36
5.50						879.97	993.93
6.50						827.76	959.70
7.50						666.92	766.85
8.10						68.07	40.36

Summen:

8770.47

4992.19

### Einfluss von Bauwerken

Gewicht	Hebelarm	$\varphi$	$\vartheta$	$M_{rückh.}$	$M_{abtr.}$
[kN/m]	[m]	[Grad]	[Grad]	[kNm/m]	[kNm/m]
5.19	1.12	32.01	6.90	26.79	5.81

**Ansatz des Erdwiderstands bei x = -5.21 m:**

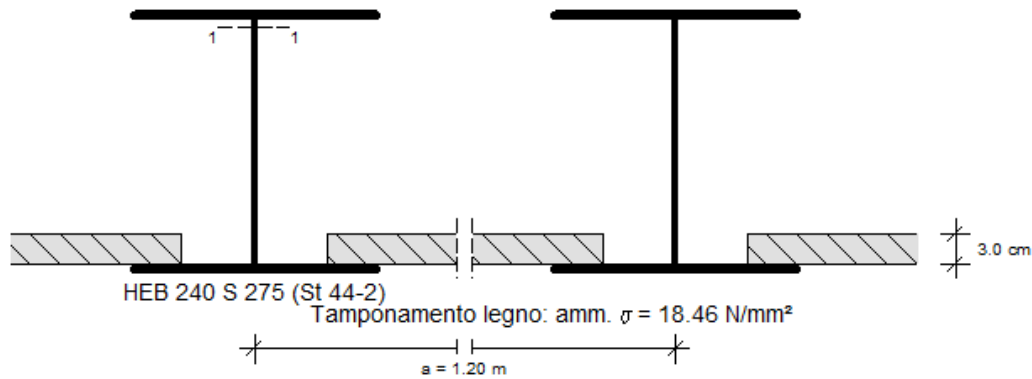
Kraft $E_p$ [kN/m]	Hebelarm [m]	Wasserdruck W [kN/m]	Hebelarm [m]	$M_{rückh.}$ [kNm/m]	$M_{str.}$ [kNm/m]
318.20	7.29	0.00	0.00	2318.43	0.00

Einwirkungen  $E_d = 4998.00$  kN  
Widerstände  $R_d = 11115.70$  kN

$E_d/R_d = 0.45 < 1.0$

\*\*\* Nachweis erfüllt \*\*\*

### Misurazione paratia berlinese (fino a 6.80 m)



Scala: 1:8

#### Grandezze taglio determinanti (per trave):

Coefficienti di sicurezza  
per carichi:  $\gamma_F$  secondo Approccio 1  
per resistenze:  $\gamma_M = 1.05$

#### Grandezze di taglio di progetto

Momento determinante	M max. <sub>d</sub> = 0.00 kNm nello scavo 1
	N amm. <sub>d</sub> = 0.00 kN
	a z = 0.00 m
Momento determinante	M min. <sub>d</sub> = -213.86 kNm nello scavo 1
	N amm. <sub>d</sub> = -19.91 kN
	a z = 5.00 m
Forza trasversale determinante	V max. <sub>d</sub> = 136.29 kN nello scavo 1
	M amm. <sub>d</sub> = -0.51 kNm
	N amm. <sub>d</sub> = 37.05 kN
	a z = 6.80 m

\*\*\* Nota: in caso di incastro di Blum viene applicato metà del valore della forza sostitutiva C (Weissenbach).

#### Profilo selezionato: HEB 240, Qualità cls: S 275 (St 44-2)

Valori sezione trasv. della trave:

Peso	= 83.20 kg/m
$W_{y,el}$	= 938.00 cm <sup>3</sup>
$W_{y,pl}$	= 1053.00 cm <sup>3</sup>
A	= 105.96 cm <sup>2</sup>
$A_v$	= 33.20 cm <sup>2</sup>
EI	= 23.65 MNm <sup>2</sup>

Limite di snervamento  $f_{yk} = 275.00$  MN/m<sup>2</sup>

#### Verifiche secondo UNI EN 1993 (Eurocode 3):

Verifica elasto-plastica

M max. (z = 0.00)	Classe di resistenza:		1	Interazione	Ver ok
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$		
	0.00	502.02	0.00	No	Si
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{t,Rd}$	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$	No	Si
	0.00	2775.14	0.00		
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$	-	Si
	0.00	275.79	0.00		

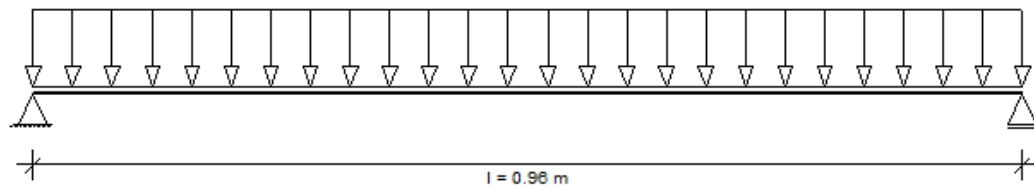
M min. (z = 5.00)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	3.08	502.02	0.01	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$			
	-19.91	2775.14	0.01	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	-213.86	275.79	0.78	-	Si	

V max. (z = 6.80)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	136.29	502.02	0.27	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{t,Rd}$	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$			
	37.05	2775.14	0.01	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	-0.51	275.79	0.00	-	Si	

### Misurazione dell'ammontamento in legno secondo Eurocode 5

Distanza travi a = 1.20 m  
 Ampiezza di appoggio = 0.96 m

Sistema statico:  
 Scala: 1:7.5



Carico determinante con  $z = 3.35$  nello scavo 1 (Valori di progetto)  
 Carichi da peso proprio terreno + sovraccarichi estesi  $g = 24.99 \text{ kN/m}^2$   
 Fattore riduttivo  $g$  secondo EB 47: 0.67  
 Carico determinante  $q = 0.67 \cdot 24.99 = 16.66 \text{ kN/m}^2$

Grandezze taglio:  $M \text{ Max} = q \cdot l^2 / 8 = 16.66 \cdot 0.96^2 / 8 = 1.92 \text{ kNm/m}$   
 Tensione ammissibile:  $f_{m,d} = 18.46 \text{ N/mm}^2$  ( $k_{mod} = 1.00$ )  
 Spessore necessario:  $d_{tec} = 2.50 \text{ cm}$

### Selezionato: legno $d = 3.00 \text{ cm}$ . Tipo legno C 24

Verifica:  
 $W \text{ esist}_y = 150.00 \text{ cm}^3/\text{m}$   
 $\text{esist. } \sigma_{m,d} = 12.80 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0.69 < 1.00$  \*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*

Compressione appoggi:  $\sigma_{m,d} = 0.17 \text{ N/mm}^2 < f_{c,90,d} = 1.9$  \*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*  
 Deformazione: 7.4 mm

### Riassunto

Tutte le verifiche sono soddisfatte

## 19 Sezione 6-6

### 19.1 Descrizione

Il solaio ha uno spessore di 115 cm e 105 cm (cls C35/45).

