



Projekt/progetto:

**UMFAHRUNG VAHRN  
BAUARBEITEN OHNE ANSCHLUSS BRIXEN NORD  
CIRCONVALLAZIONE VARNA  
OPERE CIVILI SENZA COLLEGAMENTO BRESSANONE NORD**

**AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO**

2	01.10.2018	Lizenznummer/ Estremi licenza d'uso	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
1	10.08.2018	Kapitel 3 ergänzt/ Cap. 3 aggiunto	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
0	22.01.2018	erste Ausgabe / prima edizione	M.R. / R.F.	M.R.	C.K.
Rev.	Datum/data	Ausgabe, Änderung/edizione, aggiornamento	erstellt/elaborato	geprüft/esaminato	freigeg./approv.

Auftraggeber:

**AUTONOME PROVINZ BOZEN  
Abteilung Tiefbau  
Amt für Straßenbau Nord/Ost**

Committente:

**PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO  
Ripartizione infrastrutture  
Ufficio tecnico strade nord/est**

Dokumenttitel:

**TUNNEL RASTSTATION  
BAUGRUBENSICHERUNG  
STATISCHE BERECHNUNG**

Titolo del documento:

**GALLERIA AUTOGRILL  
SOSTEGNO PARETI DI SCAVO  
CALCOLI STATICI**



PLANUNGSGRUPPE

ILF - EUT

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

c/o EUT Engineering GmbH  
Dantestraße 134, 39042 Brixen

Tel. +39 0472 272400  
E-mail: info@eut.bz.it

c/o EUT Engineering srl  
Via Dante 134, 39042 Bressanone



Dokument/documento:

BV-S-701

Einlage Nr./allegato n.:

**6-1**

## INHALTSVERZEICHNIS

<b>1</b>	<b>ALLGEMEINES</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>ZUGEHÖRIGE DOKUMENTE</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>HERKUNFT UND CHARAKTERISTIK DER BERECHNUNGSMETHODE</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>MATERIAL- UND BODENKENNWERTE</b>	<b>3</b>
<b>5</b>	<b>BODENVERNAGELUNG</b>	<b>3</b>
<b>5.1</b>	<b>Allgemeines</b>	<b>3</b>
<b>5.2</b>	<b>Kennwerte Bodennägel</b>	<b>4</b>
<b>5.3</b>	<b>Untersuchung der Bauzustände</b>	<b>5</b>
5.3.1	Bauzustand 01	5
5.3.2	Bauzustand 02	6
5.3.3	Bauzustand 03	7
5.3.4	Bauzustand 04	8
5.3.5	Bauzustand 05	9
5.3.6	Bauzustand 06	10
5.3.7	Bauzustand 07	11
5.3.8	Bauzustand 08	12
5.3.9	Bauzustand 09	13
5.3.10	Bauzustand 10 (Bauendzustand)	14
<b>5.4</b>	<b>Nachweis Spritzbeton</b>	<b>15</b>
5.4.1	Biegebewehrung	15
5.4.2	Durchstanzen	16
<b>5.5</b>	<b>Zusammenfassung Nagelwand</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>BOHRPFAHLWAND</b>	<b>19</b>
<b>6.1</b>	<b>Allgemeines</b>	<b>19</b>

<b>6.2</b>	<b>Statische Kennwerte</b>	<b>20</b>
<b>6.3</b>	<b>Minimale Einbindetiefe</b>	<b>21</b>
<b>6.4</b>	<b>Untersuchung der Aushubzustände</b>	<b>22</b>
6.4.1	Statisches System	22
6.4.2	Aushubzustand – 2.50 m unter Geländeoberkante	23
6.4.3	Aushubzustand – 9.00 m unter Geländeoberkante	26
6.4.4	Aushubzustand – 12.15 m unter Geländeoberkante	30
6.4.5	Überlagerung aller Aushubzustände	34
6.4.6	Nachweis der maximalen Bettungsreaktionen	36
<b>6.5</b>	<b>Bemessung Bohrpfahl</b>	<b>36</b>
6.5.1	Biegebewehrung	36
6.5.2	Schubbewehrung	37
6.5.3	Zusammenfassung Bohrpfahl Ø90 cm	37
<b>6.6</b>	<b>Bemessung Ausfachung</b>	<b>38</b>
<b>6.7</b>	<b>Vorspannanker</b>	<b>39</b>
6.7.1	Ankerkraft und Lage	39
6.7.2	Ankertyp	39
6.7.3	Innerer Ankerwiderstand	39
6.7.4	Nachweis des Herausziehwiderstandes	40
6.7.5	Ankerlänge	40
6.7.6	Geländebruchsicherheit	46
6.7.7	Ausbildung Ankerkopf	47
6.7.8	Zusammenfassung Vorspannanker	48

## 1 ALLGEMEINES

Teil der Umfahrung Vahrn ist der Tunnel „Raststation / Autogrill“ von km 3+261 bis km 3+516. Dieser 255 m lange Tunnel wird in Offener Bauweise und in Deckelbauweise hergestellt. Wegen der in unmittelbarer Nähe befindlichen Autobahn mit Raststätte und wegen der damit zusammenhängenden Baufeldgrenze kann nur bereichsweise eine Baugrubensicherung mit Nagelwand hergestellt werden kann. Im restlichen Abschnitt ist eine platzsparende Bohrpfahlwand als Baugrubensicherung notwendig.

In dieser statischen Bearbeitung werden die Nagelwand und die Bohrpfahlwand bemessen.

## 2 ZUGEHÖRIGE DOKUMENTE

- [ 1 ] Autonome Provinz Bozen, Umfahrung Vahrn, Ausführungsprojekt 2008, Geologisch-Geotechnischer Bericht, Einlage 5-1
- [ 2 ] Grundbautaschenbuch Teil 2, 4. Auflage 1991
- [ 3 ] Grundbautaschenbuch Teil 3, 4. Auflage 1992
- [ 4 ] UNI EN 1992-1-1, Ausgabe 2015: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [ 5 ] UNI EN 1997-1, Ausgabe 2013: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
- [ 6 ] ÖNORM B 1997-1-1, Ausgabe 2013-09-01: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen
- [ 7 ] ÖNORM EN 1537, Ausgabe 2013-11-01: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verpressanker
- [ 8 ] EAB, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, 3. Auflage, 1994
- [ 9 ] DYWIDAG-Systems International, SUSPA-Kompaktanker für Fels und Boden: Zulassungsnummer Z-20.1-64, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 17.03.2015
- [ 10 ] DYWIDAG-Systems International, Bodenvernagelung System „DYWIDAG“: Zulassungsnummer Z-20.1-106, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 01.05.2017
- [ 11 ] DM 14/01/ 2008: Norme tecniche per le costruzioni - Technische Vorschriften für Bauten

### 3 HERKUNFT UND CHARAKTERISTIK DER BERECHNUNGSMETHODE

#### Durchgeführte Analysen:

Tragwerksanalysen:

Statisch linear: ja

Statisch nicht linear: nein

#### Verwendete Software:

LARIX 5, Lizenz Nr. 6.0.0.512

Hersteller / Vertrieb CUBUS AG, Zürich (Schweiz)

#### Zuverlässigkeit der verwendeten Berechnungsmethoden

Ein aufmerksames Studium der Softwaredokumentation hat die Verlässlichkeit und Geeignetheit der verwendeten Programme im gegenständlichen Fall gezeigt. Die von den Herstellern gelieferte Softwaredokumentation enthält ausreichende Informationen zu den theoretischen Grundlagen und den verwendeten Berechnungslogarithmen, zu den Anwendungsbereichen und zu nachvollziehbaren Fallbeispielen. Die Zuverlässigkeit der Berechnungsmethoden wurde über eine aussagekräftige Anzahl von Probebemessungen mit Vergleich von bereits realisierten technischen Lösungen überprüft.

#### Validierung der Berechnungsmethoden

Aufgrund der Einfachheit der tragenden Bauteile und der durchgeführten Kontrollen war die Nachberechnung mit alternativen Berechnungsprogrammen nicht erforderlich. Die wesentlichen Berechnungsschnitte wurden per Hand verifiziert.