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 19.2 Modello di calcolo

#### 19.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale.

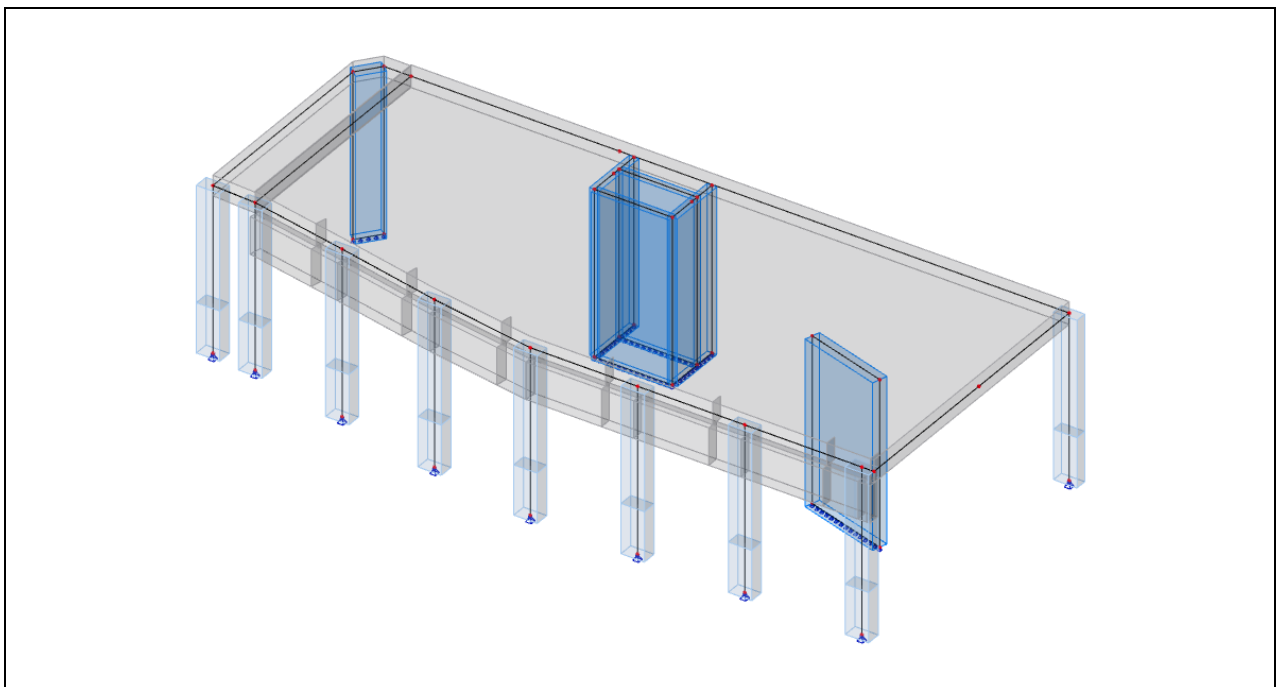


Figura 102: Modello di calcolo agli elementi finiti

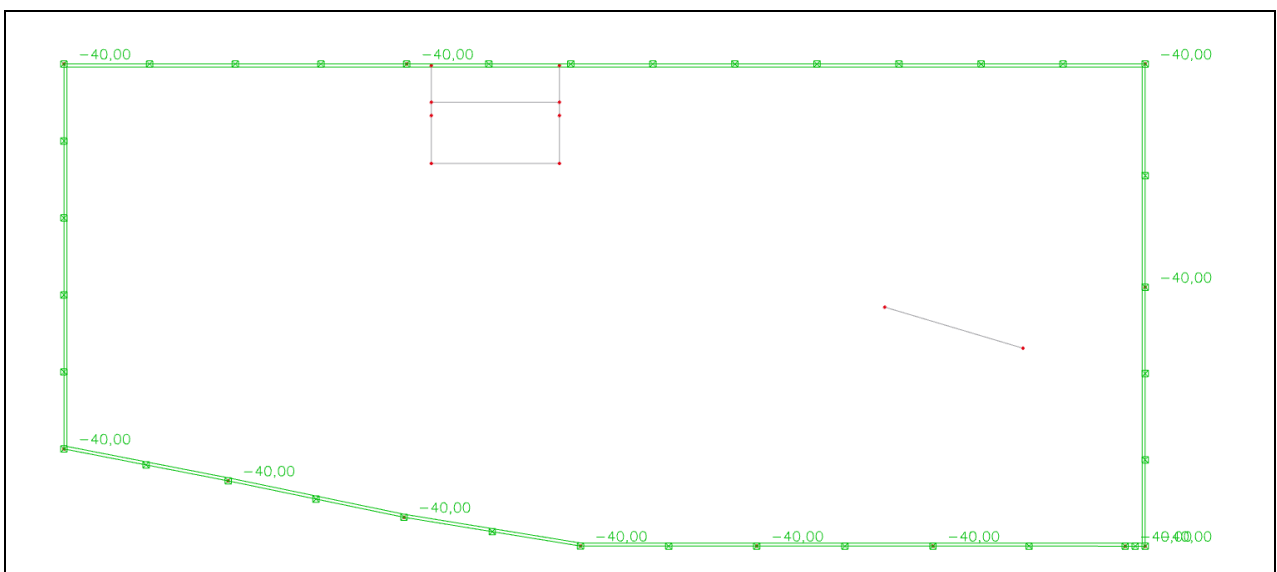


Figura 103: carico  $g_2$

$$g_2 = 40 \text{ kN/m}^2$$

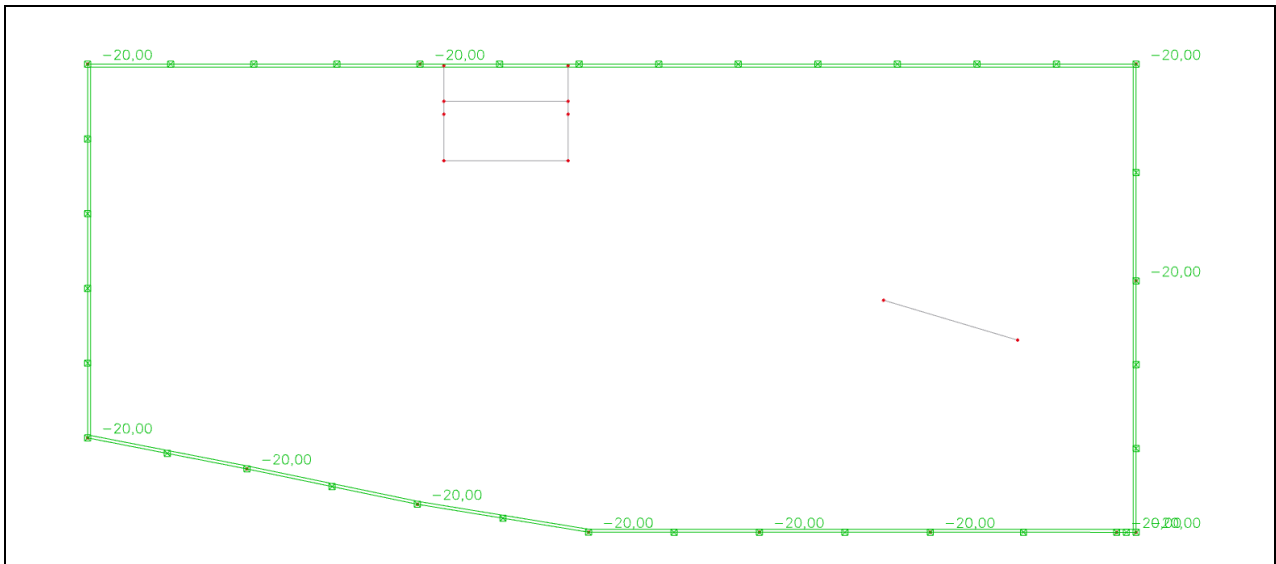


Figura 104: carico q

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

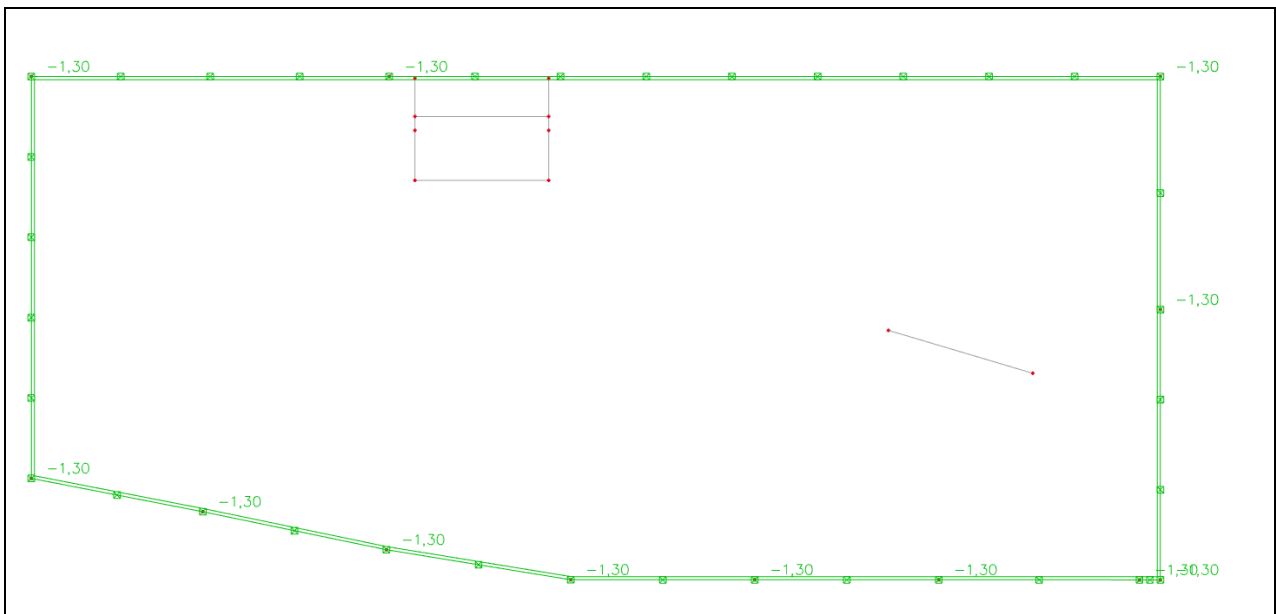


Figura 105: carico  $q_s$

$q_s = 1,30 \text{ KN/m}^2$



### 19.2.1.1 Verifiche SLU

#### SLU: Stati limite ultimi – Azioni interne

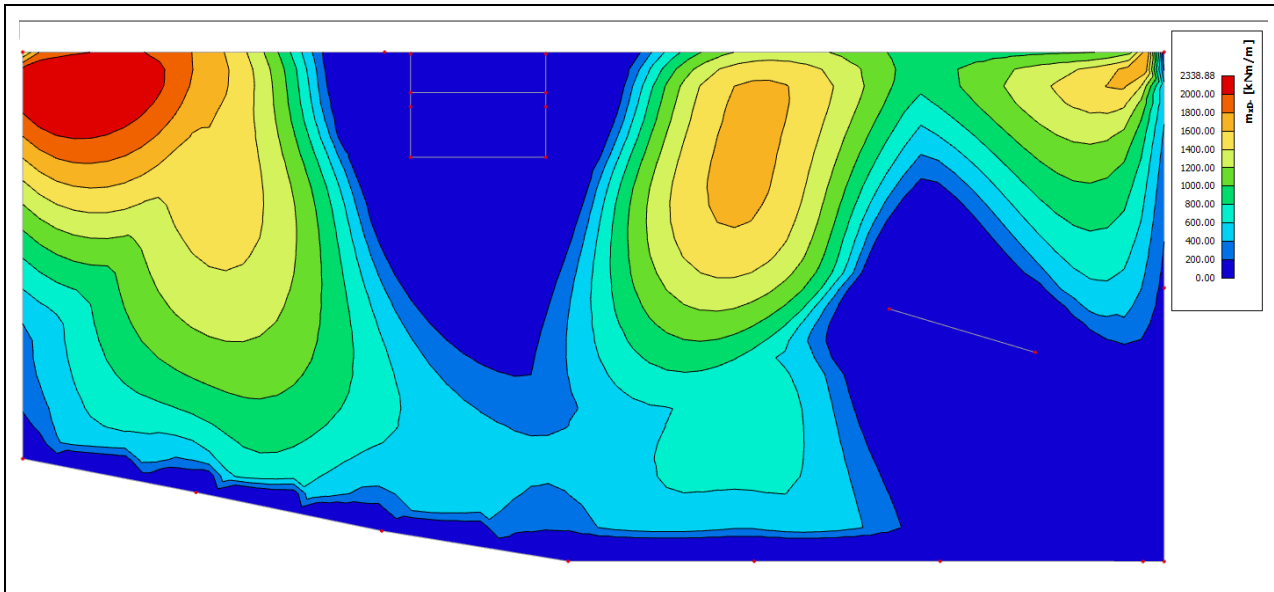


Figura 106: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione x-

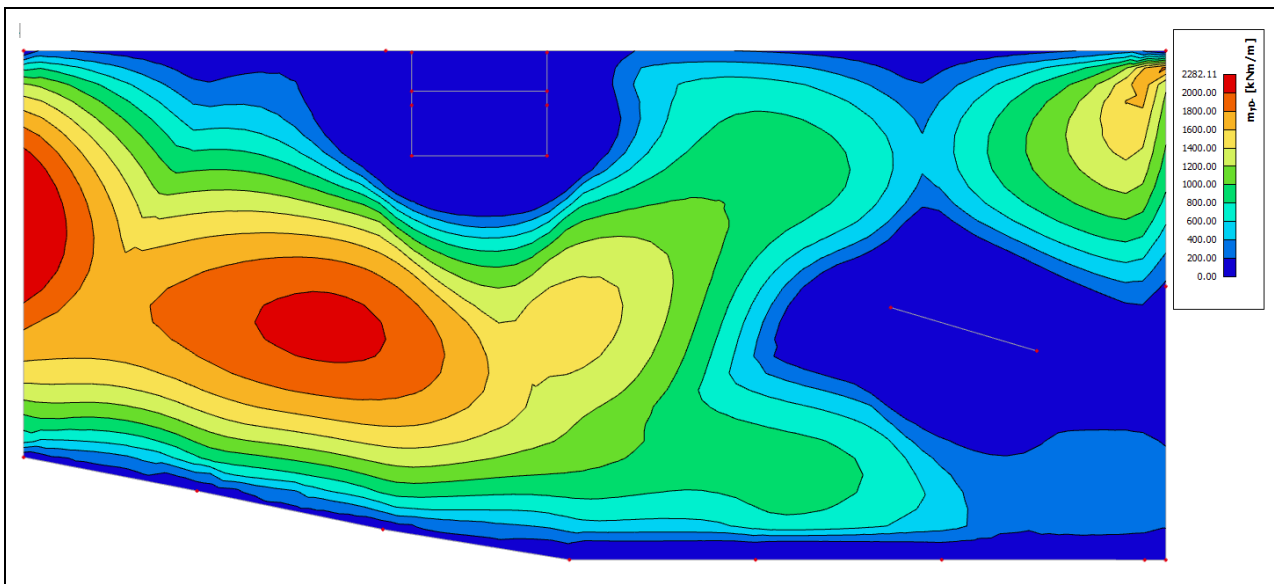


Figura 107: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione y-

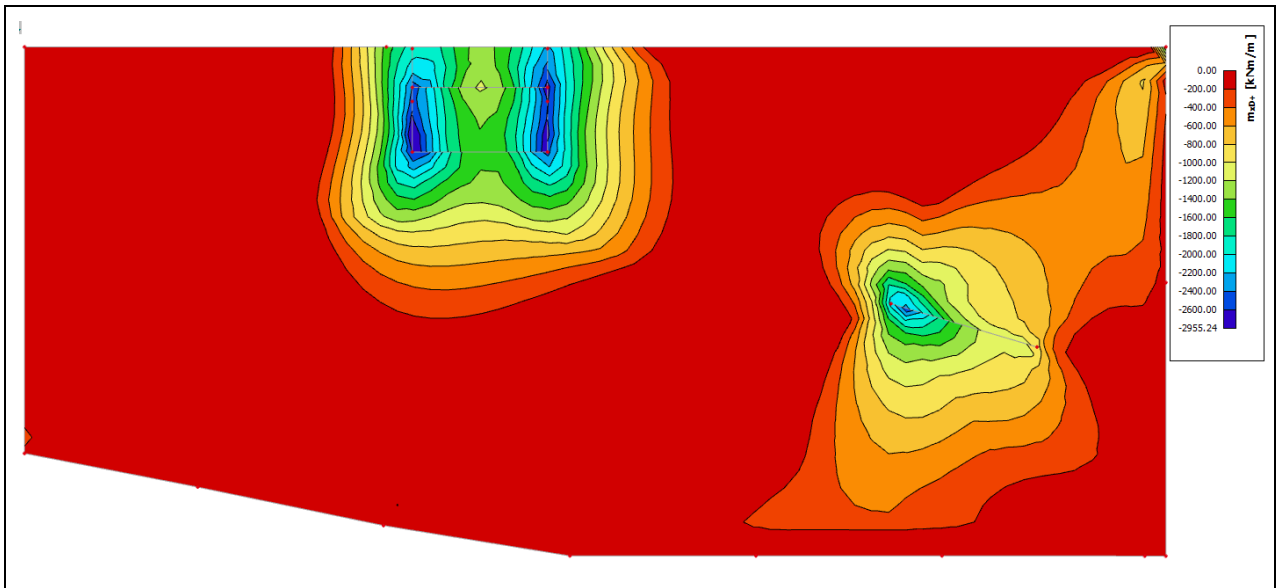


Figura 108: Involuppo momento flettente max. superiore in direzione x+

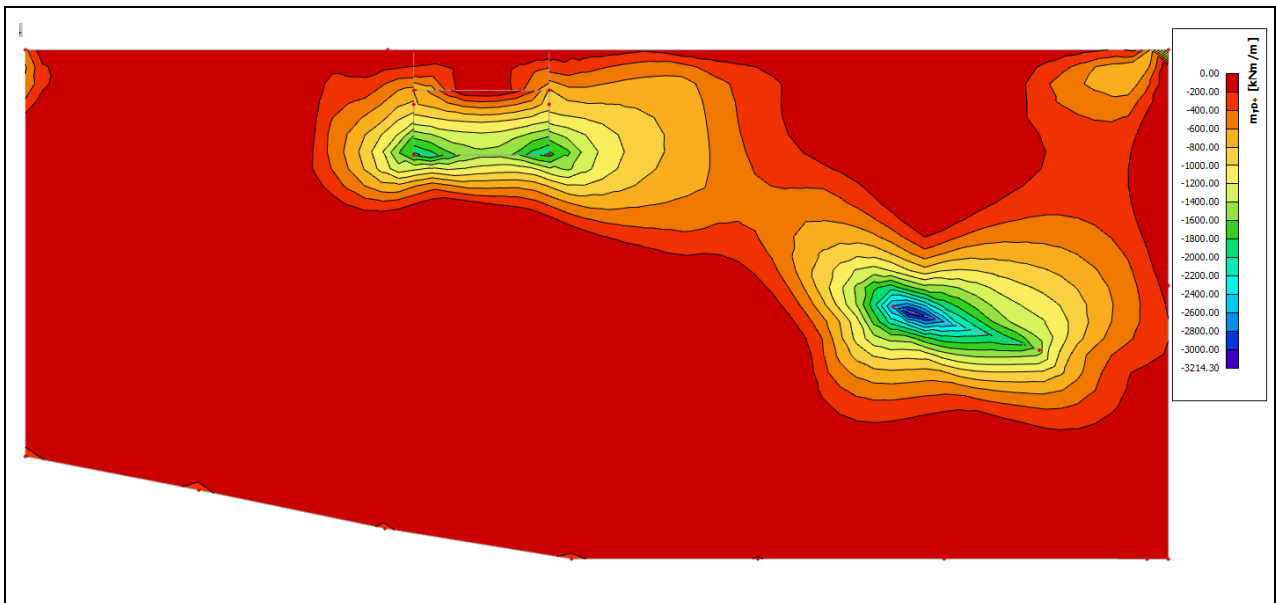


Figura 109: Involuppo momento flettente max. superiore in direzione y+

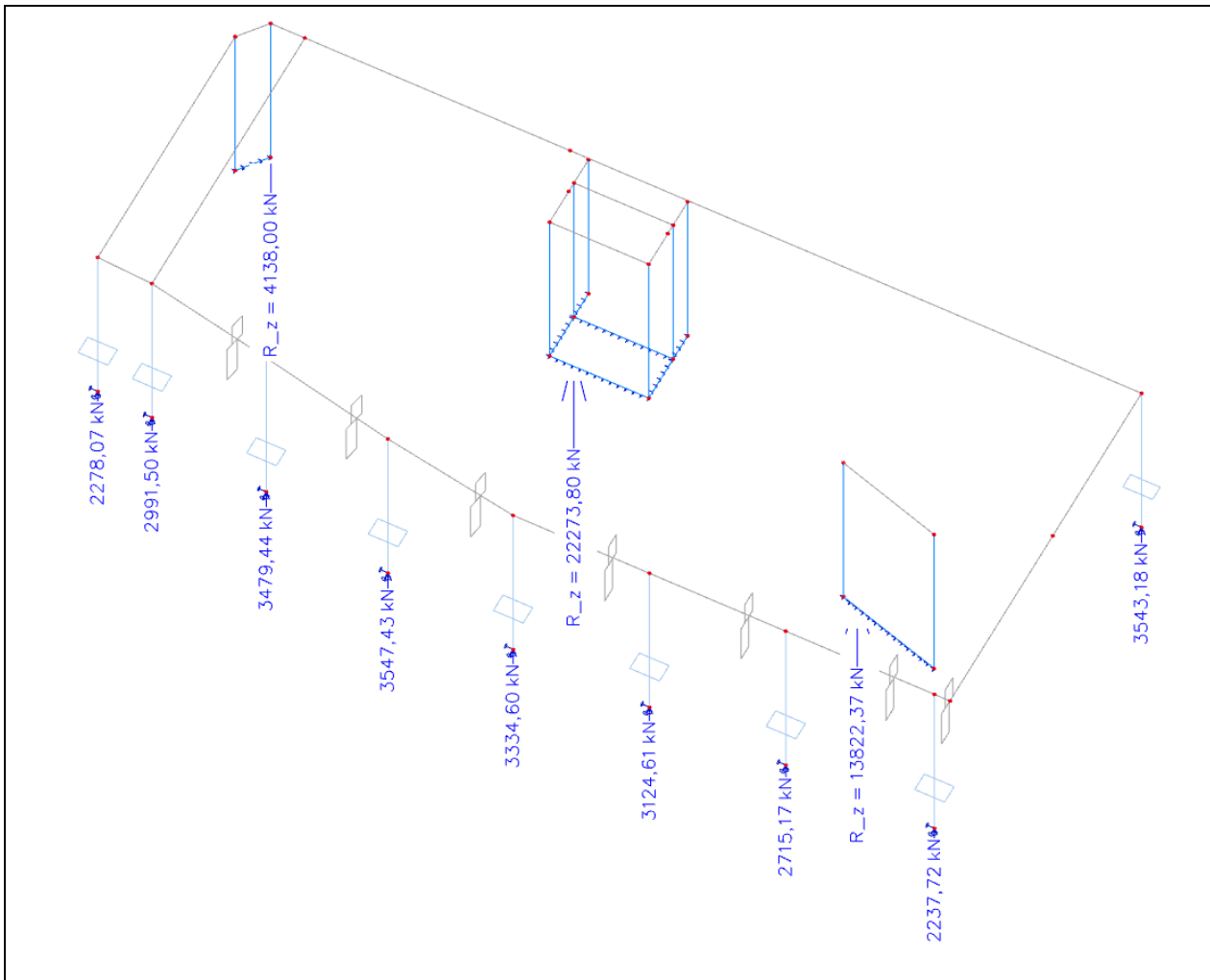


Figura 110: Inviluppo degli sforzi normali sugli appoggi

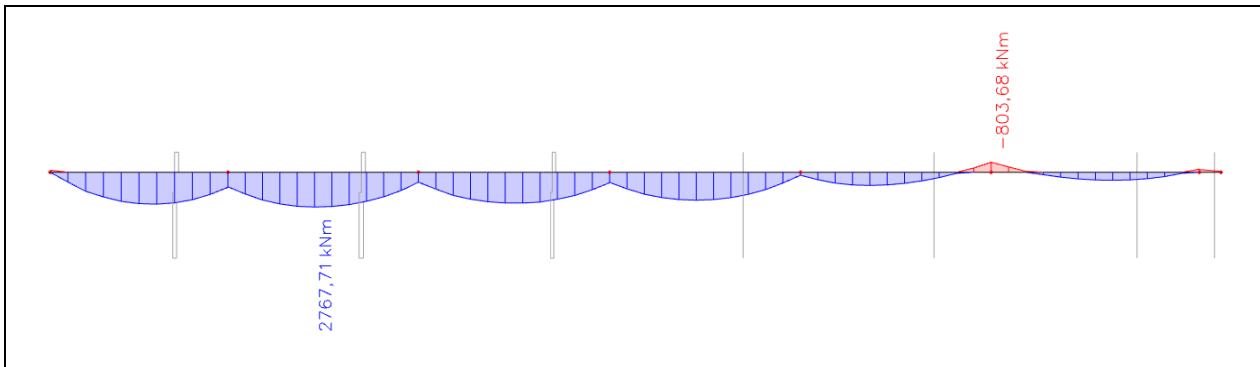


Figura 111: Inviluppo momento flettente trave lato edificio esistente (canale)

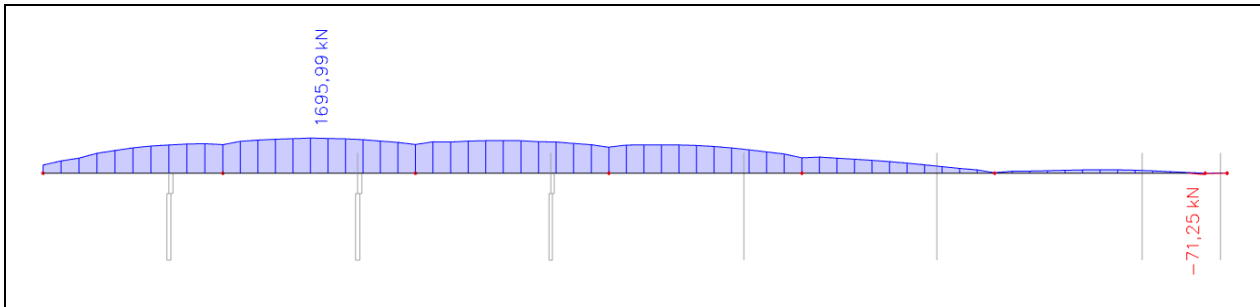


Figura 112: Inviluppo degli sforzi normali trave lato edificio esistente (canale)

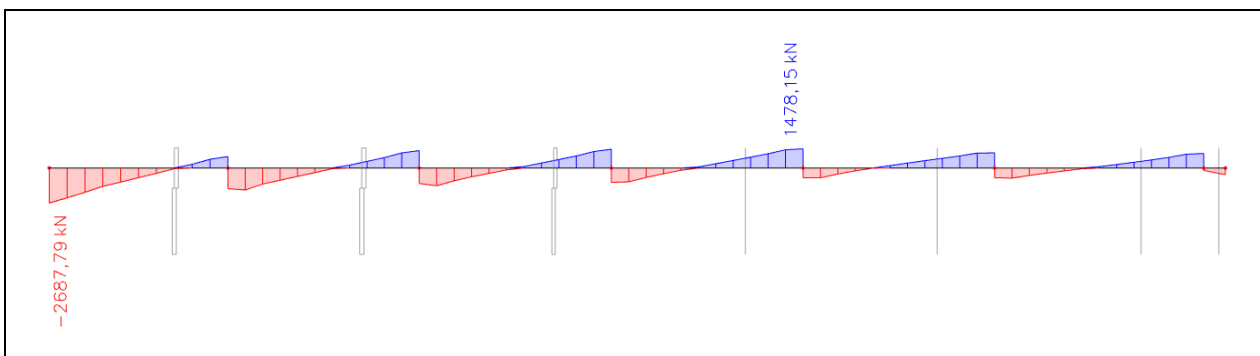
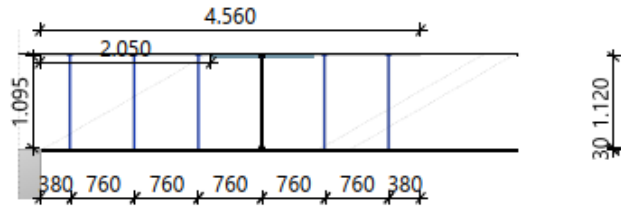
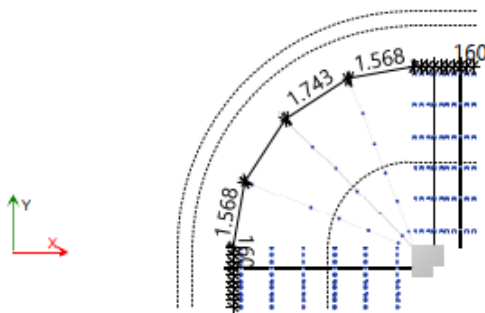


Figura 113: Inviluppo degli sforzi di taglio trave lato edificio esistente (canale)

Punzonamento:

Innenstütze- Wandeck

Anzahl : 1



23xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)  
23xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)

**Material**

Betonfestigkeitsklasse	C35/45	$f_{ed} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} =$	19,8 N/mm <sup>2</sup> EN 206-1
Biegebewehrung	B450B	$f_{yEd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} =$	391,3 N/mm <sup>2</sup> EN 10080

**Geometrie**

Plattendicke	$h_d =$	1.150 mm	
Statische Höhe	$d_x =$	1.000 mm	$d_y =$ 1.050 mm
Betondeckung	$c_u =$	30 mm	$c_o =$ 30 mm
Bewehrungsquerschnitt/m	$A_{sx} =$	7.500 mm <sup>2</sup>	$A_{sy} =$ 7.500 mm <sup>2</sup>
Bewehrungsgrad	$\rho_x =$	0,75 %	$\rho_y =$ 0,71 %
Wandecke	Dicke a =	500 mm	Einfluss: b = 1.538 mm

**Lasten**

Durchstanzlast	$V_{Ed} =$	5.000,0 kN	
Dynamischer Lastanteil	$V_{dyn} =$	0,0 kN	$V_{Ed} \cdot \beta =$ 6.000,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	$\beta =$	1,2	EN 1992-1-1: 6.4.3(6)

**Kritischer Rundschnitt**

Länge des Rundschnittes	$u_1 =$	6.295 mm	EN 1992-1-1: 6.4.2
Bemessungswert der Betonnormalspannung	$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u_1 \cdot d} =$	929,9 kN/m <sup>2</sup>	EN 1992-1-1: 6.4.3

Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

$$v_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 \cdot f = 510,0 \text{ kN/m}^2 < v_{Ed} = 929,9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{EN 1992-1-1: 6.4.4 EOTA TR 060}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_C} = 0,12$$

$$v_{min} = \left(\frac{0,0375}{\gamma_C}\right) \cdot k_d^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} = 0,2560 \text{ kN/m}^2$$

**Max. Durchstanzwiderstand**

$$v_{Rd,max} = k_{max} \cdot [C_{Rd,c,max} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 \cdot f = 999,6 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed} = 929,9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{EOTA TR 060 EOTA TR 060}$$

$$C_{Rd,c,max} = \frac{C_{Rk,c,max}}{\gamma_C} = 0,12$$

$$k_{Max} = 1,96$$

**Äußerer Rundschnitt**

Abstand	$l_{s,erf} =$	3.813 mm	<	$l_{s,prov} =$	4.180 mm
Erforderliche Länge des Rundschnittes	$u_{out,req} =$	11.479 mm	<	$u_{out,prov} =$	12.056 mm

$$C_{Rd,c,out} = 0,12$$

Lasterhöhungsfaktor  $\beta_{red} = 1,20$

**Bemessungswert der Betonnormalspannung**

$$v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{(u_{out,prov} - \Delta u_{out,prov}) \cdot d_{out}} \cdot 10^6 = 485,5 \text{ kN/m}^2$$

**Tragfähigkeit im äußeren Rundschnitt**

$$v_{Rd,c,out} = [C_{Rd,c,out} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 = 510,0 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed,out} = 485,5 \text{ kN/m}^2$$

**Durchstanzbewehrung**

**Ermittelte Durchstanzbewehrung**

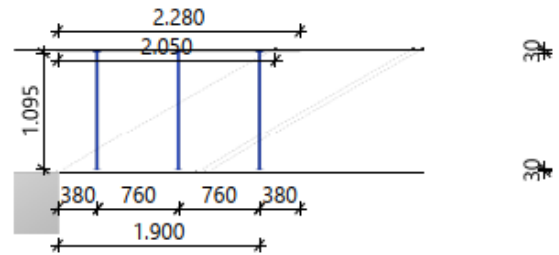
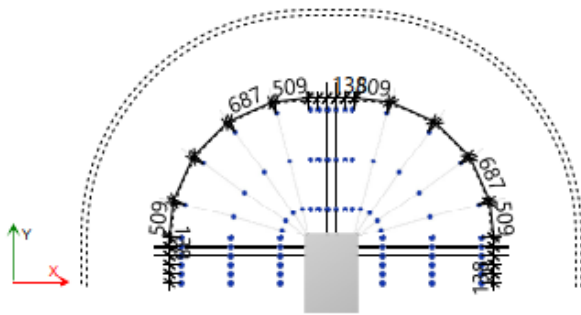
Erste Leiste 23xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)  
Zweite Leiste 23xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)

**Durchstanzwiderstand der Durchstanzbewehrung**

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot A_{st} \cdot f_{yd} / (\eta \cdot 1000) = 6.135,9 \text{ kN} > V_{Ed} \cdot \beta = 6.000,0 \text{ kN}$$

## Innenstütze- Wandende

Anzahl : 1



26xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)

### Material

Betonfestigkeitsklasse	C35/45	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} =$	19,8 N/mm <sup>2</sup> EN 206-1
Biegebewehrung	B450B	$f_{ytd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} =$	391,3 N/mm <sup>2</sup> EN 10080

### Geometrie

Plattendicke	$h_d =$	1.150 mm		
Statische Höhe	$d_x =$	1.000 mm	$d_y =$	1.050 mm
Betondeckung	$c_u =$	30 mm	$c_o =$	30 mm
Bewehrungsquerschnitt/m	$A_{sx} =$	7.500 mm <sup>2</sup>	$A_{sy} =$	7.500 mm <sup>2</sup>
Bewehrungsgrad	$\rho_x =$	0,75 %	$\rho_y =$	0,71 %
Wandende	Dicke a =	800 mm	Einfluss: b =	800 mm

### Lasten

Durchstanzlast	$V_{Ed} =$	5.000,0 kN		
Dynamischer Lastanteil	$V_{dyn} =$	0,0 kN	$V_{Ed} \cdot \beta =$	6.750,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	$\beta =$	1,35		EN 1992-1-1: 6.4.3(6)

### Kritischer Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	$u_1 =$	8.840 mm		EN 1992-1-1: 6.4.2
Bemessungswert der Betonnormalspannung	$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u_1 \cdot d} =$	744,9 kN/m <sup>2</sup>		EN 1992-1-1: 6.4.3
Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung	$v_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{2}{3}}] \cdot 1000 \cdot f =$	510,0 kN/m <sup>2</sup>	<	$v_{Ed} = 744,9 \text{ kN/m}^2$
	$C_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_C} =$	0,12		EN 1992-1-1: 6.4.4 EOTA TR 060
	$v_{min} = \left(\frac{0,0375}{\gamma_C}\right) \cdot k_d^{\frac{1}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} =$	0,2560 kN/m <sup>2</sup>		
Max. Durchstanzwiderstand	$v_{Rd,max} = k_{max} \cdot [C_{Rd,c,max} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{2}{3}}] \cdot 1000 \cdot f =$	999,6 kN/m <sup>2</sup>	>	$v_{Ed} = 744,9 \text{ kN/m}^2$
	$C_{Rd,c,max} = \frac{C_{Rk,c,max}}{\gamma_C} =$	0,12		EOTA TR 060
	$k_{Max} =$	1,96		EOTA TR 060

### Äußerer Rundschnitt

Abstand	$l_{s,erf} =$	1.810 mm	<	$l_{s,prov} = 1.900 \text{ mm}$
Erforderliche Länge des Rundschnittes	$u_{out,req} =$	12.915 mm	<	$u_{out,prov} = 13.199 \text{ mm}$
	$C_{Rd,c,out} =$	0,12		
Lasterhöhungsfaktor	$\beta_{red} =$	1,35		
Bemessungswert der Betonnormalspannung	$v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{(u_{out,prov} - \Delta u_{out,prov}) \cdot d_{out}} \cdot 10^6 =$	498,9 kN/m <sup>2</sup>		
Tragfähigkeit im äußeren Rundschnitt	$v_{Rd,c,out} = [C_{Rd,c,out} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{2}{3}}] \cdot 1000 =$	510,0 kN/m <sup>2</sup>	>	$v_{Ed,out} = 498,9 \text{ kN/m}^2$

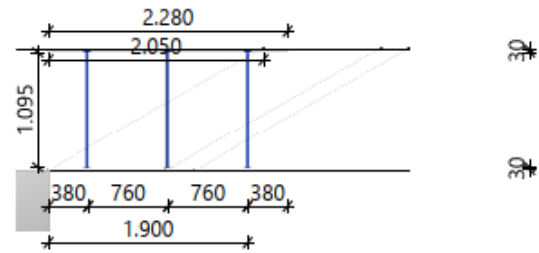
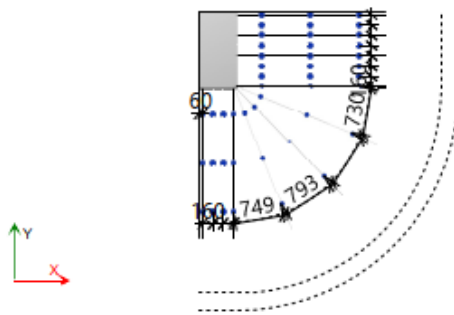
### Durchstanzbewehrung

Ermittelte Durchstanzbewehrung		26xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)		
Erste Leiste				
Durchstanzwiderstand der Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,wy} = m_c \cdot n_c \cdot A_{st} \cdot f_{yd} / (\eta \cdot 1000) =$	6.936,3 kN	>	$V_{Ed} \cdot \beta = 6.750,0 \text{ kN}$



# Eckstütze

Anzahl : 1



15xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)

## Material

Betonfestigkeitsklasse	C35/45	$f_{ed} = \alpha_{cs} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} =$	19,8 N/mm <sup>2</sup> EN 206-1
Biegebewehrung	B450B	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} =$	391,3 N/mm <sup>2</sup> EN 10080

## Geometrie

Plattendicke	$h_d =$	1.150 mm	
Statische Höhe	$d_x =$	1.000 mm	$d_y =$ 1.050 mm
Betondeckung	$c_u =$	30 mm	$c_o =$ 30 mm
Bewehrungsquerschnitt/m	$A_{sx} =$	4.000 mm <sup>2</sup>	$A_{sy} =$ 4.000 mm <sup>2</sup>
Bewehrungsgrad	$\rho_x =$	0,40 %	$\rho_y =$ 0,38 %
Rechteckstütze	$a =$	600 mm	$b =$ 1.200 mm
Lage	Eckstütze		
Randabstand	$r_a =$	0 mm	$r_b =$ 0 mm

## Lasten

Durchstanzlast	$V_{Ed} =$	2.600,0 kN	
Dynamischer Lastanteil	$V_{dyn} =$	0,0 kN	$V_{Ed} \cdot \beta =$ 3.900,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	$\beta =$	1,5	EN 1992-1-1: 6.4.3(6)

## Kritischer Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	$u_1 =$	5.020 mm	EN 1992-1-1: 6.4.2
Bemessungswert der Betonnormalspannung	$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u_1 \cdot d} =$	757,9 kN/m <sup>2</sup>	EN 1992-1-1: 6.4.3
Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung	$v_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 \cdot f =$	393,4 kN/m <sup>2</sup> <	$v_{Ed} =$ 757,9 kN/m <sup>2</sup> EN 1992-1-1: 6.4.4
	$C_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_C} \cdot (0,1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0,6) =$	0,1141	EOTA TR 060
	$v_{min} = (\frac{0,0375}{\gamma_C}) \cdot k_d^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} =$	0,2560 kN/m <sup>2</sup>	
Max. Durchstanzwiderstand	$v_{Rd,max} = k_{max} \cdot [C_{Rd,c,max} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 \cdot f =$	771,1 kN/m <sup>2</sup> >	$v_{Ed} =$ 757,9 kN/m <sup>2</sup> EOTA TR 060
	$C_{Rd,c,max} = \frac{C_{Rd,c,max}}{\gamma_C} \cdot (0,1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0,6) =$	0,1141	EOTA TR 060
	$k_{Max} =$	1,96	

### Äußerer Rundschnitt

Abstand	$l_{s,erf} =$	1.628 mm	<	$l_{s,prov} =$	1.900 mm
Erforderliche Länge des Rundschnittes	$u_{out,req} =$	6.772 mm	<	$u_{out,prov} =$	7.200 mm
Lasterhöhungsfaktor	$C_{Rd,c,out} =$	0,12			
	$\beta_{red} = \frac{\beta}{1,2 + \frac{\beta}{15} \cdot \frac{l_s}{d_{out}}} =$	1,10			
Bemessungswert der Betonnormalspannung	$v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{(u_{out,prov} - \Delta u_{out,prov}) \cdot d_{out}} \cdot 10^6 =$	387,6 kN/m <sup>2</sup>			
Tragfähigkeit im äußeren Rundschnitt	$v_{Rd,c,out} = [C_{Rd,c,out} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 =$	413,6 kN/m <sup>2</sup>	>	$V_{Ed,out} =$	387,6 kN/m <sup>2</sup>

### Durchstanzbewehrung

Ermittelte Durchstanzbewehrung					
Erste Leiste				15xPSB-25/1095-3/2280(380/760/760/380)	
Durchstanzwiderstand	der				
Durchstanzbewehrung					
$V_{Rd,sh} = m_c \cdot n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd} / (\eta \cdot 1000) =$	4.001,7 kN	>	$V_{Ed} \cdot \beta =$	3.900,0 kN	

### Symbolverzeichnis

$A_s$	Querschnittsfläche der Bewehrung	$n_{prov}$	Vorhandene Anzahl der Anker pro Element
$A_{s,i}$	Querschnittsfläche eines Bolzens	$u_1$	Umfang des kritischen Rundschnitts
$C_{Rk,c}$		$u_{out,prov}$	Vorhandene Länge des Rundschnitts
$C_{Rk,max}$		$u_{out,req}$	Erforderlicher Umfang des Rundschnitts
$M_{Ed,y}, M_{Ed,x}$	Bemessungswert der Momentenbeanspruchung	der $v_{Min}$	Mindestwert des Durchstanzwiderstandes
$V_{Ed}$	Bemessungswert der Durchstanzlast	$V_{Ed}$	Bemessungswert der Betonnormalspannung
$V_{dyn}$	Dynamischer Lastanteil	$V_{Rd,c}$	Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung
$\Delta V$	Resultierende Kraft aus Bodenpressung	$V_{Rd,max}$	Max. Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung
$V_{Rd,sh}$	Durchstanzwiderstand der Bewehrung	der $\beta$	Lasterhöhungsfaktor
$W_{1,x}, W_{1,y}$	Nach EN 1992-1-1 (6.40)	$\beta_{red}$	Lasterhöhungsfaktor
$c_x, c_y$	Abstand der Bewehrungsstäbe	$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert des Betons
$d_x, d_y$	Abstand der Bewehrungsstäbe	$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert der Bewehrung
$f$		$\rho_x, \rho_y$	Bewehrungsgrad
$f_{ck}$	Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	der $\rho_l$	Mittelwert des Bewehrungsgrads
$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	$\Delta\sigma_s$	Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit
$f_{yk}$	Charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung	$\Delta\sigma_{Rs,d}$	Bemessungswert der Schwingbreite
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung	der $\eta$	Faktor zur Berücksichtigung der Plattendicke
$g_d$	Bodenpressung		
$k_d$	Faktor		
$k_{d,max}$	Faktor		
$l_{s,req}$	Erforderliche Länge der Anker Elemente		
$l_{s,prov}$	Vorhandene Länge		
$m_c$	Anzahl der Anker Elemente		

### 19.2.1.2 Verifiche SLE

#### SLE: Stati limite di esercizio – Controllo dell’inflessione

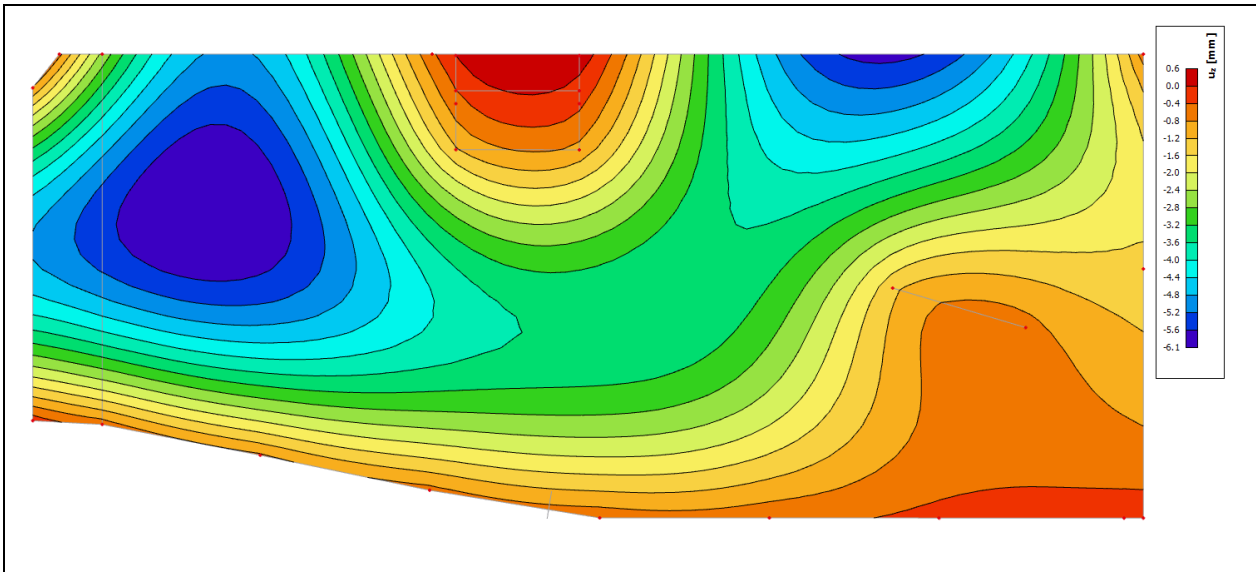
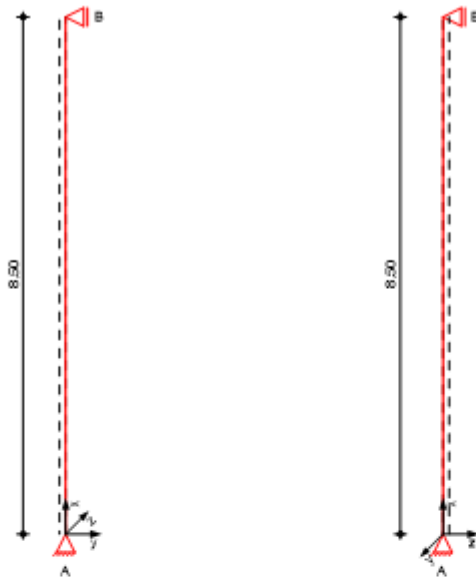


Figura 114: Deformazione solaio verticale – Combinazione quasi-permanente

### 19.3 Pilastro

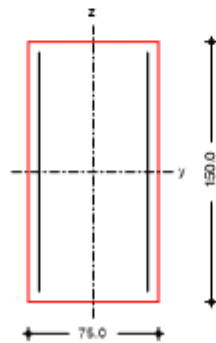
System  
M 1:100



Pendelstütze  
Stablänge

$l = 8.50 \text{ m}$

M 1:35



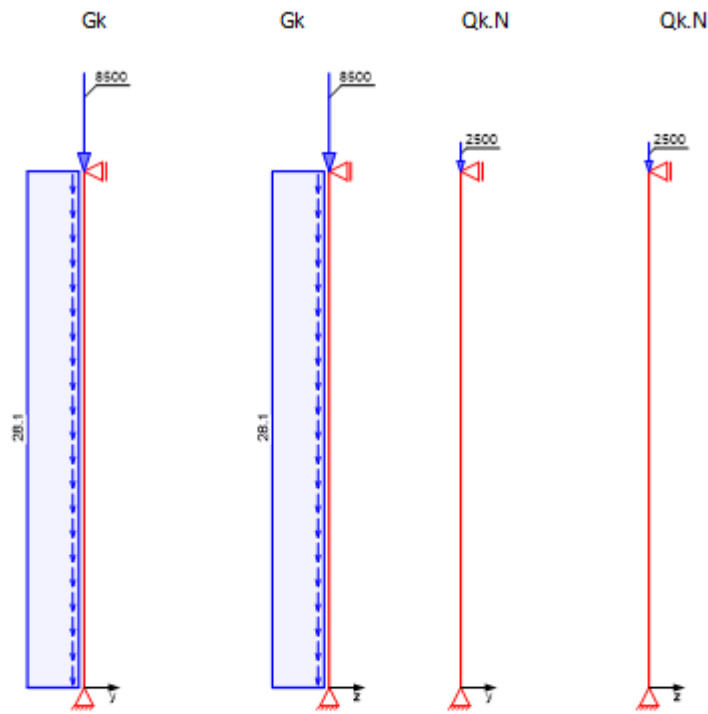
Belastungen

Belastungen auf das System

Grafik

Belastungsgrafiken (einwirkungsbezogen)

Einwirkungen



Streckenlasten  
in x-Richtung

Einw. Gk

Komm.	a [m]	s [m]	q <sub>u</sub> [kN/m]	q <sub>o</sub> [kN/m]
Eigengew	0.00	8.50		28.13

Punktlasten  
in x-Richtung

Einw. Gk

Einw. Qk.N

Komm.	a [m]	F <sub>x</sub> [kN]	e <sub>y</sub> [cm]	e <sub>z</sub> [cm]
Einw. Gk	8.50	8500.00	0.0	0.0
Einw. Qk.N	8.50	2500.00	0.0	0.0

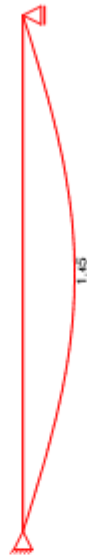
Imperfektionen

Grafik

$w_{y,1}$ [cm]



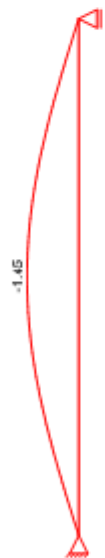
$w_{y,5}$ [cm]



$w_{z,7}$ [cm]



$w_{z,8}$ [cm]



Kombinationen

Kombinationsbildung nach UNI EN 1990-1  
Darstellung der maßgebenden Kombinationen

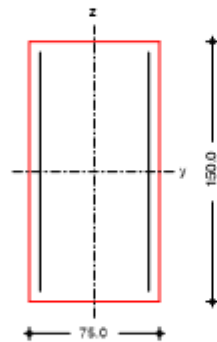
	Ek	Imp.	$\Sigma (\gamma \cdot \psi \cdot EW)$	
ständig/vorüberg.	1	1	1.30 * Gk	+1.50 * Qk.N

	Ek	Imp.	$\Sigma (\gamma \cdot \psi \cdot EW)$	
Brand	5	5	1.00*Gk	+0.30*Qk.N
quasi-ständig	9	9	1.00*Gk	+0.30*Qk.N
	11	7	1.00*Gk	+0.30*Qk.N
	12	8	1.00*Gk	+0.30*Qk.N

**Bemessung (GZT)** gemäß UNI EN 1992-1-1, 3.1, 3.2, 5.4, 5.7, 5.8

Material	Beton C 30/37	Betonstahl B 450C
Elastizitätsmodul		$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$
maximaler Bewehrungsgrad		$\rho_{max} = 9.0$
Rechteckquerschnitt	Breite	$b = 75.0 \text{ cm}$
	Dicke	$h = 150.0 \text{ cm}$
Bewehrungsanordnung: $A_{sl}=A_{sr}$		
Expositionsklassen:		
Mindestbetondeckung		$c_{min} = 30.0 \text{ mm}$
Vorhaltemaß		$\Delta c = 10.0 \text{ mm}$

M 1:35



**Bruchschnittgrößen**  
Komb. 1

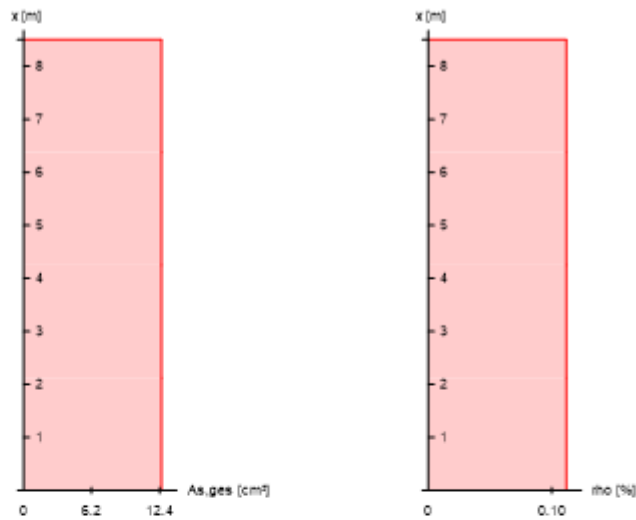
nach nichtlinearer Theorie

x [m]	$N_u$ [kN]	$M_{yu}$ [kNm]	$M_{zu}$ [kNm]	$\epsilon_s$ [‰]	$\epsilon_c$ [‰]	$\eta$
8.50	19616.8	0.0	0.0	-2.00	-2.00	0.75
6.38	18669.2	0.0	-258.4	-1.17	-2.72	0.80
4.25	18299.0	0.0	-358.5	-1.02	-2.86	0.82
2.13	18668.5	0.0	-258.6	-1.17	-2.72	0.81
0.00	19616.8	0.0	0.0	-2.00	-2.00	0.77

**Erforderliche Bewehrung**

von x [m]	bis x [m]	Typ	Bew.Art	$d'$ [cm]	$A_{s,ges}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]
6.38	8.50	R	$A_{sl}=A_{sr}$	6.2	12.57	0.11
4.25	6.38	R	$A_{sl}=A_{sr}$	6.2	12.57	0.11
2.13	4.25	R	$A_{sl}=A_{sr}$	6.2	12.57	0.11
0.00	2.13	R	$A_{sl}=A_{sr}$	6.2	12.57	0.11

Erf. Bewehrung  
M 1:115



**Brandfall**

- gemäß allgemeinem Verfahren nach EN 1992-1-2  
Berechnungsgrundlagen:
- spezifische Wärme vom Beton (3.3.2)
  - Feuchte des Betons 3.0%
  - Wärmeübertragungskoeffizient 25 W/m²K
  - thermische Leitfähigkeit des Betons: obere Grenze
  - Emissionswert der Betonoberfläche 0.7
  - Festigkeitsred. Bewehrung für Klasse N
  - Bewehrung kaltverformt
  - quarzhaltige Betonzuschläge

Steffigkeiten im Brandfall

$t_{req}$ [min]	Seiten [-]	EA [kN]	$EI_y$ [kNm²]	$EI_z$ [kNm²]
120	r/l/o/u	22224593.91	3141693.92	631773.65

Temperaturprofil Bewehrung

Y [cm]	Z [cm]	R [cm]	$\theta$ [°]	$E_{s,\theta}/E_s$ [-]	$f_{y,\theta}/f_y$ [-]
-31.30	-68.80	--	536	0.34	0.57
31.30	-68.80	--	536	0.34	0.57
-31.30	68.80	--	536	0.34	0.57
31.30	68.80	--	536	0.34	0.57
-31.30	-45.87	--	337	0.66	0.98
31.30	-45.87	--	337	0.66	0.98
-31.30	-22.93	--	337	0.66	0.98
31.30	-22.93	--	337	0.66	0.98
-31.30	0.00	--	337	0.66	0.98
31.30	0.00	--	337	0.66	0.98
-31.30	22.93	--	337	0.66	0.98
31.30	22.93	--	337	0.66	0.98



Y	Z	R	$\theta$	$E_{s,\theta}/E_s$	$f_{y,\theta}/f_y$
[cm]	[cm]	[cm]	[°]	[-]	[-]
-31.30	45.87	--	337	0.66	0.98
31.30	45.87	--	337	0.66	0.98

Bruchschnittgrößen

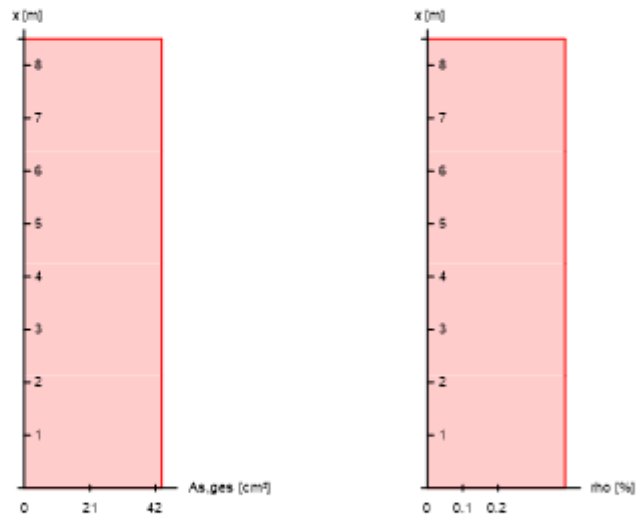
nach nichtlinearer Theorie  
Komb. 5

x	$N_u$	$M_{y,u}$	$M_{z,u}$	$\eta$
[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	
8.50	12928.8	0.0	0.0	0.72
6.38	12557.7	0.0	-181.0	0.74
4.25	12409.6	0.0	-252.8	0.76
2.13	12546.3	0.0	-180.4	0.75
0.00	12857.5	0.0	0.0	0.74

Erforderliche  
Bewehrung

von x	bis x	Typ	Bew.Art	$d'$	$A_{s,ges}$	$\rho$
[m]	[m]			[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]
0.00	8.50	R	$A_{sl}=A_{sr}$	6.2	43.98	0.39

Erf. Bewehrung  
M 1:115



Nachweise (GZT)  
Querkraftbemessung

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach UNI EN 1992-1-1

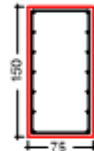
x	$V_{Ed,y}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max,y}$	$N_x$	$\theta$	z	erf $a_{bw}$	
[m]	$V_{Ed,z}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max,z}$	[kN]	[°]	[cm]	[cm <sup>2</sup> /m]	
	[kN]	[kN]	[kN]					
Komb. 1	8.50	108.64	904.10	2722.3	14800	21.8	61.9	14.61 <sup>M</sup>
Komb. 1	6.38	76.75	904.10	2722.3	14878	21.8	61.9	14.61 <sup>M</sup>
Komb. 1	4.25	0.79	904.10	2722.3	14955	21.8	61.9	14.61 <sup>M</sup>
Komb. 1	2.13	76.52	904.10	2722.3	15033	21.8	61.9	14.61 <sup>M</sup>

x	V <sub>Ed,y</sub> V <sub>Ed,z</sub>	V <sub>Rd,c</sub> V <sub>Rd,c</sub>	V <sub>Rd,max,y</sub> V <sub>Rd,max,z</sub>	N <sub>k</sub>	θ	z	erf a <sub>bw</sub>
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[cm]	[cm <sup>2</sup> /m]
Komb. 1	0.00 109.20	904.10	2722.3	15111	21.8	61.9	14.61 <sup>m</sup>

m: Mindestquerkraftbew. nach Abs. 9.2.2(5)

### Bewehrungswahl

Querschnitt  
M 1:70



Längsstäbe: 14     $\phi 20$   
 Querkraftbewehrung:  $\phi 12$   
 Betondeckung:  
 c<sub>nom</sub> = 40 mm

### Nachweise (GZG)

Verformungen im Gebrauchszustand

Steifigkeiten nach linearer Th.II.O.:

von x	bis x	E <sub>c,eff</sub>	ρ	EI <sub>y,I</sub>	EI <sub>z,I</sub>
[m]	[m]	[kN/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[MNm <sup>2</sup> ]	[MNm <sup>2</sup> ]
0.00	8.50	33.00	0.39	7119.6	1805.9

x	max w <sub>y</sub>	E <sub>k</sub>	max w <sub>z</sub>	E <sub>k</sub>	EI <sub>y,II</sub> / EI <sub>y,I</sub>	EI <sub>z,II</sub> / EI <sub>z,I</sub>
[m]	[cm]	[-]	[cm]	[-]		
8.50	0.00	9	0.00	11	1.00	1.00
6.38	1.11	9	-1.04	12	0.48	0.50
4.25	1.57	9	-1.48	12	0.48	0.49
2.13	1.11	9	-1.05	12	0.48	0.49
0.00	0.00	9	0.00	9	1.00	1.00

### Auflagerkräfte

Auflagergrößen am  
Stützenkopf

Einw	F <sub>x,k</sub>	M <sub>y,k</sub>	M <sub>z,k</sub>	F <sub>y,k</sub>	F <sub>z,k</sub>
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Gk	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Qk.N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Auflagergrößen am  
Stützenfuß

Einw	F <sub>x,k</sub>	M <sub>y,k</sub>	M <sub>z,k</sub>	F <sub>y,k</sub>	F <sub>z,k</sub>
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Gk	8739.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Qk.N	2500.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Anteile aus Th. II Ordnung

Einw	$\Delta M_{y,k}$ [kNm]	$\Delta M_{z,k}$ [kNm]	$\Delta F_{y,k}$ [kN]	$\Delta F_{z,k}$ [kN]
Gk	0.0	0.0	0.4	0.3
Qk.N	0.0	0.0	0.0	0.0

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	$\eta$ [-]
Stabilität	OK
Bruchschnittgrößen	OK 0.82
Querkraftbemessung	OK
Brand	OK
Bewehrungswahl	OK

Nachweise (Brand)

Brandfall im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	$\eta$ [-]
Bruchschnittgrößen	OK 0.76

## 19.4 Fondazioni

Carico limite dell'insieme fondazione-terreno in condizioni drenate

Descrizione e coefficienti parziali			
Combinazione		A1 C1	A2 C1
		(STR) A1+M1+R1	(GEO) A1+M1+R3
Coefficienti parziali per le azioni (Ai)	$\gamma_{G1}$	1,30	1,30
	$\gamma_{G2}$	1,50	1,50
	$\gamma_{Qi}$	1,50	1,50
Coefficienti parziali per parametri geotecnici (Mi)	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,00
	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00
	$\gamma_{cu}$	1,00	1,00
	$\gamma_{\nu}$	1,00	1,00
Coeff. parz. per verifiche SLU (Ri)	$\gamma_R$	1,00	2,30

Impostazioni generali			
Quota piano campagna		s.l.s.	252,90 m s.l.m.
Quota piano posa fondazione		s.l.b.	251,90 m s.l.m.
Quota pelo libero falda		s.l.g.t.	247,10 m s.l.m.
Inclinazione base di fondazione		$\alpha$	0,00 °
Profondità di posa		d	1,00 m
Profondità falda		$z_w$ ( $\downarrow +$ )	5,80 m

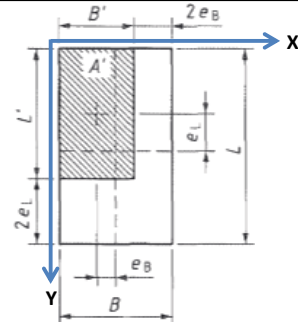
  

Parametri del terreno				A1+M1+R1	A1+M1+R3
Peso di vol. umido del terreno, sopra s.l.b.	$\gamma_1$	20,00 kN/m <sup>3</sup>		20,00 kN/m <sup>3</sup>	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Peso di vol. umido del terreno, sotto s.l.b.	$\gamma_2$	20,00 kN/m <sup>3</sup>		20,00 kN/m <sup>3</sup>	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_2'$	38,00 °		38,00 °	38,00 °
Coesione	$c_2'$	0,00 kN/m <sup>2</sup>		0,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico acqua	$\gamma_{H2O}$	10,00 kN/m <sup>3</sup>			
Peso specifico C.A.	$\gamma_{c.a.}$	25,00 kN/m <sup>3</sup>			