## 4 MATERIAL- UND BODENKENNWERTE

Die herzustellende Baugrube für den Tunnel „Raststation“ schneidet in folgende Bodenschichten ein:

oberhalb der Aushubsohle: Aufschüttung

unterhalb der Aushubsohle: Murschutt

Die für die Bemessung der Böschungssicherung maßgebenden Bodenkennwerte gemäß [ 1 ] sind für beide Bodenarten nachfolgend angegeben:

Aufschüttung:

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

Steifemodul: 50 – 80 MN/m<sup>2</sup>

Vorspannanker Grenzkraft: 170 kN/m

Murschutt:

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

Steifemodul: 70 – 100 MN/m<sup>2</sup>

Vorspannanker Grenzkraft: 170 kN/m

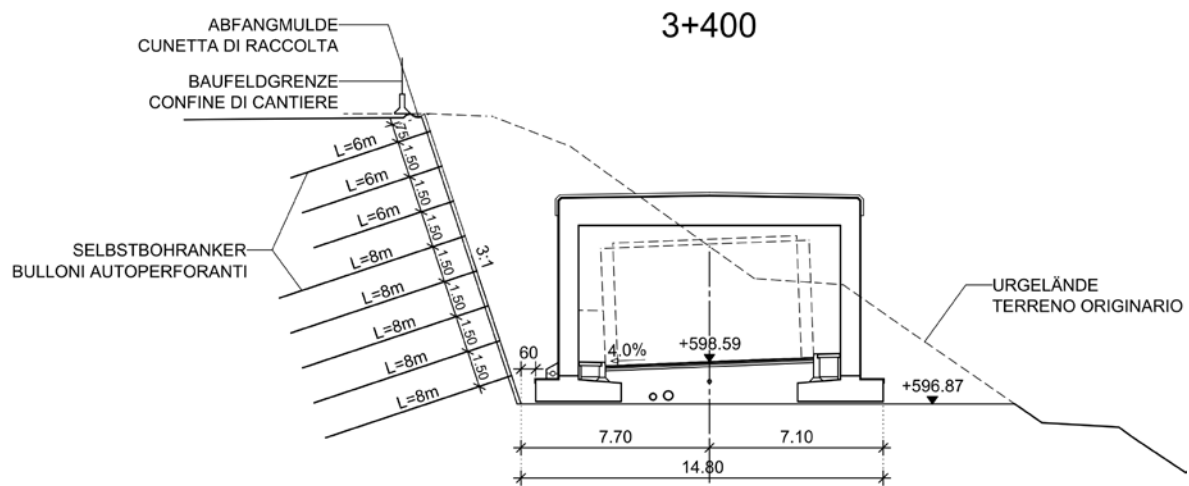
## 5 BODENVERNAGELUNG

### 5.1 Allgemeines

Die Baugrube für den Tunnel „Raststation“, welcher in Offener Bauweise hergestellt wird, wird je nach Lage der Baufeldgrenze teilweise mit Bodenvernagelung und teilweise mit Bohrpfahlwänden gesichert. In diesem Abschnitt wird die Nagelwand statisch behandelt. Als maßgebender Querschnitt wird das Profil bei km 3+380 gewählt. Die Neigung der Böschung beträgt 3:1, das entspricht einer Böschungsneigung von 71.5°.

Die Baugrubenhöhe beträgt maximal 12.18 m. Die Bodennägel werden rechtwinklig zur Böschung eingebaut.

In der nachfolgenden Abbildung ist der Querschnitt bei km 3+400 dargestellt.



Die Untersuchungen zum Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch erfolgen nach dem Verfahren von Krey. Dabei werden kreisförmige Gleitlinien betrachtet. Die Berechnung erfolgt mit dem Programmsystem cubus-larix.

Es werden alle Bauzustände bis zum Bauendzustand untersucht und daraus die Anzahl, Lage und Länge der Bodennägel ermittelt.

## 5.2 Kennwerte Bodennägel

Für die Ermittlung der zulässigen Haftkraft pro Laufmeter Nagel wird auf die Angaben in [ 2 ] zurückgegriffen.

Bei einer Krafteintragungslänge von 6 m beträgt die Grenzlast beim Bruch ca. 600 kN, somit 100 kN/m. Abgemindert durch eine Sicherheit zur Bruchlast von 2.5 wird als zulässige Haftkraft  $T_{zul} = 100 / 2.5 = 40$  kN/m für die Nägel in der Aufschüttung angesetzt. Es werden Bodennägel (DSI-Bodeninjektionsanker) des Typs R32N und R32S verwendet.