Carichi agenti				$G_{1k}$	$G_{2k}$	$Q_k$	$G_{ik} + Q_k$
Carico verticale alla base, escl. peso proprio	N			8500,00		2500,00	11000,00 kN
Carico verticale alla base, incl. peso proprio							11750,00 kN
Carichi orizzontali alla base lungo asse x	$H_x$						0,00 kN
Carichi orizzontali alla base lungo asse y	$H_y$						0,00 kN
Momenti applicati lungo asse x	$m_x$						0,00 kNm
Momenti applicati lungo asse y	$m_y$						0,00 kNm
Eccentricità $e_x = m_x / N$	$e_x$						0,00 m
$e_y = m_y / N$	$e_y$						0,00 m
Eccentricità aggiuntiva	$e_{x,additional}$						m
	$e_{y,additional}$						m
Eccentricità totale	$e_{x,tot.}$						0,00 m
	$e_{y,tot.}$						0,00 m
Sollecitazione verticale totale di progetto	$N_d$			A1+M1+R1	A1+M1+R3		
				15775,00 kN	15775,00 kN		

**Caratteristiche geometriche fondazione**

Lunghezza (asse Y)	L	7,50 m
Larghezza (asse X)	B	4,00 m
Altezza	H	1,00 m
Peso fondazione		750,00 kN
Dimensioni ridotte per l'eccentricità		
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 \cdot e_{y,t}$	7,50 m
Larghezza ridotta	$B' = B - 2 \cdot e_{x,t}$	4,00 m
Impronta ridotta	$A' = L' \cdot B'$	30,00 m <sup>2</sup>



**Carico limite del terreno - verifica in condizioni drenate**

Calcolo secondo Eurocodice 7, Appendice D.4

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q_1 \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

		A1+M1+R1		A1+M1+R3	
Coeff. capacità portante	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\varphi')$	61,35		61,35	
Coeff. peso terreno	$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \cdot e^{\Lambda(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	48,93		48,93	
Coeff. coesione terreno	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi')$	74,90		74,90	
Pressione q alla profondità del piano di posa, con falda in quiete	$B+d < z_w \quad q_1 = \gamma_1 \cdot d$	20,00		20,00	
	$d < z_w \leq B+d \quad q_1 = \gamma_1 \cdot d$	20,00		20,00	
	$0 \leq z_w \leq d \quad q_1 = \gamma_1 \cdot z_w + \gamma_1' \cdot (d - z_w)$				
	$z_w < 0 \quad q_1 = \gamma_1' \cdot d$				
Coeff. geometrico	$m = m_x = m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1,65		1,65	
	$m = m_y = m_A = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	1,35		1,35	
Coeff. di forma	$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$	1,34		1,34	
	$s_q = 1 + B'/L' \cdot \sin \varphi'$	1,33		1,33	
	$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot B'/L'$	0,84		0,84	
Coeff. carichi inclinati	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$	1,00	1,00	1,00	1,00
	$i_q = (1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cotan \varphi'))^\Lambda m$	1,00	1,00	1,00	1,00
	$i_\gamma = (1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cotan \varphi'))^\Lambda (m+1)$	1,00	1,00	1,00	1,00
Coeff. inclinazione base fondazione	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$	1,00		1,00	
	$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$	1,00		1,00	
	$b_\gamma = b_c$	1,00		1,00	
Carico limite	$R/A' = q_{lim}$	3816,62 kN/m <sup>2</sup>		3816,62 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Resistenza di progetto</b>	$R_d = q_{lim} / \gamma_R$	<b>3816,62 kN/m<sup>2</sup></b>		<b>1659,40 kN/m<sup>2</sup></b>	
Sollecitazione di progetto	$E_d = N_d / A'$	525,83 kN/m <sup>2</sup>		525,83 kN/m <sup>2</sup>	
Grado di utilizzo	$\eta = E_d / R_d$	14%		32%	
<b>Verifica carico limite</b>	$R_d \geq E_d$	<b>Verifica soddisfatta</b>		<b>Verifica soddisfatta</b>	

Carico limite dell'insieme fondazione-terreno in condizioni drenate

Descrizione e coefficienti parziali

Combinazione	A1 C1		A2 C1	
	(STR)		(GEO)	
	A1+M1+R1	A1+M1+R3	A1+M1+R1	A1+M1+R3
Coeff. parziali per le azioni (Ai)	$\gamma_{G1}$	1,30	1,30	
	$\gamma_{G2}$	1,50	1,50	
Coeff. parziali per parametri geotecnici (Mi)	$\gamma_{Qi}$	1,50	1,50	
	$\gamma_{\varphi}'$	1,00	1,00	
	$\gamma_c'$	1,00	1,00	
	$\gamma_{cu}$	1,00	1,00	
Coeff. parz. per verifiche SLU (Ri)	$\gamma_V$	1,00	1,00	
	$\gamma_R$	1,00	2,30	

Impostazioni generali

Quota piano campagna	s.l.s.	252,90 m s.l.m.
Quota piano posa fondazione	s.l.b.	251,70 m s.l.m.
Quota pelo libero falda	s.l.g.t.	247,10 m s.l.m.
Inclinazione base di fondazione	$\alpha$	0,00 °
Profondità di posa	d	1,20 m
Profondità falda	$z_w$ (↓+)	5,80 m

Parametri del terreno

			A1+M1+R1	A1+M1+R3
Peso di vol. umido del terreno, sopra s.l.b.	$\gamma_1$	20,00 kN/m <sup>3</sup>	20,00 kN/m <sup>3</sup>	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Peso di vol. umido del terreno, sotto s.l.b.	$\gamma_2$	20,00 kN/m <sup>3</sup>	20,00 kN/m <sup>3</sup>	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi_2'$	38,00 °	38,00 °	38,00 °
Coesione	$c_2'$	0,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico acqua	$\gamma_{H2O}$	10,00 kN/m <sup>3</sup>		
Peso specifico C.A.	$\gamma_{c.a.}$	25,00 kN/m <sup>3</sup>		

Carichi agenti

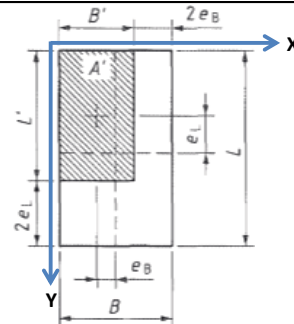
		$G_{1k}$	$G_{2k}$	$Q_k$	$G_{ik} + Q_k$
Carico verticale alla base, escl. peso proprio	N	13500,00		4000,00	17500,00 kN
Carico verticale alla base, incl. peso proprio					18625,00 kN
Carichi orizzontali alla base lungo asse x	$H_x$				0,00 kN
Carichi orizzontali alla base lungo asse y	$H_y$				0,00 kN
Momenti applicati lungo asse x	$m_x$				0,00 kNm
Momenti applicati lungo asse y	$m_y$				0,00 kNm
Eccentricità $e_x = m_x / N$	$e_x$				0,00 m
$e_y = m_y / N$	$e_y$				0,00 m
Eccentricità aggiuntiva	$e_{x,additional}$				0,00 m
	$e_{y,additional}$				0,50 m
Eccentricità totale	$e_{x,tot.}$				0,00 m
	$e_{y,tot.}$				0,50 m

	A1+M1+R1	A1+M1+R3	
Sollecitazione verticale totale di progetto	$N_d$	25012,50 kN	25012,50 kN

**Caratteristiche geometriche fondazione**

Lunghezza (asse Y)	L	7,50 m
Larghezza (asse X)	B	5,00 m
Altezza	H	1,20 m
Peso fondazione		1125,00 kN
Dimensioni ridotte per l'eccentricità		
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 \cdot e_{y,t}$	6,50 m
Larghezza ridotta	$B' = B - 2 \cdot e_{x,t}$	5,00 m
Impronta ridotta	$A' = L' \cdot B'$	32,50 m <sup>2</sup>



**Carico limite del terreno - verifica in condizioni drenate**

Calcolo secondo Eurocodice 7, Appendice D.4

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q_1 \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

		A1+M1+R1	A1+M1+R3
Coeff. capacità portante	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\varphi')$	61,35	61,35
Coeff. peso terreno	$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \cdot e^{\Lambda(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	48,93	48,93
Coeff. coesione terreno	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi')$	74,90	74,90
Pressione q alla profondità del piano di posa, con falda in quiete	$B+d < z_w$ $q_1 = \gamma_1 \cdot d$		
	$d < z_w \leq B+d$ $q_1 = \gamma_1 \cdot d$	24,00	24,00
	$0 \leq z_w \leq d$ $q_1 = \gamma_1 \cdot z_w + \gamma_1' \cdot (d - z_w)$	19,20	19,20
	$z_w < 0$ $q_1 = \gamma_1' \cdot d$		
Coeff. geometrico	$m = m_x = m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1,57	1,57
	$m = m_y = m_A = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	1,43	1,43
Coeff. di forma	$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$	1,48	1,48
	$s_q = 1 + B'/L' \cdot \sin \varphi'$	1,47	1,47
	$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot B'/L'$	0,77	0,77
Coeff. carichi inclinati	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$	1,00	1,00
	$i_q = (1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cotan \varphi'))^m$	1,00	1,00
	$i_\gamma = (1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cotan \varphi'))^{(m+1)}$	1,00	1,00
Coeff. inclinazione base fondazione	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$	1,00	1,00
	$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$	1,00	1,00
	$b_\gamma = b_c$	1,00	1,00
Carico limite	$R/A' = q_{lim}$	4496,08 kN/m <sup>2</sup>	4496,08 kN/m <sup>2</sup>
<b>Resistenza di progetto</b>	<b><math>R_d = q_{lim} / \gamma_R</math></b>	<b>4496,08 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1954,82 kN/m<sup>2</sup></b>
Sollecitazione di progetto	$E_d = N_d / A'$	769,62 kN/m <sup>2</sup>	769,62 kN/m <sup>2</sup>
Grado di utilizzo	$\eta = E_d / R_d$	17%	39%
<b>Verifica carico limite</b>	<b><math>R_d \geq E_d</math></b>	<b>Verifica soddisfatta</b>	<b>Verifica soddisfatta</b>

## 20 "Berliner Verbau" Sezione 11-11

### Calcolo con Eurocode 7-1 e NTC 2018

#### Valori di sistema

Testa paratia a traslazione libera

Spinta attiva terreno

Terreno non coesivo

Piano campagna su 0.00 m

Livello falda 100.00 m

1. Pendio terreno	inizio	[m]	0.00
	fine	[m]	1.19
	altezza	[m]	1.10

Coefficienti spinta terr. Eurocode 7

#### Struttura paratia

Sez.	tipo par.	$x_1$ [m]	$z_1$ [m]	$E$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> /lfm]	$g$ [kN/m <sup>3</sup> ]
	Profilo	$x_2$ [m]	$z_2$ [m]	$I$ [cm <sup>4</sup> /lfm]	$d$ [cm]	
		$a$ [m]	$b$ [m]	$EI$ [MN*m <sup>2</sup> ]		
1	Paratia berlin.	0.00	1.10	210000.00	75.80	78.50
	HEB 220	0.00	8.10	6.7417E+03	22.00	
		1.20	0.30	14.16		

#### Valori strati del terreno

			Schicht1	Schicht2
Altezza strato	$h$	[m]	3.40	96.60
Attr. interno	$\varphi$	[gradi]	30.00	38.00
Attr. par. att.	$\delta_a$	[gradi]	20.00	25.33
Attr. par. pass.	$\delta_p$	[gradi]	-20.00	-25.33
Coesione attiva	$c_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	0.0
Coesione passiva	$c_p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.0	0.0
Peso spec. terreno		[kN/m <sup>3</sup> ]	18.5	20.0
Peso spec. sotto spinta		[kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	10.0
Attrito rivestim.		[MN/m <sup>2</sup> ]	0.05	0.17
Spinta punta		[MN/m <sup>2</sup> ]	1.00	2.50

#### Coefficienti spinta terreno

Coeff. sp. terreno	$K_{spht}$	(attiva)	0.285	0.200
Coeff. coesione	$K_{sch}$	(attiva)	1.238	0.000
Coeff. sovracc.	$K_{spht}$	(attivo)	0.285	0.200
Coeff. res. terreno	$K_{spht}$	(pass.)	4.633	8.153
Coeff. res. coes.	$K_{sch}$	(pass.)	6.292	0.000
Coeff. sovracc.	$K_{spht}$	(passivo)	4.633	8.153

#### Sovraccarichi e paratia in coordinate globali

Tutti i carichi e le grandezze di taglio si riferiscono a 1 m di paratia.

#### Carichi lineari sul terreno

Nome	CA	$q$	$x_A$	$x_E$	$z_0$	Tipo
Q	Q	20.00	1.70	10.00	-1.10	0

(G = permanente, Q = variabile, B = dal peso proprio terreno)

Applicazione dei carichi a blocco:

0 = Standard: secondo Eurocode 7



### Fattori di sicurezza per frattura idraulica (SL HYD)

$\gamma$	H	G, stb
	1.300	0.900

### Fattori di sicurezza per calcolo della lunghezza della parete (GEO)

Calcolo con approccio 1

Combinazione 1 con fattori di sicurezza die gruppi A1 + M1 + R1

$\gamma$	G	E0g	W	L	Ol	Q	Qv		
	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.500	1.500		
$\gamma$	Ep	Wg	$\gamma$	$\varphi$	c	cu	R,h	b	s
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.100	1.000	1.000

Combinazione 2 con fattori di sicurezza die gruppi A2 + M2 + R1

$\gamma$	G	E0g	W	L	Ol	Q	Qv		
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.300	1.300		
$\gamma$	Ep	Wg	$\gamma$	$\varphi$	c	cu	R,h	b	s
	1.000	1.000	1.000	1.250	1.250	1.400	1.100	1.000	1.000

Calcolo delle forze (STR) con gli stessi fattori come

Combinazione rappresentativa per il calcolo della lunghezza del muro (GEO)

Calcolo delle deformazioni

con valori caratteristici (SLS)

Calcolo delle lunghezze die ancoraggi (GEO) con gli stessi fattori come

Calcolo della lunghezza parete (GEO)

$\gamma$	coefficiente sic. parz. per...
H	Pressione di filtrazione (terreno sfavorevole)
G, stb	Azioni permanenti favorevoli
G	spinta da peso proprio terr. (escl. spinta a rip.)
E0g	spinta a riposo da peso proprio terreno e carichi perm.
W	pressione acqua come azione sfavorevole
L	press. acqua da carichi perm. (escl. spinta a rip)
Ol	carichi permanenti con spinta terr. a riposo
Q	azioni da carichi variabili
Qv	azioni da carichi variabili ferroviari
Ep	resistenza terreno
Wg	pressione acqua come azione favorevole
$\gamma$	Peso specifico
$\varphi$	coefficiente attrito $\tan(\varphi)$
c	coesione c
cu	Coesione non drenata
R,h	resistenza allo slittamento
b	spinta punta
s	Attrito laterale del bordo

### Caso carico Q

#### Andamento spinta terreno (char.) senza redistribuzione [kN/m<sup>2</sup>]

Prof. z	Somma-e <sub>v</sub>	Somma e <sub>h</sub>	e <sub>h</sub> -terreno+est.	e <sub>h</sub> -sovraccarico
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.00	0.000	3.855	0.000	3.855
0.07	0.106	4.126	0.271	3.855
0.24	0.384	4.761	0.905	3.855
3.40	15.411	21.410	17.555	3.855
3.40	15.411	20.500	16.645	3.855

Prof. z	Somma-e <sub>v</sub>	Somma e <sub>h</sub>	e <sub>h</sub> -terreno+est.	e <sub>h</sub> -sovraccarico
7.00	62.616	34.895	31.040	3.855
7.00	62.616	34.895	31.040	3.855
15.62	275.230	69.350	65.495	3.855
15.62	275.230	65.495	65.495	0.000
100.00	9631.357	402.921	402.921	0.000

## Scavo nr. 1

Paratia molto sporgente  
Piede della paratia incastrato (Blum)

La spinta negativa del terreno agisce sul sistema statico

Combinazione di calcolo rappresentativa: Combinazione 2

Nessuna redistribuzione

### Iterazione lunghezza paratia

Lunghezza	Somma M	Somma M (Weissenbach)
3.55	83.95	
4.55	75.46	
5.45	-61.26	
5.15	2.93	
5.16	1.12	
5.17		69.06
6.17		-48.44
6.07		-32.53
5.77		9.09
5.78		7.84
5.81		4.06
5.84		0.18
5.85		-1.13

\*\*\* Avviso: il angolo d'inclinazione della forza sostitutiva C  
δ<sub>c</sub> è stato ridotto

Prof. z [m]	δ <sub>c</sub> [gradi] (valore iniz.)	δ <sub>c</sub> [gradi] (valore ridotto)
3.400	10.000	0.000
7.000	12.667	0.000
100.000	12.667	0.000
Somma totale V (char.)	25.01 kN/m	12.34 kN/m

Spinta pass. terr		Valore car.		Valore prog.	
Prof. z [m]	e <sub>ph,k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Prof. z [m]	e <sub>ph,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Prof. z [m]	e <sub>ph,d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.050	0.000	3.050	0.000	3.050	0.000
3.050	-31.460	3.050	-20.437	3.050	-20.437
3.400	-61.457	3.400	-42.192	3.400	-42.192
3.400	-52.793	3.400	-33.936	3.400	-33.936
5.840	-450.677	5.840	-289.702	5.840	-289.702
Somma E <sub>ph,k</sub> =	-630.494 kN/m	Somma E <sub>ph,d</sub> =	-405.798 kN/m		

Suppl. prof. infissione EAB (EB25) = 0.2\* 2.80 m = 0.56 m  
Lunghezza tot. paratia: 6.40 m, Prof. infiss. t = 3.35 m  
(incl. suppl. prof. infissione secondo EAB)

Prof. scavo z = 3.05 m, livello acqua = 100.00 m  
Forza appoggio piede: E<sub>d</sub> = 224.79 kN <= R<sub>d</sub> = 405.80 kN  
Forza sostitutiva su piede: C<sub>d</sub> = -165.43 kN

### Verifica di Weissenbach per m larghezza paratia

$B_0 = 0.300$  m,  $BSR = 0.900$  m,  $BSK = 0.900$  m,  $KR = 5.76$ ,  $KK = 2.85$

$B_0$  minore di  $0.3T = 0.837$  m,

$R_k = 270.60$  kN

$BL = A - B_0 = 0.90$  m minore di profondità infissi

$R_k = 300.48$  kN

Resist. terr. con  $\gamma_{ep} / 0.800 = 1.250$ :

$R_d = 216.48$  kN

$E_d = 216.67$  kN =  $R_d$

### Carico e grandezze di taglio della paratia di scavo

Grandezze di taglio caratteristiche

Deformazioni caratteristiche

Tutti i valori per m paratia rispetto ad asse baricentrico

Prof. z [m]	Spinta H h [kN/m]	Deform. w [mm]	Momento M [kNm]	F.za tras. Q [kN]	A-H [kN]	Cost. el. [kN/mm]
0.000	3.86	52.6	0.00	0.00		
0.073	4.13	51.6	-0.01	-0.29		
0.245	4.76	49.3	-0.12	-1.05		
0.685	7.08	43.5	-1.13	-3.66		
3.050	19.56	13.8	-41.23	-35.17		
3.050	-7.38					
3.400	-14.41	10.2	-52.94	-31.36		
3.400	-12.38					
4.397	-50.52	2.8	-71.74	0.00	M	
4.898	-69.66	0.9	-64.61	30.07		
5.840	-105.70	0.0	0.00	112.71		

Significato: M=max/min-M (Q=0), A=Ancor. o sostegno, B=molle elastiche

E=appoggio terreno

Scavo nr. 1	Mmax	0.00	Qamm	0.00,	Qmax	112.71	Mamm	0.00
	Mmin	-71.74	Qamm	0.00,	Qmin	-35.17	Mamm	-41.23
	maxw	52.6 mm						

### Carico longitudinale della paratia dello scavo

Prof. z [m]	Car.long. n [kN/m]	F.za normale N [kN]
0.000	2.00	0.00
0.073	2.10	-0.15
0.245	2.33	-0.53
0.685	3.17	-1.74
3.050	7.72	-14.62
3.050	-0.56	-14.62
3.400	-1.65	-14.23
3.400	-1.92	-14.23
4.397	-9.66	-8.40
4.898	-13.55	-2.65
5.840	-20.86	13.56

### Equilibrio forze H e V

(Valori di progetto con coefficienti di sicurezza)

	da z	a z	componente H	componente V	[kN/m]
Spinta terreno:	0.00	3.05	51.05	18.58	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:			0.00	0.00	( $\emptyset$ )
Forza sost. piede:			165.43	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:			216.48	18.58	
Res.ter. Weissenbach:	3.05	5.84	-216.48		
(Comp. attrito determ.):			-88.80)	-41.78	( $\delta_p$ )
(Comp. coesione determ.):			-3.82)	-1.80	( $\delta_p$ )
Peso proprio paratia:				3.47	
Somma tot. (con peso paratia):	0.00	-21.52	(v.l'alto)		

### Verifica della comp. verticale d.resistenza terreno attivato (EAB,EB 9)

Forza:		$V_k$ [kN/m]	
Spinta terreno:		12.80	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:		0.00	( $\emptyset$ )
Peso proprio paratia:		3.47	
Forza sost. piede:	(1/2 $C_v$ )	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:		16.28	
Resistenza terreno:	( $B_v - 1/2 * C_n * \tan(\delta_p)$ )	3.94	

Verifica:  $V_k = 16.28 \text{ kN/m} \geq B_{vk} = 3.94 \text{ kN/m}$

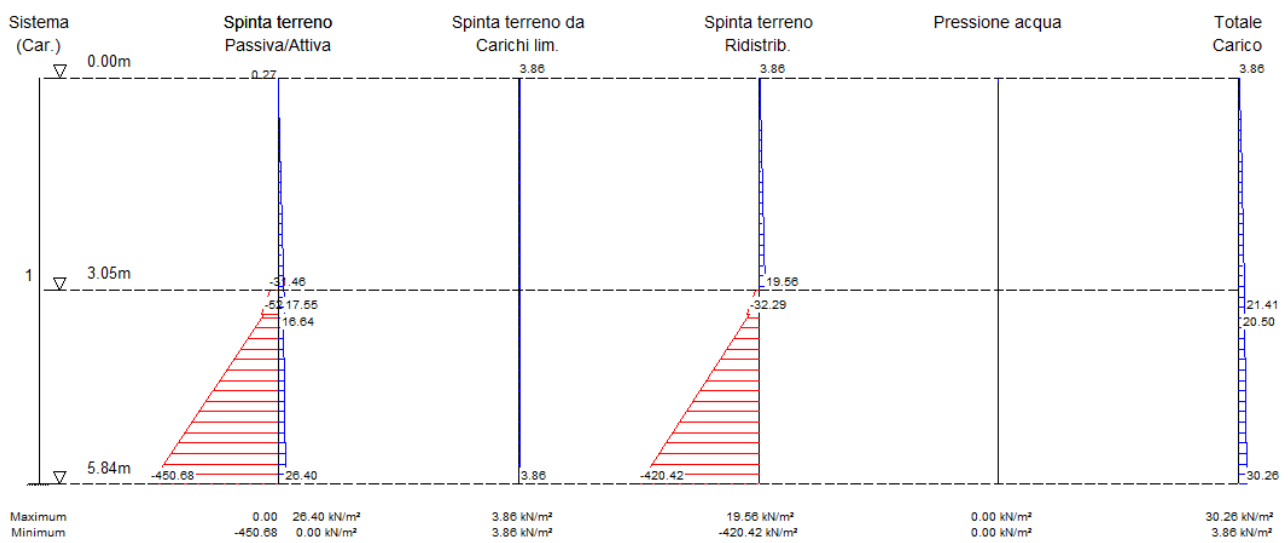
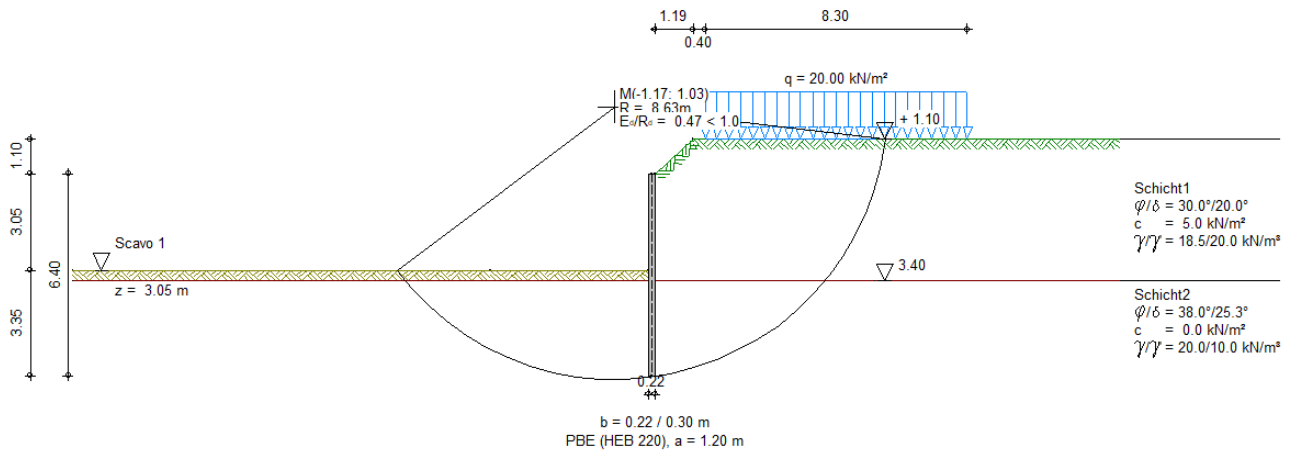
\*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*

### Verifica delle forze verticali nel sottosuolo (EAB, EB 84)

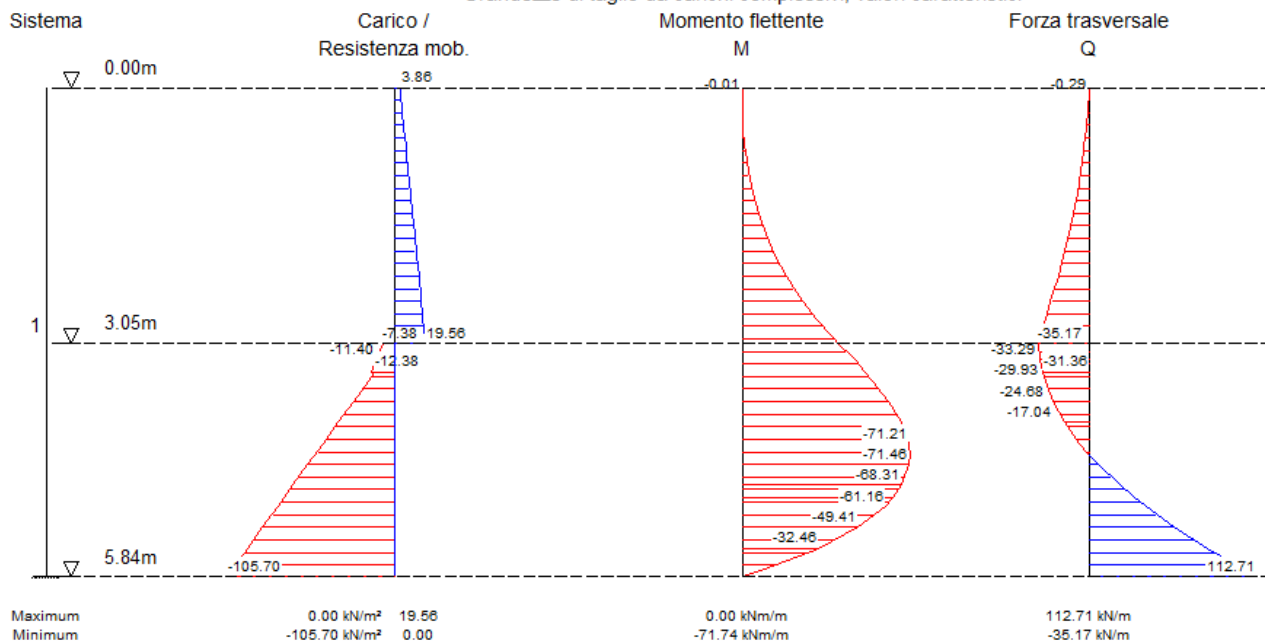
Azioni		$V_d$ [kN/m]	
Spinta terreno:		18.58	( $\delta_a$ )
Ancoraggi/Puntoni:		0.00	( $\emptyset$ )
Peso proprio paratia:		3.47	
Forza sost. piede:	(1/2 $C_v$ )	0.00	( $\delta_c$ )
Somma:		22.05	
Resistenze		$R_d$ [kN/m]	
Superficie del piede per pressione a pico ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ):	589.0		
Spinta punta:		147.26	
Attrito rivest.:		169.76	
Somma:		317.03	

Verifica:  $V_d = 22.05 \text{ kN/m} \leq R_d = 317.03 \text{ kN/m}$

\*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*



Grandezze di taglio da carichi compressivi, valori caratteristici



## Rottura del terreno

### Lastfall Q (Typ: BS-T)

Gleitkörper von  $x = -8.08$  bis  $7.39$  m

Gleitkreis:  $x_M = -1.17$  m,  $z_M = 2.13$  m,  $R = 8.63$  m

### Bestimmung der Lamellen-Anteile

$x_M$	Breite b	Eigen- gewicht	Auflast	Wasser- auflast	$\varphi$	c	$\vartheta$
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[Grad]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[Grad]
-4.48	0.95	52.69	0.00	0.00	38.00	0.0	-22.52
-3.50	1.00	62.00	0.00	0.00	38.00	0.0	-15.65
-2.50	1.00	66.32	0.00	0.00	38.00	0.0	-8.85
-1.50	1.00	68.26	0.00	0.00	38.00	0.0	-2.18
-0.50	1.00	60.56	0.00	0.00	38.00	0.0	4.47
0.50	1.00	114.79	0.00	0.00	38.00	0.0	11.18
1.50	1.00	135.91	0.00	0.00	38.00	0.0	18.05
2.50	1.00	128.69	0.00	0.00	38.00	0.0	25.19
3.50	1.00	117.62	0.00	0.00	38.00	0.0	32.79
4.50	1.00	102.42	22.38	0.00	38.00	0.0	41.11
5.50	1.00	81.85	26.00	0.00	30.00	5.0	50.66
6.50	1.00	52.50	26.00	0.00	30.00	5.0	62.79
7.20	0.39	7.07	10.24	0.00	30.00	5.0	75.95
$x_M$						$R \cdot T_i$	$R \cdot G^* \sin(\vartheta)$
[m]						[kNm/m]	[kNm/m]
-4.48						318.21	-174.12
-3.50						343.81	-144.30
-2.50						344.73	-88.04
-1.50						338.61	-22.35
-0.50						291.11	40.72
0.50						542.27	191.99
1.50						639.76	363.22
2.50						612.86	472.62
3.50						577.14	549.57
4.50						646.89	707.94
5.50						526.88	719.63
6.50						486.10	602.26
7.20						165.89	144.85
Summen:						5834.25	3363.97

### Einfluss von Bauwerken

Gewicht	Hebelarm	$\varphi$	$\vartheta$	$M_{rückh.}$	$M_{abtr.}$
[kN/m]	[m]	[Grad]	[Grad]	[kNm/m]	[kNm/m]
3.81	1.17	32.01	7.81	18.12	4.47

### Ansatz des Erdwiderstands bei $x = -4.95$ m:

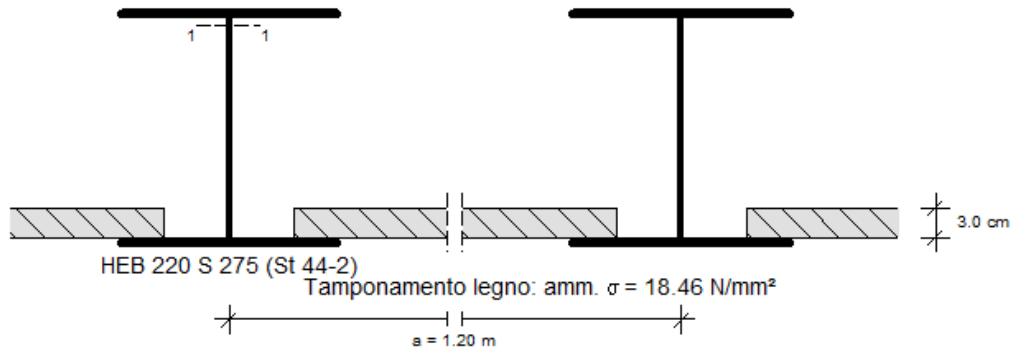
Kraft $E_p$	Hebelarm	Wasserdruck W	Hebelarm	$M_{rückh.}$	$M_{abtr.}$
[kN/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
196.31	6.88	0.00	0.00	1349.82	0.00

Einwirkungen  $E_d = 3368.44 \text{ kN}$   
Widerstände  $R_d = 7202.19 \text{ kN}$

$E_d/R_d = 0.47 < 1.0$

\*\*\* Nachweis erfüllt \*\*\*

**Misurazione paratia berlinese (fino a 5.84 m)**



Scala: 1:8

**Grandezze taglio determinanti (per trave):**

Coefficienti di sicurezza  
per carichi:  
per resistenze:

$\gamma_F$  secondo Approcio 1  
 $\gamma_{M1} = 1.05$

Grandezze di taglio di progetto

Momento determinante  $M_{max,d} = 0.00 \text{ kNm}$  nello scavo 1  
 $N_{amm,d} = 0.00 \text{ kN}$   
 $a z = 0.00 \text{ m}$

Momento determinante  $M_{min,d} = -127.20 \text{ kNm}$  nello scavo 1  
 $N_{amm,d} = -13.24 \text{ kN}$   
 $a z = 4.39 \text{ m}$

Forza trasversale determinante  $V_{max,d} = 99.26 \text{ kN}$  nello scavo 1  
 $M_{amm,d} = -0.22 \text{ kNm}$   
 $N_{amm,d} = 25.82 \text{ kN}$   
 $a z = 5.84 \text{ m}$

\*\*\* Nota: in caso di incastro di Blum viene applicato metà del valore della forza sostitutiva C (Weissenbach).

**Profilo selezionato: HEB 220, Qualità cls: S 275 (St 44-2)**

Valori sezione trasv. della trave:

Peso = 71.50 kg/m  
 $W_{y,el} = 736.00 \text{ cm}^3$   
 $W_{y,pl} = 827.00 \text{ cm}^3$   
 $A = 90.96 \text{ cm}^2$   
 $A_y = 27.90 \text{ cm}^2$   
 $EI = 16.99 \text{ MNm}^2$

Limite di snervamento  $f_{yk} = 275.00 \text{ MN/m}^2$

**Verifiche secondo UNI EN 1993 (Eurocode 3):**

Verifica elasto-plastica

M max. (z = 0.00)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	0.00	421.88	0.00	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{t,Rd}$	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$			
	0.00	2382.29	0.00	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	0.00	216.60	0.00	-	Si	

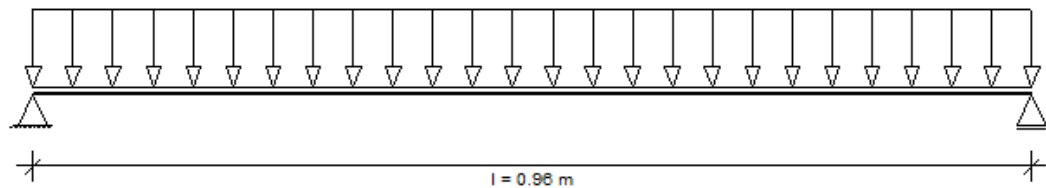
M min. (z = 4.39)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	0.00	421.88	0.00	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$			
	-13.24	2382.29	0.01	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	-127.20	216.60	0.59	-	Si	

V max. (z = 5.84)	Classe di resistenza:			1		
Sollecitazione taglio	$V_{Ed}$	$V_{pl,Rd}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	Interazione	Ver ok	
	99.26	421.88	0.24	No	Si	
Sollecitazione forze assiali	$N_{Ed}$	$N_{c,Rd}$	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$			
	25.82	2382.29	0.01	No	Si	
Sollecitazione a flessione	$M_{Ed}$	$M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$			
	-0.22	216.60	0.00	-	Si	

### Misurazione dell'ammontamento in legno secondo Eurocode 5

Distanza travi a = 1.20 m  
 Ampiezza di appoggio = 0.96 m

Sistema statico:  
 Scala: 1:7.5



Carico determinante con z = 3.05 nello scavo 1 (Valori di progetto)

Carichi da peso proprio terreno + sovraccarichi estesi g = 21.79 kN/m<sup>2</sup>  
 da sovraccarichi a blocco p = 5.01 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore riduttivo g secondo EB 47: 0.67  
 Carico determinante q = 0.67\*21.79+5.01 = 19.54 kN/m<sup>2</sup>

Grandezze taglio: M Max = q\*l<sup>2</sup>/8 = 19.54\*0.96<sup>2</sup>/8 = 2.25 kNm/m  
 Tensione ammissibile:  $f_{m,d}$  = 18.46 N/mm<sup>2</sup> ( $k_{mod} = 1.00$ )  
 Spessore necessario:  $d_{nec.}$  = 2.70 cm

**Selezionato: legno d = 3.00 cm. Tipo legno C 24**

Verifica: W esist<sub>y</sub> = 150.00 cm<sup>3</sup>/m  
 esist.  $\sigma_{m,d}$  = 15.01 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{m,d}/f_{m,d}$  = 0.81 < 1.00 \*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*

Compressione appoggi:  $\sigma_{m,d}$  = 0.21 N/mm<sup>2</sup> <  $f_{c,90,d} = 1.9$  \*\*\* Verifica soddisfatta \*\*\*  
 Deformazione: 8.7 mm

### Riassunto

Tutte le verifiche sono soddisfatte



## 21 Parete chiodata - Sezione 12

### 21.1 Descrizione

Questa è costituita da otto ordini di chiodi autoperforanti con un interrasso orizzontale di 1,60 (1,30). Lo spritzbeton ha uno spessore di 15 cm.

Sugli elaborati allegati sono riportati i parametri succitati.

### 21.2 Modello di calcolo

#### 21.2.1 Geometria del modello di calcolo

Di seguito è riportato il modello computazionale della sezione più sfavorevole.

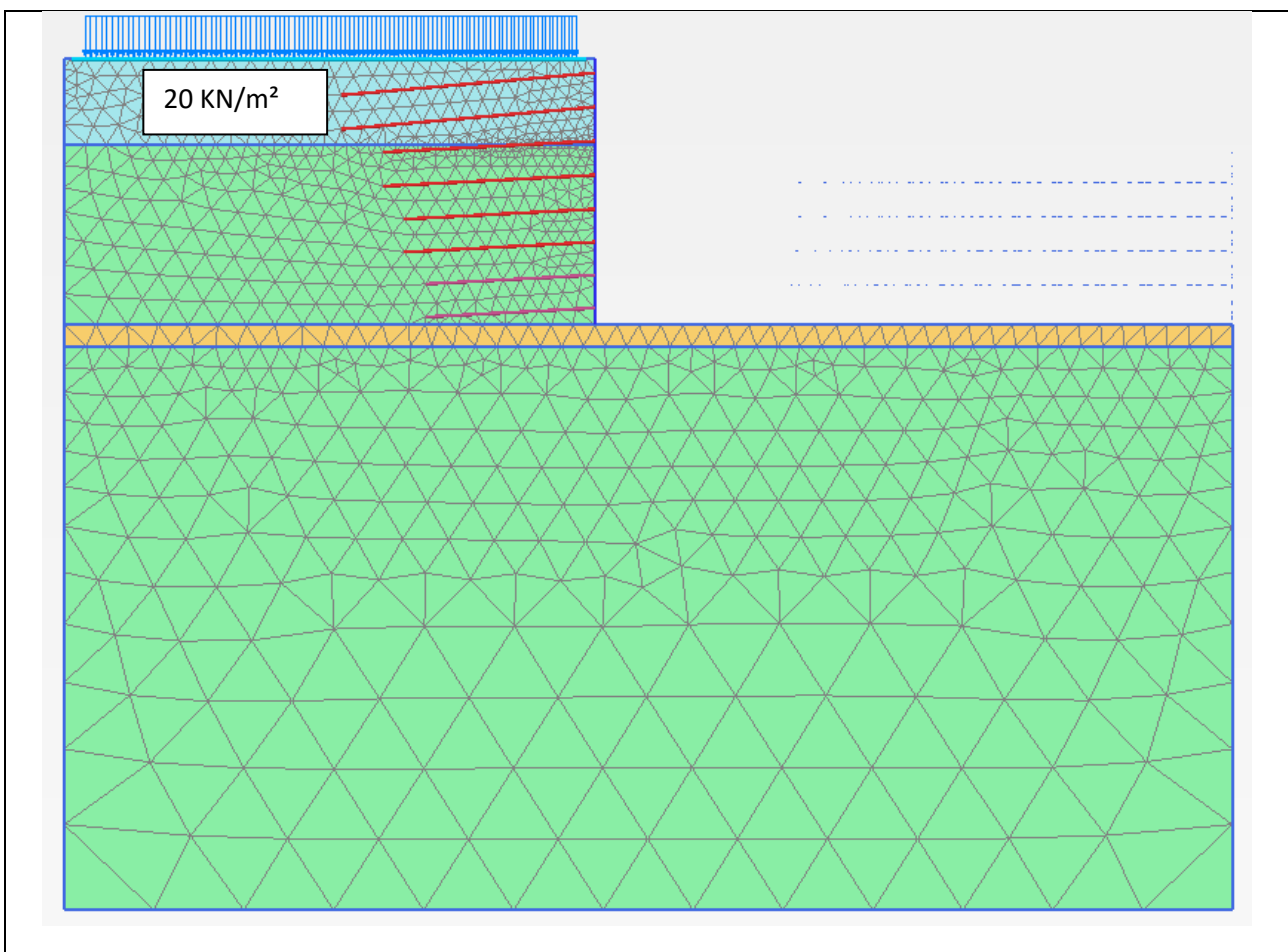


Figura 115: Geometria del modello di calcolo

Per la modellazione del terreno si utilizza l'approccio HSS. I chiodi vengono modellati con "embedded beam row"

#### Parametri di calcolo dei chiodi autoperforanti (embedded beam row):

diámetro: 0,08m  
 modulo elastico E: 25.000 N/mm<sup>2</sup> (per semplicità si considera solo il modulo elastico della miscela cementizia)

## 21.3 Verifiche

Si procede ora con le verifiche a stato limite ultimo, delle sezioni e di stabilità globale, e a stato limite di esercizio.

### 21.3.1 Stato limite ultimo – Sezioni / Elementi

Le sollecitazioni agenti sul sistema sono riportate nella tabella seguente, i valori sono caratteristici, non fattorizzati.

#### 21.3.1.1 Verifica tensione chiodi

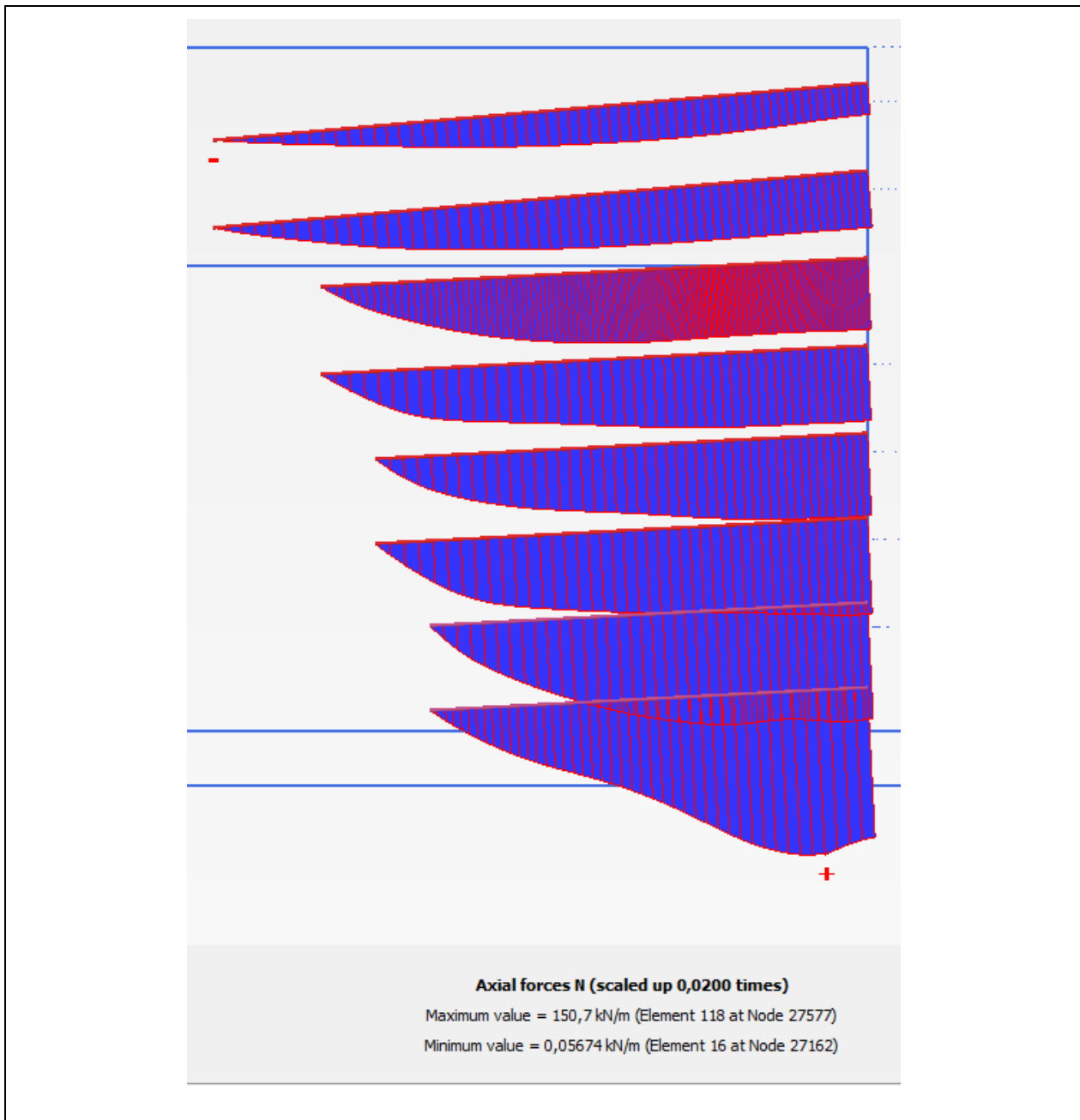


Figura 116: Involuppo degli sforzi normali

Verifica chiodi infissi nel terreno

Coefficienti parziali - NTC2018 §6.6 - chiodi

Tipologia di chiodo: Temporaneo/Kurzzeitanker  
 Tipologia del terreno: Definito dall'utente/ Benutzerdefiniert  
 Numero profili d'indagine Tab. 6.6.III:  $\geq 5$

Azioni determinate considerando l'azione sismica: No/Nein  
 Coefficiente considerato nel calcolo della resistenza:  $\xi_{a3}$

Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)  
 A1+M1+R1  
 Coefficiente per le azioni:  $\gamma_E = 1,35$   
 Coefficiente di progetto:  $\gamma_{Ra} = 1,10$  Tab 6.6.I

Appr. 1 - Comb. 1 (STR)  
 A1+M1+R3  
 Coefficiente per le azioni:  $\gamma_E = 1,35$   
 Coefficiente di progetto:  $\gamma_R = 1,10$

Combinazione sismica  
 $\gamma_E = 1,00$   
 $\gamma_R = 1,00$

Coefficienti facenti riferimento agli ancoraggi  
 Coefficiente di maggiorazione:  $\alpha_S = ---$  a)  
 Valore definito dall'utente:  $\alpha_S = 1,35$

Coefficienti facenti riferimento ai chiodi  
 Tasso di lavoro ammesso:  $\alpha_R = 1,00$  b)  
 $\gamma_S = 1,15$

Fattore di correlazione in funzione di prove di progetto Tab. 6.6.II  
 $\xi_{a1} = ---$   
 $\xi_{a2} = ---$

Fattore di correlazione in funzione dalle indagini geotecniche Tab. 6.6.III  
 $\xi_{a3} = 1,60$   
 $\xi_{a4} = 1,55$

Fattore di correlazione  
 Valore definito dall'utente:  $\xi_{u/b}$

a) Valori secondo tabelle Bustamante - Doix e Ostermayer  
 b) Valore definito nelle raccomandazioni AICAP maggio 1993 § 5.4.2

Carichi agenti

Sollecitazione caratteristica agente

Valore per combinazione GEO e STR	
2° ordine	$P_{k,1} = 52,0$ kN/m
4° ordine	$P_{k,2} = 69,0$ kN/m
6° ordine	$P_{k,3} = 88,5$ kN/m
8° ordine	$P_{k,4} = 151,0$ kN/m

Dati geometrici e meccanici

	Chiodo				Bulbo d'ancoraggio			Attrito laterale $q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Interasse [m]	Nr. trefoli [n]	Area trefoli [mm <sup>2</sup> ]	$f_{p(1)k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Lungh.tot. [m]	Lunghezza [m]	Diametro [m]	
2° ordine	1,6	1,0	430,0	510,0	12,0	4,8	0,08	150,0
4° ordine	1,6	1,0	430,0	510,0	10,0	4,2	0,08	320,0
6° ordine	1,6	1,0	800,0	500,0	9,0	4,7	0,08	320,0
8° ordine	1,3	1,0	800,0	500,0	8,0	5,1	0,08	320,0

Carico limite di progetto

Carico agente di progetto:

Appr. 1 - Comb. 1 (STR)			Appr. 2 - Comb. 1 (GEO)		
2° ordine	$P_{d,1}$	112,3 kN	$P_{d,1}$	112,3 kN	
4° ordine	$P_{d,2}$	149,0 kN	$P_{d,2}$	149,0 kN	
6° ordine	$P_{d,3}$	191,2 kN	$P_{d,3}$	191,2 kN	
8° ordine	$P_{d,4}$	265,0 kN	$P_{d,4}$	265,0 kN	

Resistenza di progetto in condizione SLU

Resistenza di progetto tirante (STR)			Resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)		
2° ordine	$R_{td,1}$	190,70 kN	$R_{ad,1}$	137,36 kN	
4° ordine	$R_{td,2}$	190,70 kN	$R_{ad,2}$	259,10 kN	
6° ordine	$R_{td,3}$	347,83 kN	$R_{ad,3}$	289,94 kN	
8° ordine	$R_{td,4}$	347,83 kN	$R_{ad,4}$	314,62 kN	

Verifiche di sicurezza agli SLU svolte nel rispetto del paragrafo 6.6.2 delle NTC2018  
 Fattore di sicurezza in condizione SLU e GEO secondo Tab 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I NTC 2018

Fattore di sicurezza resistenza di progetto tirante (STR)				Fattore di sicurezza resist. a sfilamento bulbo d'ancoraggio (GEO)			
2° ordine	$R_{td,1}/P_{d,1}$	1,70	$\geq 1,0$	$R_{ad,1}/P_{d,1}$	1,22	$\geq 1,0$	
4° ordine	$R_{td,2}/P_{d,2}$	1,28	$\geq 1,0$	$R_{ad,2}/P_{d,2}$	1,74	$\geq 1,0$	
6° ordine	$R_{td,3}/P_{d,3}$	1,82	$\geq 1,0$	$R_{ad,3}/P_{d,3}$	1,52	$\geq 1,0$	
8° ordine	$R_{td,4}/P_{d,4}$	1,31	$\geq 1,0$	$R_{ad,4}/P_{d,4}$	1,19	$\geq 1,0$	

Verifica carico limite

$R_{d,i} \geq P_{d,i}$  Verifica OK

### 21.3.2 Stato limite ultimo – Stabilità globale dell’opera

Dalla figura seguente si evince il meccanismo di collasso con il fattore di sicurezza più basso. Tutti i altri meccanismi di collasso hanno un fattore di sicurezza più alto. La stabilità globale del complesso opera-terreno è effettuata secondo l’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

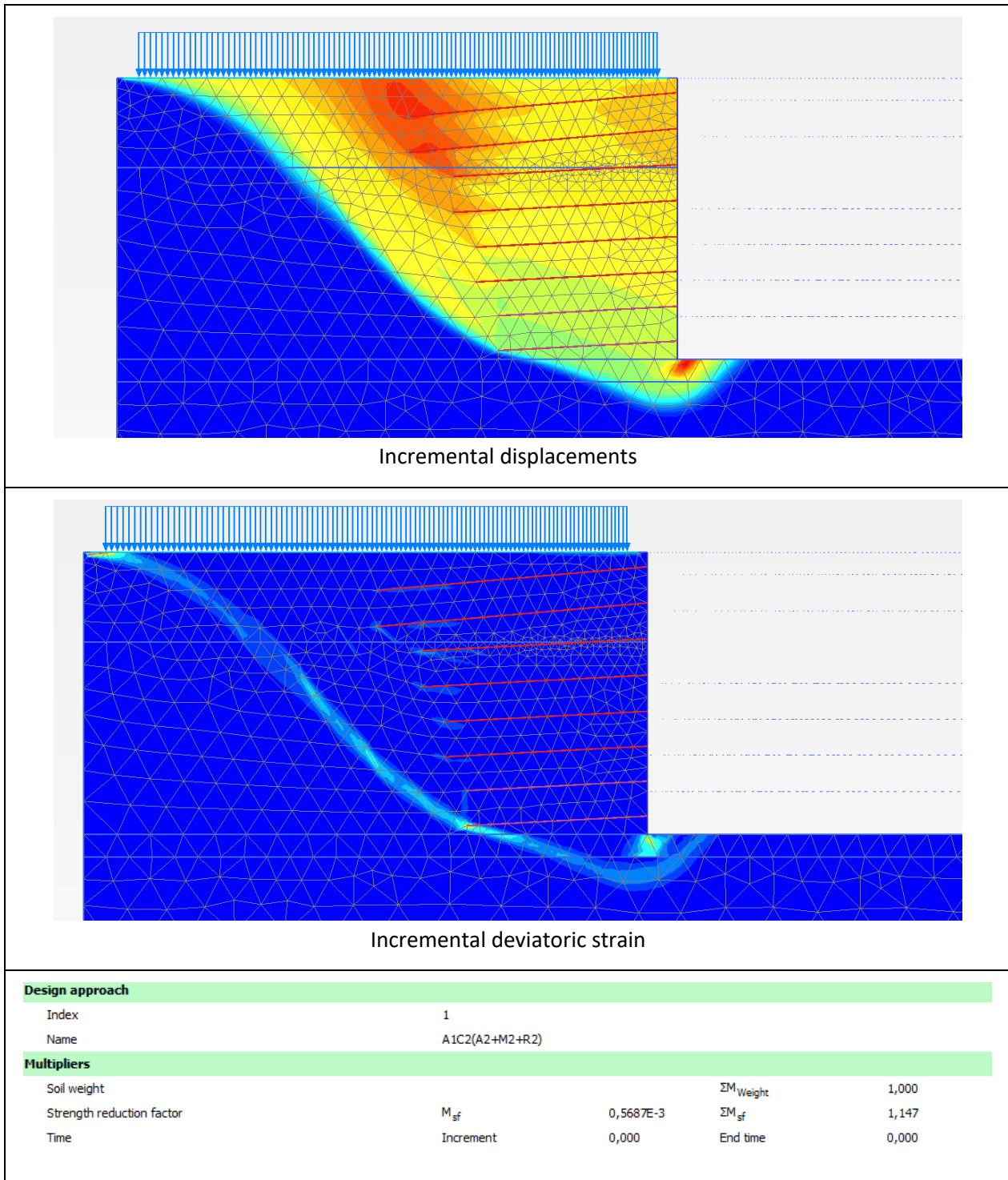


Figura 117: Meccanismo di collasso secondo l’approccio 1 combinazione 2 – condizione statica

Il fattore di sicurezza è pari a 1,15;  $1,15 > 1,1$

La verifica è soddisfatta.

### 21.3.3 Stato limite di esercizio – Spostamenti

Nelle seguenti immagini vengono riportate le deformazioni massimali derivanti dall'analisi per fasi.

#### Deformazione in condizione statiche SLE

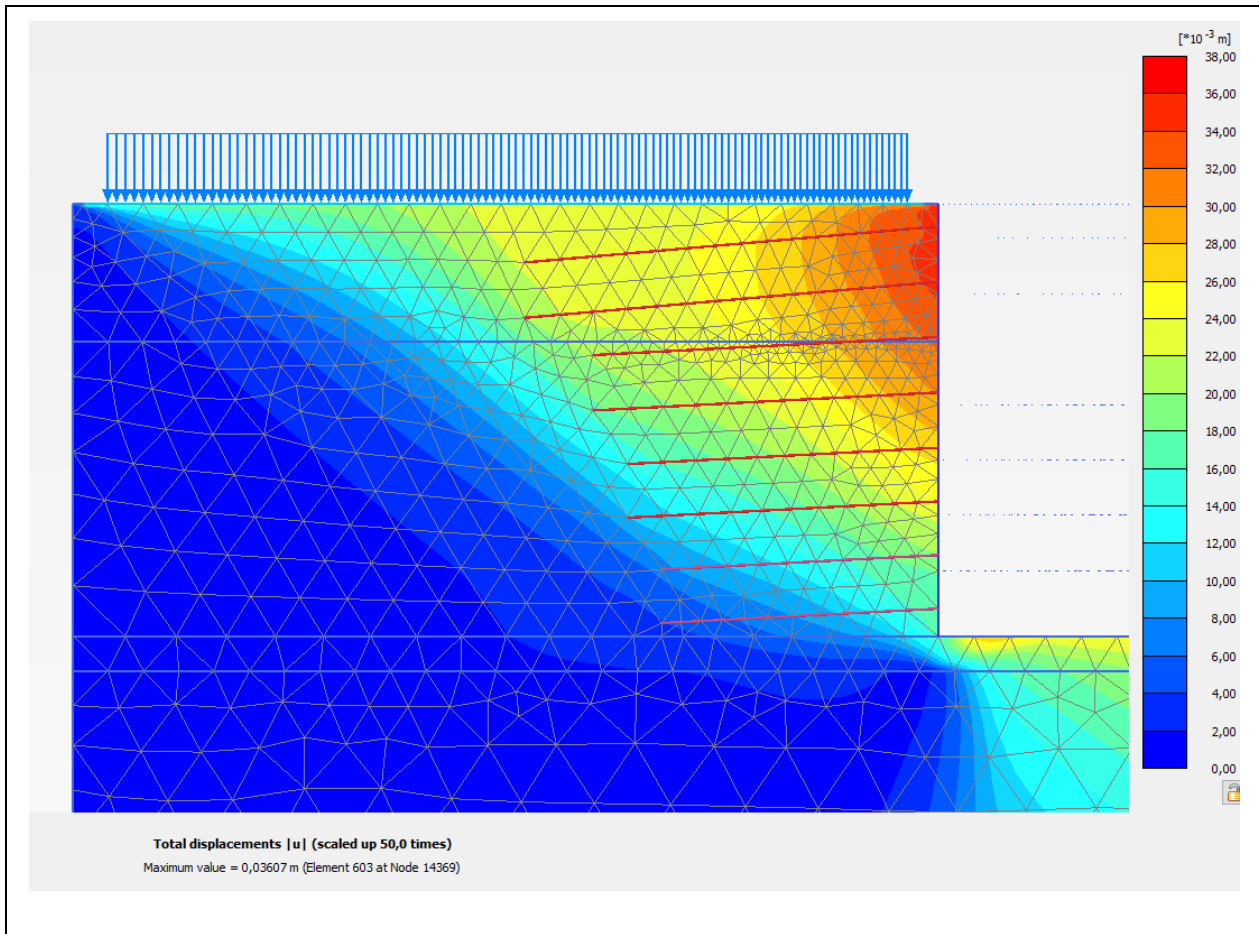


Figura 118: Deformata dell'insieme terreno – parete in condizioni statiche (SLE)

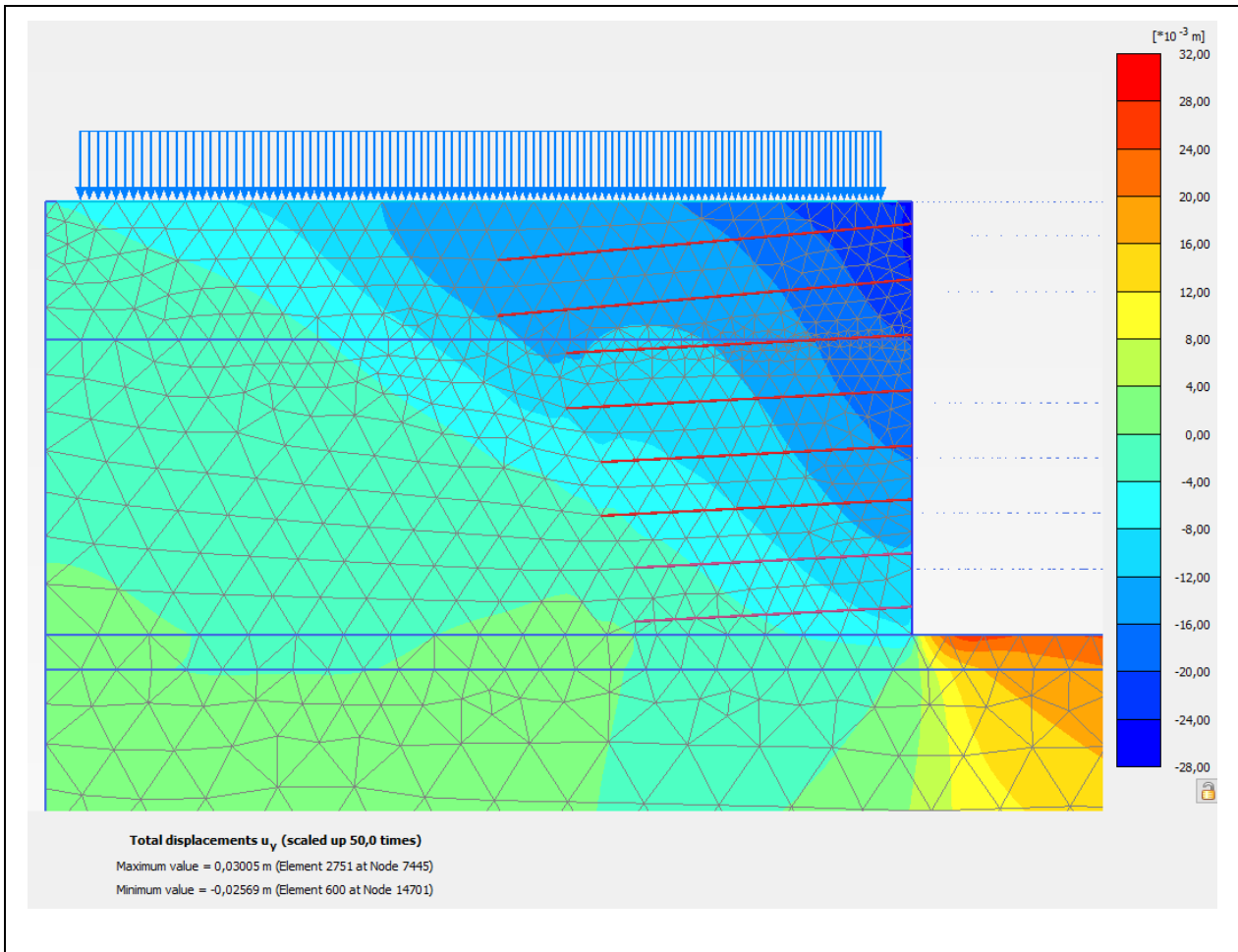


Figura 119: Deformazioni verticali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni verticali sono dell'ordine dei 25 mm.

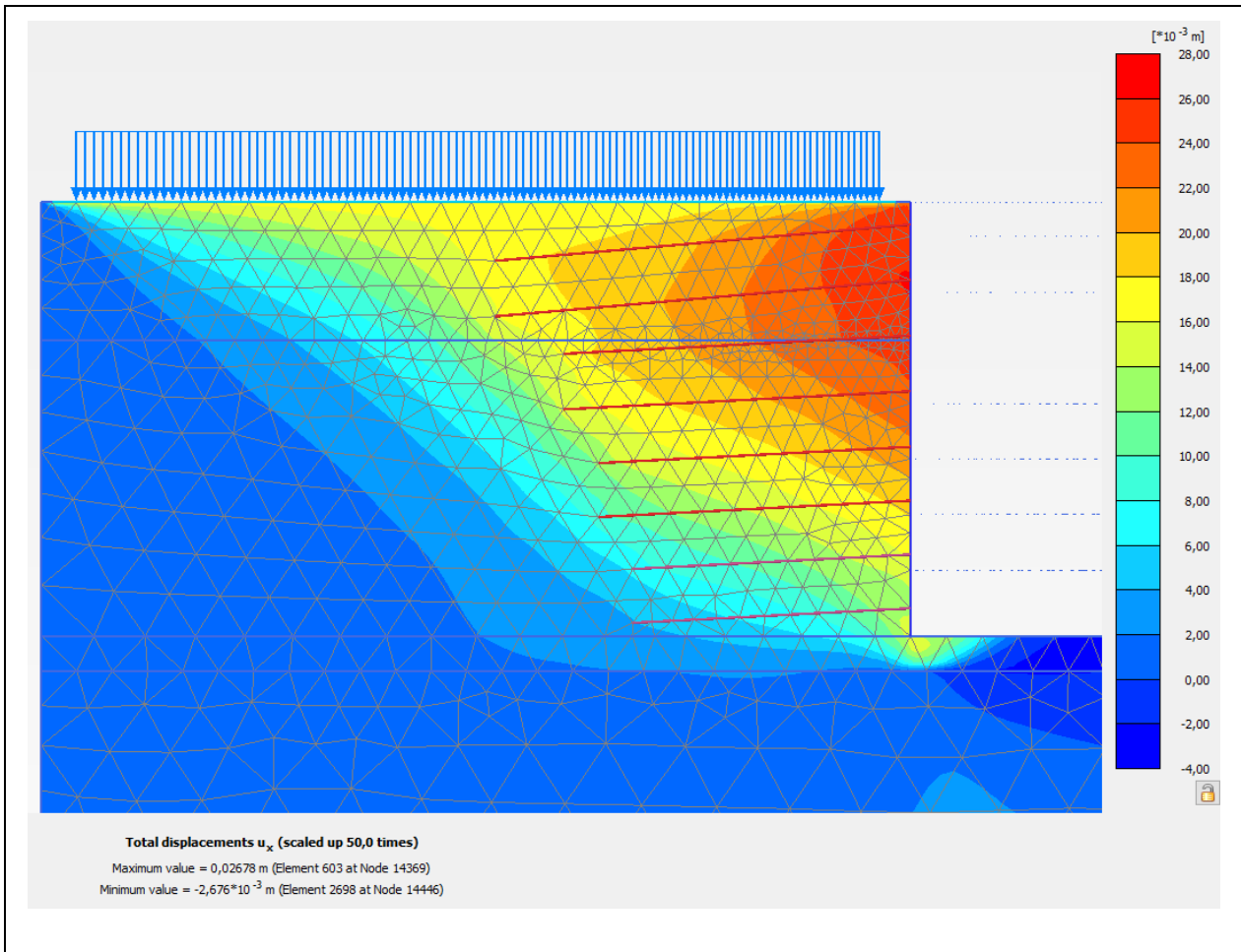


Figura 120: Deformazioni orizzontali in condizioni statiche (SLE)

Le deformazioni orizzontali sono dell'ordine di 25 mm.

## 22 Allegati

### 22.1 Phi – C reduction and comparison with Bishop’s method

This document describes an example that has been used to verify the ultimate limit state capabilities of PLAXIS 2D and PLAXIS 3D. The problem involves the stability of an embankment. The 2D results are compared with Bishop's method of slices. The influence of 3D load distribution is analysed.

Used version:

- PLAXIS 2D - Version 2011
- PLAXIS 3D - Version 2012

**Input:** In this validation the stability of an embankment is calculated by means of phi-c reduction. The situation is compared with a 2D calculation and with Bishop's slip circle method (see for example Verruijt (2001)). In PLAXIS 2D, the 6-noded model option is used. The embankment has a slope of 1:2, a height of 4.5 m and a width of 9.0 m. A load is applied to an area of 3.0 x 1.0 m on top of the embankment (Figure 1).

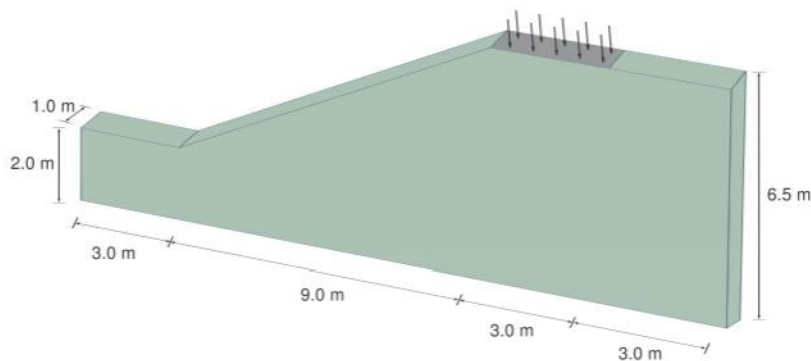


Figure 1 Geometry of the embankment

**Material:** The Mohr-Coulomb model is used and the unit weight  $\gamma$  is set to  $16 \text{ kN/m}^3$ . The remaining properties of the soil are:

$$\begin{array}{lll}
 E = 2600 \text{ kN/m}^2 & c = 5 \text{ kN/m}^2 & \nu = 0.3 \\
 \varphi = 20^\circ & \psi = 20^\circ &
 \end{array}$$

**Meshing:** In PLAXIS 2D the *Fine* option is used for the *Global coarseness* to generate the mesh. In PLAXIS 3D the *Fine* option is used for the *Element distribution* to generate the mesh and the surface load is locally refined with a *Fineness factor* of 0.5.

**Calculations:** The initial stresses are generated using gravity loading. Then the embankment is subjected to the following analyses:

- Phi-c reduction without additional loading
- Phi-c reduction after external loading of  $30 \text{ kN/m}^2$
- Applying an external load of  $100 \text{ kN/m}^2$  to simulate failure



**Output:** The initial safety factor without external loading is 1.57, the safety factor with external loading to 30 kN/m<sup>2</sup> is found to be 1.25 (Figure 2).

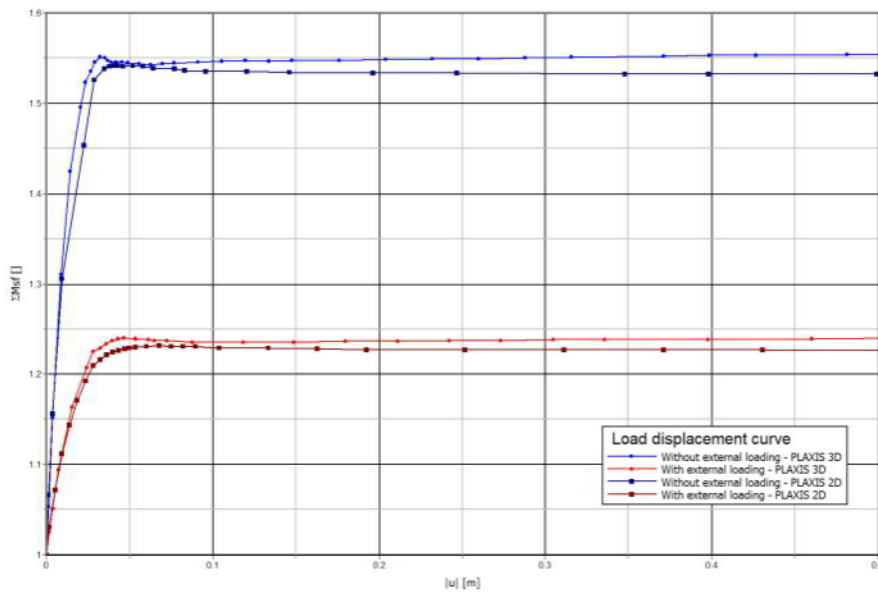


Figure 2 Load displacement curve

**Verification:** From the Bishop's slip circle method a safety factor of 1.56 is obtained for the initial situation. This value agrees with the PLAXIS calculation.

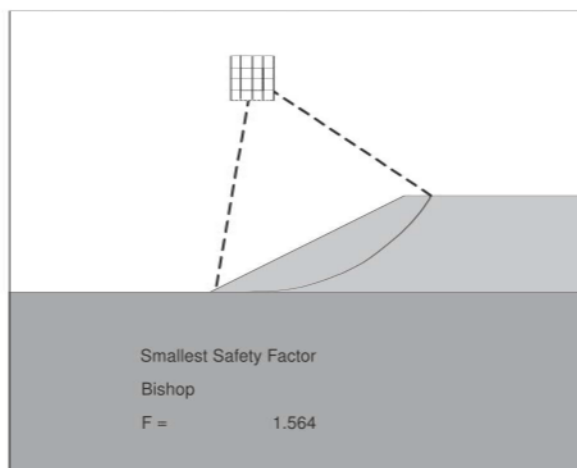


Figure 3 Bishop's slip circle method result

**Influence of 3D effects:** In addition safety factors are calculated for different situations where the load is only applied partially in order to see the influence of 3D effects. The following areas have been subsequently loaded to 30 kN/m<sup>2</sup>: 3 x 3 m, 3 x 6 m, 3 x 12 m and 3 x 18 m (Figure 4).

The safety factor decreases with increasing load as expected (see Figure 5). The

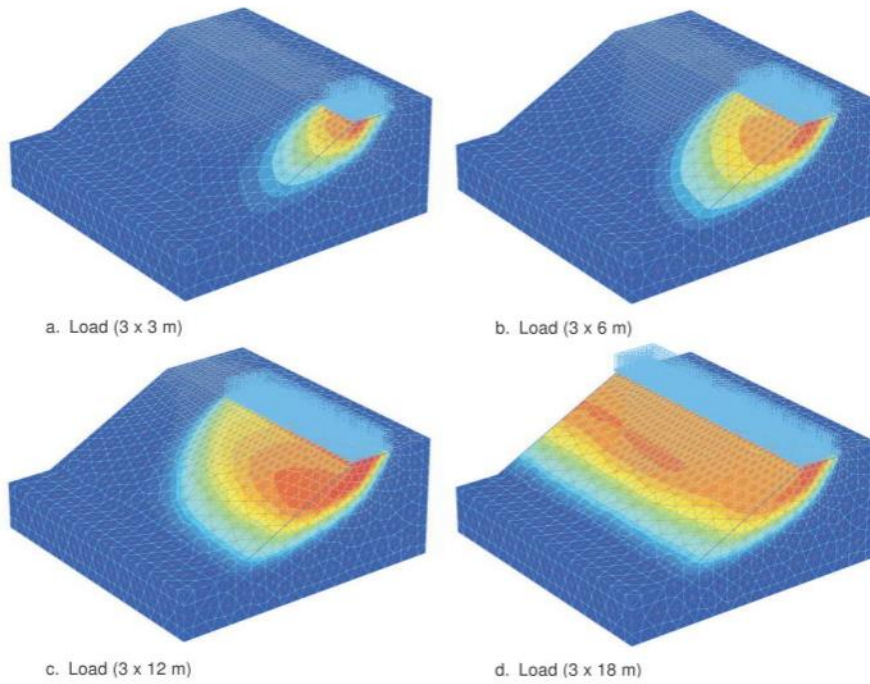


Figure 4 Incremental displacements after Phi-c reduction for the different loading areas

situation in which an area of 3 x 18 m is loaded is comparable to the situations as considered in the first part of this validation.

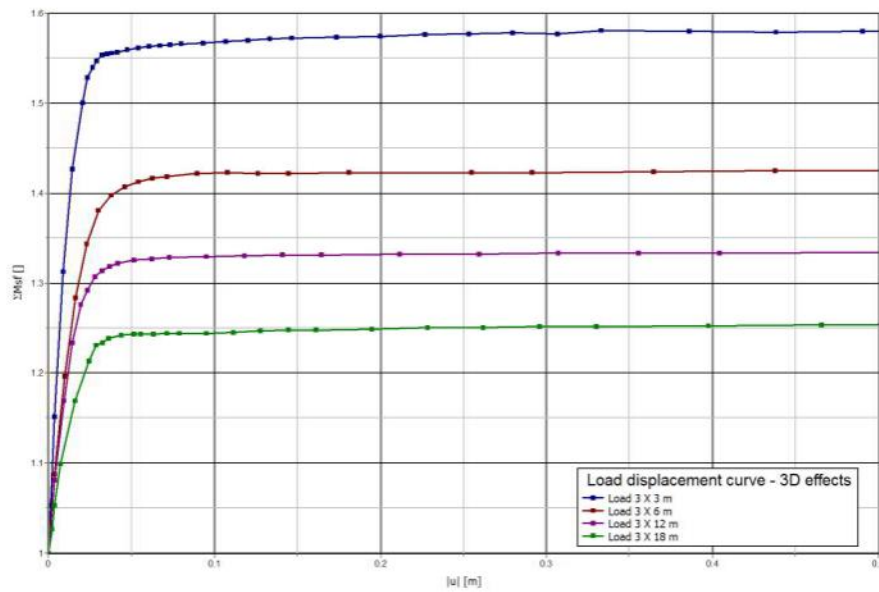


Figure 5 Load-displacement curve - Influence of 3D effects



## Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemerkung.....	1
1.1	Beschreibung der Arbeiten.....	1
2	Normen.....	2
3	Allgemeine Berechnungsannahmen.....	3
3.1	Allgemeines .....	3
3.2	Sicherheitskonzept .....	3
3.2.1	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	4
3.2.2	Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	5
3.2.3	Stabilitätsnachweise (GEO).....	7
3.2.4	Nachweis der Verankerung Litzenanker/ Selbstbohranker.....	7
3.3	Software .....	8
4	Nutzungsdauer, Nutzungsklasse und Bezugszeitraum.....	9
5	Geotechnische Annahmen .....	10
5.1	Geotechnische Parameter Baugrund .....	10
6	Einwirkungen auf Tragwerke.....	11
6.1	Klassifizierung der Einwirkungen nach Änderungen ihrer Intensität über die Zeit.....	11
6.1.1	Ständige Einwirkungen (G) .....	11
6.1.2	Veränderliche Einwirkungen (Q) .....	11
6.1.3	Einwirkungen infolge Erdbeben (E) .....	12
6.2	Lastfallkombinationen .....	13
6.3	Teilsicherheitsbeiwerte Einwirkungen .....	13
6.3.1	Teilsicherheitsbeiwerte für die Eigenschaften der Baustoffe .....	13
6.4	Kombinationsbeiwerte .....	14
6.5	Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen.....	14
6.6	Streuungsfaktoren für Pfahlgründungen.....	15
6.7	Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände vorgespannter Anker .....	15
6.8	Teilsicherheitsbeiwert für Böschungen und Nachweis der Gesamtstandsicherheit.....	15
7	Lastannahmen .....	16
7.1	Ständige Einwirkungen (zufolge Eigengewicht).....	16
7.2	Ständige Einwirkungen (zufolge Auflast).....	16
7.3	Nutzlasten.....	16
7.4	Lastannahmen bestehende Gebäude.....	16
8	Baustoffe .....	17
8.1	Beton .....	17
8.1.1	Expositionsklassen.....	17

8.2	Betonstahl.....	18
8.3	Baustahl.....	18
8.4	Vorgespannte Anker.....	18
8.5	Selbstbohranker .....	19

## 1 Vorbemerkung

Die Zone des Eingriffs befindet sich in Bozen und ist Teil des Projektes zum städtebaulichen Aufwertungsplan in der Zone Perathonerstraße -Südtirolerstraße.

Als Grundlage für die von Holzner&Bertagnolli geplanten Variantemaßnahmen zum provisorischen und teilweise permanenten Baugrubenverbau und zur statischen Struktur des Tunnelquerschnittes dienen das vorliegende Ausführungsprojekt vom 30.11.2018 von Ing. Rudi Bertagnolli und das Varianteprojekt vom 17.02.2020 des ausführenden Unternehmens cmb.

Dieser Bericht ist Teil des gesamten Projektes und muss gemeinsam mit den anderen Unterlagen gelesen werden.

### 1.1 Beschreibung der Arbeiten

Im vorliegenden Bericht wird die Variante folgender Arbeiten zum Bau der unterirdischen Zufahrt zum geplanten Kaufhaus entlang der Südtirolerstraße (vom Verdiplatz bis zum Waltherplatz; Bauphase 3 bis Bauphase 6) behandelt:

- Errichtung Mikropfähle und Großbohrpfähle zusammen mit einer provisorischen Trägerbohlwand („Berliner Verbau“) zum Bau eines Kanals, welcher zur Verlegung diverser Infrastrukturen notwendig ist (Bauphase 3a und 3a')
- Errichtung provisorischer Baugrubenverbau mit Mikropfähle und Litzenanker bzw. Nagelwand mit Spritzbeton und anschließender Errichtung des Tunnels in traditioneller Bauweise (Bauphase 3 – 4; Schnitt 2-2; 3a-3a; 3c-3c)
- Errichtung Großbohrpfähle als permanente Unterstüzung der Tunneldecke und Errichtung des Tunnels in Top-Down Bauweise (Bauphase 6-7; Schnitt 6-6)
- Errichtung vernagelte Spritzbetonwand zwischen den aussteifenden Scheiben aus überschnittenen Großbohrpfählen im Bereich des Nachbargebäudes (Bauphase 6; Schnitt 6-6)

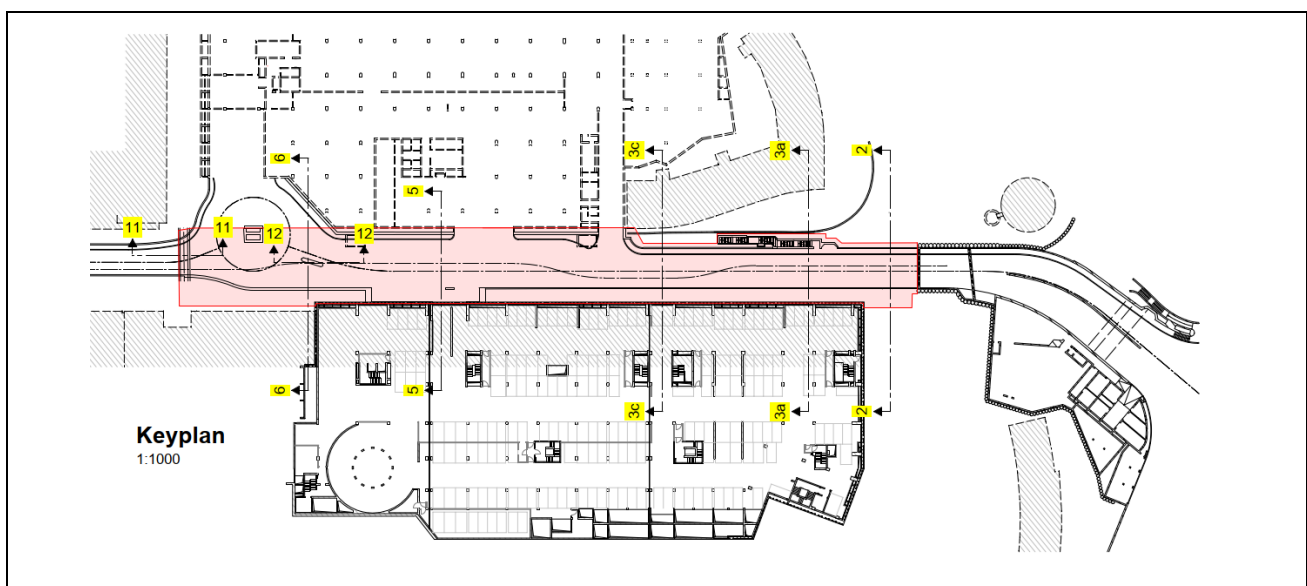


Abbildung 1: Grundriss

## 2 Normen

Die gesamte Planung und Ausarbeitung erfolgte unter Berücksichtigung des D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, im Folgenden als NTC 2018 bezeichnet.

Für die beschriebenen Leistungen, welche nicht ausdrücklich im NTC 2018 geregelt sind, wurden gleichwertige Normen und technische Dokumente (NTC 2018, § 1), vor allem der Eurocode mit dem nationalen Anhang, verwendet.

Alle Nachweise wurden auf Grundlage der folgenden nationalen Normen ausgearbeitet:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (Circ. NTC 2008)
- D.M. 16 febbraio 2007: Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione;

Alle Nachweise wurden auf Grundlage der folgenden europäischen Normen ausgearbeitet:

- UNI EN 1990:2006 Eurocode 0  
Grundlagen der Tragwerksplanung;
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke  
Teil 1-1: Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau;
- UNI EN 1992-1:2005 Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken  
Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau;
- UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton  
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik  
Teil 1: Allgemeine Regeln;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben  
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten;

Alle Nachweise wurden auf Grundlage der folgenden technischen Dokumente ausgearbeitet:

- AICAP 1993: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni
- AICAP 2012: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni

### 3 Allgemeine Berechnungsannahmen

#### 3.1 Allgemeines

Die tragenden Bauteile wurden auf Basis der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den verschiedenen Lastfallkombinationen und auf Basis der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bemessen.

Die Struktur wurde des Weiteren auch auf die vorübergehende Bemessungssituation in den verschiedenen Bauphasen ausgelegt (NTC 2018, § 2.2.3).

Die Nachweise der tragenden Struktur sind im Kapitel 10 angegeben.

#### 3.2 Sicherheitskonzept

Für die geotechnischen und strukturellen Nachweise wurde das semi-probabilistische Sicherheitskonzept, welches auf der Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten beruht, verwendet. Dabei wird der Widerstand des Bauteils den Einwirkungen gegenübergestellt.

Grenzzustände können entweder im Baugrund oder im Bauwerk oder als gemeinsames Versagen von Bauwerk und Baugrund eintreten.

Soweit zutreffend, muss nachgewiesen werden, dass folgende Grenzzustände nicht überschritten werden:

- Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind. (EQU)
- inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist. (STR)
- Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist. (GEO)
- Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge Aufschwimmens (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen. (UPL)
- Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten. (HYD)

Bei der Betrachtung eines durch Bruch oder sehr große Verformung gekennzeichneten Grenzzustands in einem Tragelement, in einem Querschnitt oder im Baugrund (STR und GEO) muss nachgewiesen werden, dass  $R_d \geq E_d$  ist.

$R_d$  ist der Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit, errechnet aus den Bemessungswerten der Materialien, Bodenparametern und den geometrischen Größen des Bauteils

$E_d$  ist der Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen, errechnet aus  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  oder direkt aus  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ . Dieser ist in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk und den Baugrund sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund zu ermitteln.



Die Teilsicherheitsbeiwerte,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , bezogen auf das i-te Material bzw. der j-ten Last, berücksichtigen die Unsicherheit in den verschiedenen Größen, in den geometrischen Abmessungen und im Berechnungsmodell.

Für Strukturbauteile werden zudem die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) geführt.

### 3.2.1 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit unterteilen sich in:

EQU: Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder des Baugrunds oder eines seiner Teile betrachtet als starrer Körper

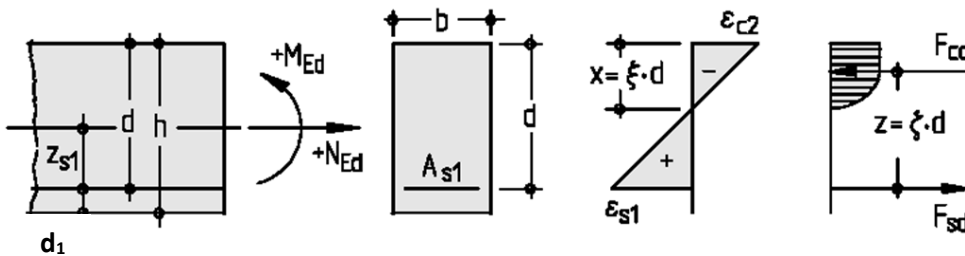
STR: Versagen oder übermäßige Verformungen des gesamten Tragwerks oder von Tragwerksteilen, wobei die Tragfähigkeit von Bauteilen und deren Festigkeit maßgebend wird (Stabilität)

GEO: Versagen oder übermäßige Verformungen des Baugrundes

#### Gleichungen zur Berechnung der Biegebewehrung

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{mit} \quad M_{Eds} = m_{sd} - n_{sd} \cdot z_{s1}$$

$$\zeta = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - 2,055 \cdot \mu_{Eds}} \right) \quad A_{s,necc} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left( \frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d} + n_{sd} \right)$$



#### Terminologie für die Dimensionierung und die Verlegung der Bewehrung in Decken

Die benutzte Konvention zur Benennung der verschiedenen Parameter in der Bemessungssoftware Scia Engineer aufgelistet.

Projekt: Platte	mxD+, myD+, mcD+, mxD-, myD-, mcD-
Projekt: Wand	nxD, nyD, ncD
Projekt: Allgemein (Schale)	mxD+, myD+, mcD+, mxD-, myD-, mcD-, nxD, nyD, ncD

Abbildung 2: Parameter für die Ergebnisanzeige, Scia Basic

Bemessungsmomente in Platten, die mit positiven Elementkoordinaten zur Oberfläche in Verbindung stehen und mit einem Pluszeichen (+) markiert sind. Bemessungsmomente in Platten, die mit negativen Elementkoordinaten zur Oberfläche streben und mit einem Minuszeichen (–) markiert sind.

Bemessungskräfte in einer Wand in der Mittenebene.

Zugehörige Wirkfläche der Bemessungsmomente in Schalen wird direkt durch das Momentenvorzeichen bestimmt.

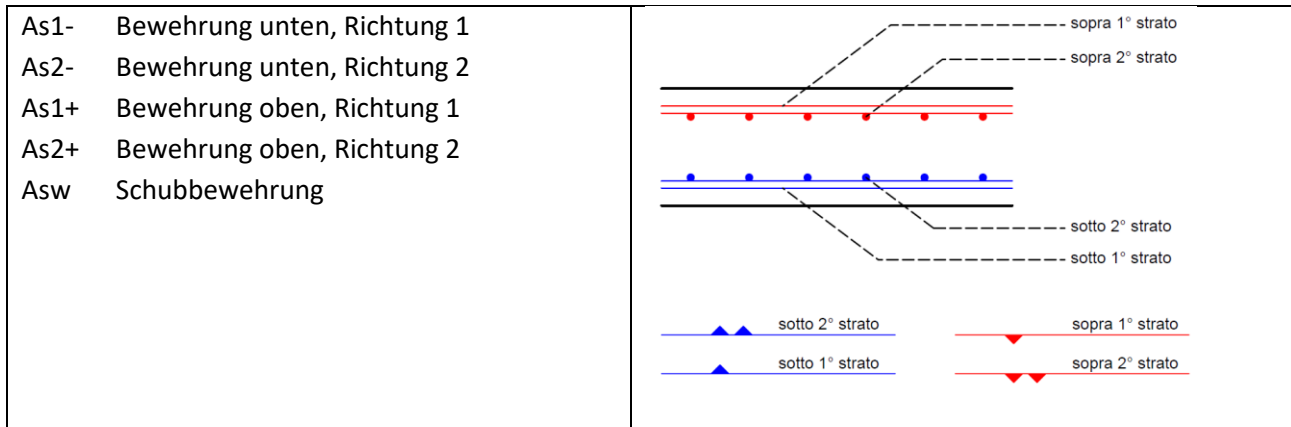


Abbildung 3: Definition Verlegung Bewehrung

### Neigung der Betondruckstreben

Die Neigung der Betondruckstreben ist in den Berechnungen als variabel angesetzt. Der Winkel  $\theta$  zwischen der Achse der Decke und der Druckstrebe liegt zwischen folgenden Werten:  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ .

### Anmerkung zur Handhabung von Spitzenwerten und Singularitäten im Berechnungsmodell

Die Spitzenwerte in den Diagrammen der Bemessungsschnitlinien, dem Verlauf der Bewehrung und der Spannungszustände, hervorgerufen durch die Singularitäten im Berechnungsmodell, sind durch mittlere Werte in einem angemessenen Abstand ersetzt worden.

### Nicht explizit nachgewiesene Bauteile

Alle in der Berechnung nicht explizit nachgewiesenen Bauteile werden konstruktiv, nach den allgemeinen „anerkannten Regeln der Technik“ (siehe auch EN 45020) ausgeführt.

### 3.2.2 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Druckspannungen im Beton müssen begrenzt werden, um Längsrisse, Mikrorisse oder starkes Kriechen zu vermeiden, wo diese zu nicht akzeptablen Auswirkungen auf die Funktion des Tragwerks führen könnten.

Es kann zu Längsrissen kommen, wenn die Spannungen unter der charakteristischen Einwirkungskombination einen kritischen Wert übersteigen. In Bauteilen, die den Bedingungen der Expositionsklassen XD, XF und XS ausgesetzt sind und in denen keine anderen Maßnahmen getroffen werden, wie z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung, sollten die Betondruckspannungen auf den Wert  $k_1 \cdot f_{ck}$  begrenzt werden.

Der empfohlene Wert ist  $k_1 = 0,60$ .

Beträgt die Spannung im Beton unter quasi-ständiger Belastung weniger als  $k_2 \cdot f_{ck}$ , darf von linearem Kriechen ausgegangen werden. Übersteigt die Spannung im Beton  $k_2 \cdot f_{ck}$ , sollte nichtlineares Kriechen berücksichtigt werden.

Der empfohlene Wert ist  $k_2 = 0,45$ .

Wenn die Zugspannung in der Bewehrung unter der charakteristischen Einwirkungskombination  $k_3 \cdot f_{yk}$  nicht übersteigt, darf davon ausgegangen werden, dass nicht-akzeptable Rissbildung oder Verformungen vermieden werden können. Wird die Spannung durch eine indirekte Einwirkung bedingt, sollte die Zugspannung  $k_4 \cdot f_{yk}$  nicht überschreiten. Der Mittelwert der Spannungen in Spanngliedern sollte  $k_5 \cdot f_{pk}$  nicht überschreiten.

Die empfohlenen Werte sind  $k_3 = 0,80$

$k_4 = 1,00$

$k_5 = 0,70$ .

### Verformungen und Verschiebungen

Die maximalen Verformungen (Durchbiegung) für Bauteile aus Stahlbeton sind die folgenden:

- $\delta_{max} < l_{eff} / 250$
- $\delta_{incrementale} < l_{eff} / 300$

### Langzeitverformungen

Kriechen und Schwinden verursachen lastunabhängige Verformungen. Die Kriechverformung  $\varepsilon_v$  ist nach linearer Theorie proportional zur elastischen Verformung  $\varepsilon_{el}$  gemäß der Endkriechzahl  $\phi$ .

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon \cdot (1 + \phi) = \sigma_c / E_c \cdot (1 + \phi)$$

Für kriecherzeugende Beanspruchungen darf die Gesamtverformung einschließlich Kriechens mittels des wirksamen Elastizitätsmoduls für Beton  $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi \cdot (\infty, t_0))$  (UNI EN 1992-1-1, §7.4.3), unter Berücksichtigung des Verhältnisses der wirksamen E-Module  $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$  berechnet werden. E und I sollten sowohl für den ungerissenen, wie auch für den gerissenen Zustand ermittelt werden.

Die Kriechzahl und die Schwindverformungen werden anhand der Formeln aus dem Anhang B der UNI EN 1992-1-1 errechnet.

Annahmen für Berechnungen Langzeitverformungen wenn nicht explizit definiert:

- Luftfeuchte RH = 50 %
- Erstbelastung  $t_0 = 28$  d

### 3.2.3 Stabilitätsnachweise (GEO)

In diesem Abschnitt werden die Stabilitätsnachweise (GEO) geführt. Es werden eine Reihe von Grenzzuständen untersucht, so z.B.:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit
- Grundbruch, versagen durch Durchstanzen, Stauchen
- Gleiten
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Bauwerk
- Tragwerksversagen infolge von Fundamentbewegungen

Die Nachweise werden "Approccio 1: Combinazione 2 (A2+M2+R2)" geführt.

Das Finite Elementprogramm berücksichtigt alle möglichen Versagensmechanismen lt. NTC 2018.

Die Standsicherheit im Rahmen der numerischen Analyse, wird durch das Verhältnis des vorhandenen Systemwiderstandes zu dem Systemwiderstand der beim Bruch eintritt, definiert.

Die Sicherheit wird durch eine  $\phi - c$  - Reduktion ermittelt. Bei diesem Berechnungsverfahren werden die Bodenkennwerte in kleinen Schritten so lange reduziert (und so in der Regel die Umhüllende des Grenzkriteriums verkleinert), bis das System versagt.

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

### 3.2.4 Nachweis der Verankerung Litzenanker/ Selbstbohranker

Der Widerstand der Verpresstrecke ist wie folgt berechnet worden:

$$R_d = \frac{\pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L_a \cdot q_s}{\gamma_R}$$

con

D Durchmesser Bohrkopf

$\alpha$  Vergrößerungsfaktor, abhängig von Bodentyp

$L_a$  Länge Verpresstrecke

$q_s$  Berechnungswert der Mantelreibung zwischen Verpresstrecke und Boden  $q_s = q_k / \xi_i$  ( $q_k$  charakteristischer Wert,  $\xi_i$  Korrelationskoeffizient Tab. 6.6.I/6.6.II NTC2018)

$\gamma_R$  Teilsicherheitsbeiwert

$\gamma_R = 1,1$  temporäre Anker

$\gamma_R = 1,2$  permanente Anker

Es wird eine Mantelreibung zwischen Verpresstrecke und Boden von  $q_s = 320 \text{ kN/m}^2$  laut Bustamante e Doix verwendet

Der Vergrößerungsfaktor  $\alpha$  wird mit 1,35 gewählt.

### 3.3 Software

Die Untersuchungen und die Nachweise der tragenden Struktur sind mit Hilfe der folgenden Berechnungssoftware durchgeführt worden.

Die Zuverlässigkeit der verwendeten Software und die Glaubwürdigkeit der gewonnenen Ergebnisse wurden mit Hilfsberechnungen kontrolliert (NTC 2018, § 10.2).

Plaxis 2D	Finite-Elemente Analyse des Bodens Version: 2019
Plaxis 3D	Finite-Elemente Analyse des Bodens Version: 2018
Allplan 2018	Software für die Strukturzeichnungen in 2D und 3D
Microsoft Excel 2010	Software für die Erstellung von automatisierten Berechnungsblätter
Microsoft Word 2010	Software für die Erstellung von Texten

#### Rechenalgorithmus Plaxis- Bodenmodell

Die Berechnung wurde mittels dem Finiten Elemente Programm Plaxis durchgeführt. Dabei werden die Abmessungen des Modellbereichs so gewählt, dass die Randbedingungen keinen Einfluss auf die Rechenergebnisse und Versagensmechanismen haben bzw. diese verfälschen.

Im Vergleich zu den klassischen Methoden wird das stark nichtlineare Verhalten des Bodens berücksichtigt. Für die nachfolgende Setzungsberechnung wurde das HS – Small Model gewählt.

Das HS-Small Modell ist eine Erweiterung des HS-Modells um den Effekt der erhöhten Steifigkeiten bzw. kleinen Dehnungen. Das Hardening-Soil Modell gehört zur Familie der Double Hardening Modelle und wurde von Schanz auf Grundlage von Vermeer entwickelt.

Durch die Einführung zweier weiterer Fließbedingungen neben der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb können sowohl irreversible Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung als auch irreversible Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung beschrieben werden. Weitere Merkmale des Modells sind die spannungsabhängige Steifigkeit und die strikte Trennung zwischen Erst- und Ent-/Wiederbelastung.

Für die Tragsicherheitsnachweise wurde eine vereinfachte Modellierung der Jet – Säulen verwendet – sprich ihre Form wurde idealisiert (somit verringert sich die Rechenzeit). Für die Berechnung werden 15 – knotige Dreieckselemente verwendet mit 12 Gaußpunkten / Integrationspunkten.

## 4 Nutzungsdauer, Nutzungsklasse und Bezugszeitraum

Die Nutzungsdauer des Bauwerks, die Nutzungsklasse und der Bezugszeitraum sind wie folgt festgelegt:

Provisorische Bauwerke:

- Nutzungsdauer  $V_N = <2$  Jahre (NTC 2018, § 2.4.1)
- Nutzungsklasse Klasse II (NTC 2018, § 2.4.2)  
 $C_U = 1,0$
- Bezugszeitraum  $V_R = <2$  Jahre (NTC 2018, § 2.4.3)

Laut NTC 2018, § 2.4.1, kann der Nachweis gegen Erdbeben entfallen, sofern sich die Dauer der Arbeiten auf 2 Jahren beschränkt.

Permanente Bauwerke:

- Nutzungsdauer  $V_N = 100$  Jahre (NTC 2018, § 2.4.1)
- Nutzungsklasse Klasse II (NTC 2018, § 2.4.2)  
 $C_U = 1,0$
- Bezugszeitraum  $V_R = 100$  Jahre (NTC 2018, § 2.4.3)

## 5 Geotechnische Annahmen

### 5.1 Geotechnische Parameter Baugrund

Die geotechnischen Parameter wurden auf Grundlage des vorliegenden Ausführungsprojektes inklusive des geologischen und geotechnischen Berichtes wie folgt festgelegt:




Property	Unit	Value	Value	Value
<b>Material set</b>				
Identification number		2	3	4
Identification		Strato 3	Strato1	Strato2
Material model		HS small	HS small	HS small
Drainage type		Drained	Drained	Drained
Colour		 RGB 242, 201, 105	 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162
Comments				
<b>General properties</b>				
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	18,50	18,00	21,00
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	19,00	19,00	22,00
<b>Stiffness</b>				
$E_{50}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	25,00E3	10,00E3	55,00E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	25,00E3	10,00E3	48,26E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	75,00E3	30,00E3	165,0E3
power (m)		0,5000	0,5000	0,5000
<b>Alternatives</b>				
Use alternatives		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
$C_c$		0,01380	0,03450	7,149E-3
$C_s$		4,140E-3	0,01035	1,882E-3
$e_{\text{init}}$		0,5000	0,5000	0,5000
<b>Strength</b>				
$c_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	2,000	5,000	0,000
$\varphi$ (phi)	°	28,00	30,00	38,00
$\psi$ (psi)	°	0,000	0,000	0,000
<b>Small strain</b>				
$\gamma_{0.7}$		0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3
$G_0^{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	60,00E3	40,00E3	170,0E3

Abbildung 4: Geotechnische Parameter

Für die Böschungen wurden, wie im geologischen Bericht, eine kurzzeitige Kohäsion von 5 kN/m<sup>2</sup> angesetzt werden.

## 6 Einwirkungen auf Tragwerke

### 6.1 Klassifizierung der Einwirkungen nach Änderungen ihrer Intensität über die Zeit

#### 6.1.1 Ständige Einwirkungen (G)

Die ständigen Einwirkungen wirken während der gesamten Nutzungsdauer des Bauwerkes und die Änderung ihrer Intensität über die Zeit ist so gering und langsam, dass die Einwirkungen mit hinlänglicher Näherung als konstant über die Zeit angesehen werden können:

- Eigengewicht aller tragenden Bauteile; resultierende Wasserdruckkraft:  $G_1$   
Die Eigengewichte der tragenden Bauteile wurden anhand des Querschnittes und des spezifischen Gewichtes, wie im NTC 2018, § 3.1.3.1, Tab. 3.1.I angegeben, bestimmt.
 

Stahl	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Stahlbeton	25,00 kN/m <sup>3</sup>
nicht bewehrter Beton	24,00 kN/m <sup>3</sup>
Leichtbeton für Estrich	16,00 kN/m <sup>3</sup>
- Eigengewicht infolge Auflasten:  $G_2$
- Die ständigen Auflasten errechnen sich aus der Dichte der Materialien und ihrer Schichtung.
- Verschiebungen und Verformungen
- Schwinden und Kriechen
- Ungleichmäßige Setzungen

#### 6.1.2 Veränderliche Einwirkungen (Q)

Die veränderlichen Einwirkungen, welche auf die Struktur oder auf die Bauteile wirken, können sich über die Zeit ändern:

- Lange Einwirkungsdauer: Einwirkung mit einer signifikanten Größe, welche auch nicht kontinuierlich sein kann, während einer Zeit, die im Verhältnis zu der Nutzungsdauer nicht vernachlässigbar ist.
- Kurze Einwirkungsdauer : Einwirkung, welche nur während einer kurzen Zeit im Verhältnis zu der Nutzungsdauer wirken.

Die Werte der Nutzlasten für die verschiedenen Gebäudekategorien sind im NTC 2018, § 3.1.4, Tabelle 3.1.II festgeschrieben.



### 6.1.3 Einwirkungen infolge Erdbeben (E)

Diese Einwirkungen entstehen im Erdbebenfall.

In der folgenden Abbildung sind die verschiedenen Gefahrenzonen auf dem nationalen Gebiet dargestellt.

Für die Gemeinde Bozen, und insbesondere für die Zone des Eingriffes, ist die maximale Bodenbeschleunigung, außer wenn es zu Verstärkung auf Grund der Stratigraphie kommt, dargestellt.

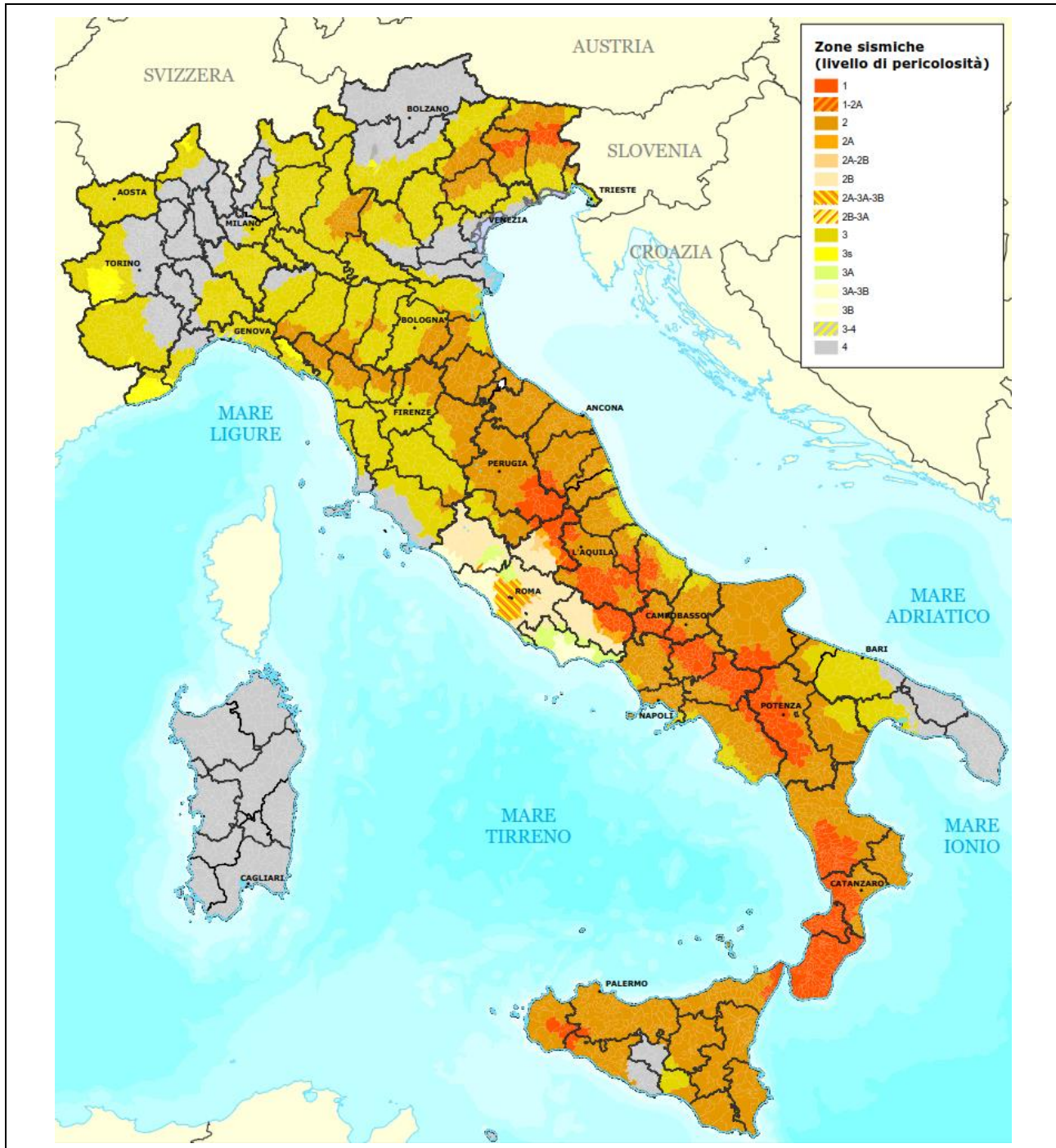


Abbildung 5: Zone sismiche 2015 (zonesismiche.mi.ingv.it)

Die Bemessungs-Bodenbeschleunigung der Baustelle ist:

SLV:  $a_g/g = 0,614$ .

## 6.2 Lastfallkombinationen

Die Lastfallkombinationen werden wie folgt definiert:

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation (Grundkombination) - GZT

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

Charakteristische Kombination – GZG

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

Häufige Kombination - GZG

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

Quasi-ständige Kombination – GZG

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

Erdbeben – GZT e GZG

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

Außergewöhnliche Bemessungssituation – GZT

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

## 6.3 Teilsicherheitsbeiwerte Einwirkungen

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen  $\gamma_{Gi}$  und  $\gamma_{Qi}$  sind laut NTC 2018, § 2.6.1. wie folgt definiert:

		Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO	UPL	HYD
Ständige Einwirkungen (zufolge Eigengewicht)	günstig	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	0,90	0,90
	ungünstig		1,10	1,30	1,00	1,10	1,30
Ständige Einwirkungen (zufolge Auflast)	günstig	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ungünstig		1,50	1,50	1,30	1,50	1,50
Veränderliche Einwirkungen	günstig	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ungünstig		1,50	1,50	1,30	1,50	1,50

Falls die ständigen Einwirkungen (zufolge Auflasten) genauestens definiert sind, werden die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkungen (zufolge Eigengewicht) verwendet.

### 6.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für die Eigenschaften der Baustoffe

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Eigenschaften der Baustoffe  $\gamma_i$  sind laut NTC 2018, § 4.3.3. wie folgt definiert:

#### Beton

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffe im Betonbau,  $\gamma_c$ , sind laut NTC 2018, § 4.4.6 wie folgt definiert:

-  $\gamma_c$  (Beton) = 1,5

#### Stahl

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe im Stahlbau,  $\gamma_{Mi}$ , sind laut NTC, §4.2.4.1.1 und 4.4.6 wie folgt definiert:

-  $\gamma_A$  (Profilstahl) = 1,05

-  $\gamma_s$  (Betonstahl) = 1,15

- $\gamma_V$  (Verbindungen) = 1,25
- $\gamma_{M0}$  (Querschnittsnachweise) = 1,05
- $\gamma_{M1}$  (Stabilitätsnachweise) = 1,05
- $\gamma_{M1}$  (Stabilitätsnachweise, Brücke) = 1,10
- $\gamma_{M2}$  (Bruchversagen infolge Zugbeanspruchung) = 1,25

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird folg. Teilsicherheitsbeiwert verwendet:  
 $\gamma_M = 1$ .

Für die Nachweise der außergewöhnl. Bemessungssituation wird folg. Teilsicherheitsbeiwert verwendet:  
 $\gamma_M = 1$ .

#### 6.4 Kombinationsbeiwerte

Die Kombinationsbeiwerte sind laut NTC 2018, § 2.5.2. Tab. 2.5.I wie folgt definiert:

Kategorie	Einwirkung	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
A	Wohngebäude	0,7	0,5	0,3
B	Bürogebäude	0,7	0,5	0,3
C	Versammlungsbereiche	0,7	0,7	0,6
D	Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
E	Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
F	Fahrzeugverkehr im Hochbau, Fahrzeuggewicht $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
G	Fahrzeugverkehr im Hochbau, $30$ kN < Fahrzeuggewicht $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
H	Dächer	0,0	0,0	0,0
	Windlasten im Hochbau	0,6	0,2	0,0
	Schneelasten im Hochbau (Höhe $\leq 1000$ m m.ü.M)	0,5	0,2	0,0
	Schneelasten im Hochbau (Höhe $> 1000$ m m.ü.M)	0,7	0,5	0,2
	Temperaturanwendungen im Hochbau	0,6	0,5	0,0

#### 6.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen

Bodenkenngröße	Symbol	(M1)	(M2)
	$\gamma_M$		
Wirksamer Scherwinkel	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Wirksame Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Scherfestigkeit im undrnierten Zustand	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Wichte	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Abbildung 6: Tabelle 6.2.II – Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen

## 6.6 Streuungsfaktoren für Pfahlgründungen

Die Streuungsfaktoren der charakteristischen Pfahlwiderstände sind laut NTC 2018, § 6.4.3.1.1. wie folgt definiert:

Anzahl der Versuchsprofile	1	2	3	4	≥5
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Abbildung 7: Tabelle 6.4.III– Streuungsfaktoren zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelastungen

Anzahl der Versuchsprofile	1	2	3	4	5	7	≥10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Abbildung 8: Tabelle 6.4.IV – Streuungsfaktoren zur Ableitung charakteristischer Werte aus Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen

Anzahl der Versuchsprofile	≥2	≥5	≥10	≥15	≥20
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Abbildung 9: Tabelle 6.4.V – Streuungsfaktoren zur Ableitung charakteristischer Werte aus Schlagversuchen

## 6.7 Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände vorgespannter Anker

Widerstand	Symbol	Werte
Kurzzeitanker	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Daueranker	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Abbildung 10: Tabelle 6.6.I – Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände vorgespannter Anker

## 6.8 Teilsicherheitsbeiwert für Böschungen und Nachweis der Gesamtstandsicherheit

Widerstand	Symbol	R2
Erdwiderstand	$\gamma_R$	1,1

Abbildung 11: Tabelle 6.8.I – Teilsicherheitsbeiwerte für Böschungen und Nachweise der Gesamtstandsicherheit

## 7 Lastannahmen

### 7.1 Ständige Einwirkungen (zufolge Eigengewicht)

Das Eigengewicht der tragenden Struktur wird anhand der Wichte der Materialien bestimmt (siehe NTC 2018, § 3.1.2).

**Stahlbeton** (e/o Spannbeton):  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

**Profilstahl:**  $\gamma = 78,50 \text{ kN/m}^3$

**Erddruck:** Der Erddruck ist eine ständige Einwirkung, verhält sich aber je nach Verformungen des Stützbauwerkes unterschiedlich. Somit wird für das spezifische Gewicht des Bodens  $\gamma$  auf das geotechnische Gutachten im Kapitel der geotechnischen Annahmen verwiesen.

### 7.2 Ständige Einwirkungen (zufolge Auflast)

Auf die Tragstrukturen wirkt das Eigengewicht des aufgeschütteten Materials, welches mit einer Wichte von ca.  $18 \text{ kN/m}^3$  angenommen wurde. Die effektive Flächenlast ergibt sich durch die jeweils vorhandene Aufschüttungshöhe

### 7.3 Nutzlasten

**Schneelast:**  $1,30 \text{ kN/m}^2$

**Verkehrslast:**

Gehsteig  $5,00 \text{ kN/m}^2$

Baustellenverkehr  $20,00 \text{ kN/m}^2$

Verteilte Verkehrslast  $20,00 \text{ kN/m}^2$

(für das Definitivprojekt wurde auf die Aufstellung der Wanderlast in 3 Fahrstreifen verzichtet und dafür die verteilte Flächenlast erhöht, welche mit einer Vergleichsrechnung überprüft wurde)

### 7.4 Lastannahmen bestehende Gebäude

Für die Fundamentlasten der Bestandsgebäude wird auf die statische Berechnung des Ausführungsprojektes von Ing. Rudi Bertagnolli verwiesen.

## 8 Baustoffe

Die wichtigsten Eigenschaften der Baustoffe, welche für die Erstellung der tragenden Struktur verwendet worden sind, sind in den folgenden Kapiteln angeführt.

### 8.1 Beton

Betonfestigkeitsklasse		C25/30	C30/37	C35/45	
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons	$f_{ck}$	25	30	35	N/mm <sup>2</sup>
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons	$f_{ck,cube}, R_{ck}$	30	37	45	N/mm <sup>2</sup>
Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons	$f_{cd}$	14	17	20	N/mm <sup>2</sup>
Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	$f_{cm}$	33	38	43	N/mm <sup>2</sup>
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons	$f_{ctm}$	2,6	2,9	3,2	N/mm <sup>2</sup>
charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit	$f_{ctk,0,05}$	1,8	2,0	2,2	N/mm <sup>2</sup>
charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit	$f_{ctk,0,95}$	3,3	3,8	4,2	N/mm <sup>2</sup>
mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante	$E_{cm}$	31000	33000	34000	N/mm <sup>2</sup>
Dehnung des Betons unter der Maximalspannung $f_c$	$\epsilon_{c1}$	2,1	2,2	2,25	‰
rechnerische Bruchdehnung des Betons	$\epsilon_{cu1}$	3,5	3,5	3,5	‰
	$\epsilon_{c2}$	2,0	2,0	2,0	‰
	$\epsilon_{cu2}$	3,5	3,5	3,5	‰
	$n$	2,0	2,0	2,0	
	$\epsilon_{c3}$	1,75	1,75	1,75	‰
	$\epsilon_{cu3}$	3,5	3,5	3,5	‰

#### 8.1.1 Expositionsklassen

Die Expositionsklassen sind laut UNI 1992-1-1, § 4.2 wie folgt definiert:

Klasse	Beschreibung der Umgebung
<b>Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel</b>	
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser

## 8.2 Betonstahl

Das Verhalten des Betonstahles B450C wird durch die nachfolgenden Eigenschaften festgelegt:

charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{yk}$	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Streckgrenze	$f_{yd}$	$391 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Zugfestigkeit	$f_{tk}$	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	E	$210000 \text{ N/mm}^2$

## 8.3 Baustahl

Der Baustahl muss schweißbar und für die Anwendung genehmigt sein. Das Verhalten des Baustahles wird durch die nachfolgenden Eigenschaften festgelegt:

Querdehnzahl	$\nu$	0,15
Wärmeausdehnungskoeffizient	$\alpha$	$12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$ (für Temperaturen bis $100^\circ\text{C}$ )
Elastizitätsmodul	E	$210000 \text{ N/mm}^2$

Normen und Stahlgüte	Dicke des Element			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Abbildung 12: Warmgewalzter Baustahl für offene Querschnitte (NTC 2018, Tabelle 4.2.I)

## 8.4 Vorgespannte Anker

Die Anker werden als provvisorische Anker mit 3 oder 4 Litzen ausgeführt.

### Spannstahl für vorgespannten Anker

charakteristischer Wert der 0,1% Dehngrenze des Spannstahls	$f_{p0,1k}$	$1670 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls	$f_{ptk}$	$1860 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul des Spannstahls	E	$196.000 \text{ N/mm}^2$

### Eigenschaften der Litzen

Beschreibung	Litzen Typ	Durchmesser	Quer-schnitt	$f_{ptk}$	$f_{p(1)k}$	Masse	Zugkraft bei 1% Dehngrenze	Bruchkraft( $P_{tk}$ )	$P_{t0,1k}$	Rilassamento dopo 1000h $0,7 - 0,8 f_{pt}$	
		[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[g/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[%]
T15	super	15,7	150	1860	1670	1093	251	279	248	2,5	4,5
$E_{cm} = 196.000 \text{ N/mm}^2 \pm 10.000 \text{ N}$											

## 8.5 Selbstbohranker

Es werden folgende Selbstbohranker verwendet:

Ankertyp	Einheit	R32	T76
Außendurchmesser	[mm]	32	76
Höchstzugkraft	[kN]	280	1500
Streckgrenzlast	[kN]	240	1240
Gewicht	[kg/lfm]	3,4	18,0

Abbildung 13: Materialspezifikationen Selbstbohranker