Nachfolgend sind die Kennwerte dieser DSI-Bodeninjektionsanker angegeben:

R32N:

Bruchlast 280 kN

Last an der Streckgrenze  $F_S = 230$  kN

Gebrauchslast  $F_S / 1.75 = 131$  kN

R32S:

Bruchlast 360 kN

Last an der Streckgrenze  $F_S = 280$  kN

Gebrauchslast  $F_S / 1.75 = 160$  kN

Bei der rechnerischen Betrachtung einer 1 m dicken Scheibe müssen bei Ankerabständen ungleich 1 m diese angegebenen Werte durch den horizontalen Ankerabstand dividiert werden.

Bei Betrachtung eines Ankerrasters mit horizontalem Abstand von 1.50 m sind folgende Kennwerte anzunehmen:

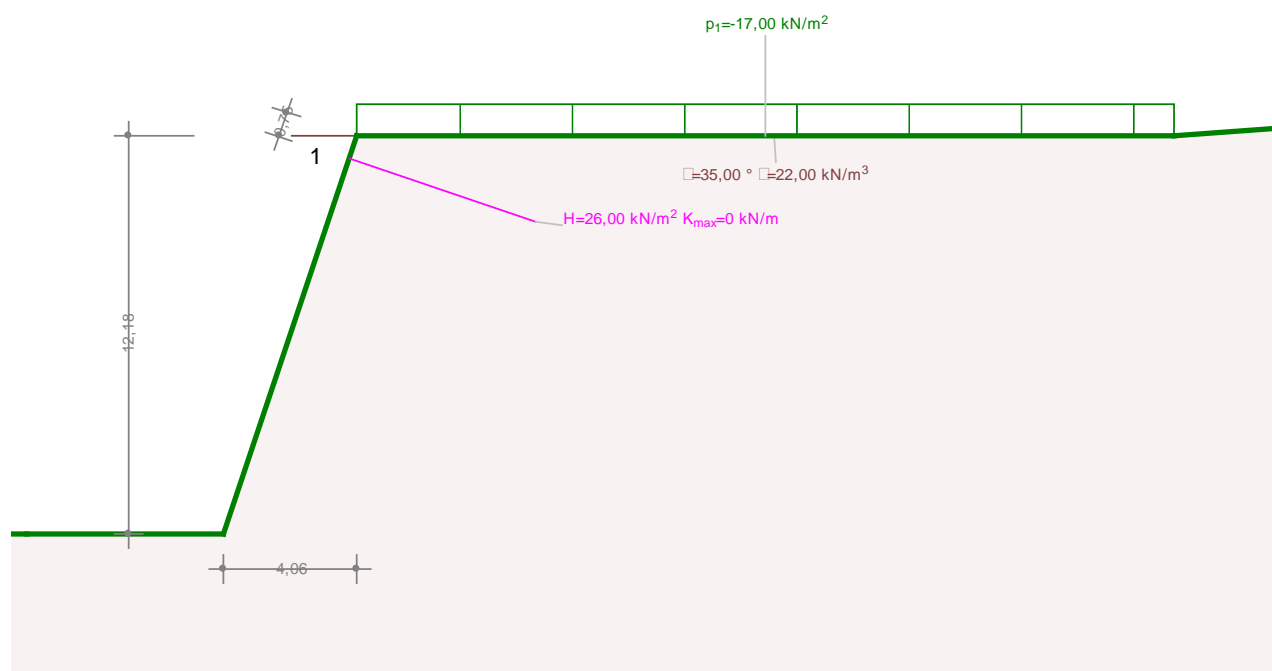
- Aufschüttung:  $T_{zul} = 40 \text{ kN/m} / 1.5 \text{ m} = 27 \text{ kN/m}^2$
- R32N:  $F_{zul} = 131 \text{ kN} / 1.5 \text{ m} = 87 \text{ kN/m}$
- R32S:  $F_{zul} = 160 \text{ kN} / 1.5 \text{ m} = 107 \text{ kN/m}$

Bei einem Ankerraster horizontal 2 m wird analog vorgegangen.

Es wird eine Verkehrslast von einheitlich  $16.7 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt.

### 5.3 Untersuchung der Bauzustände

#### 5.3.1 Bauzustand 01



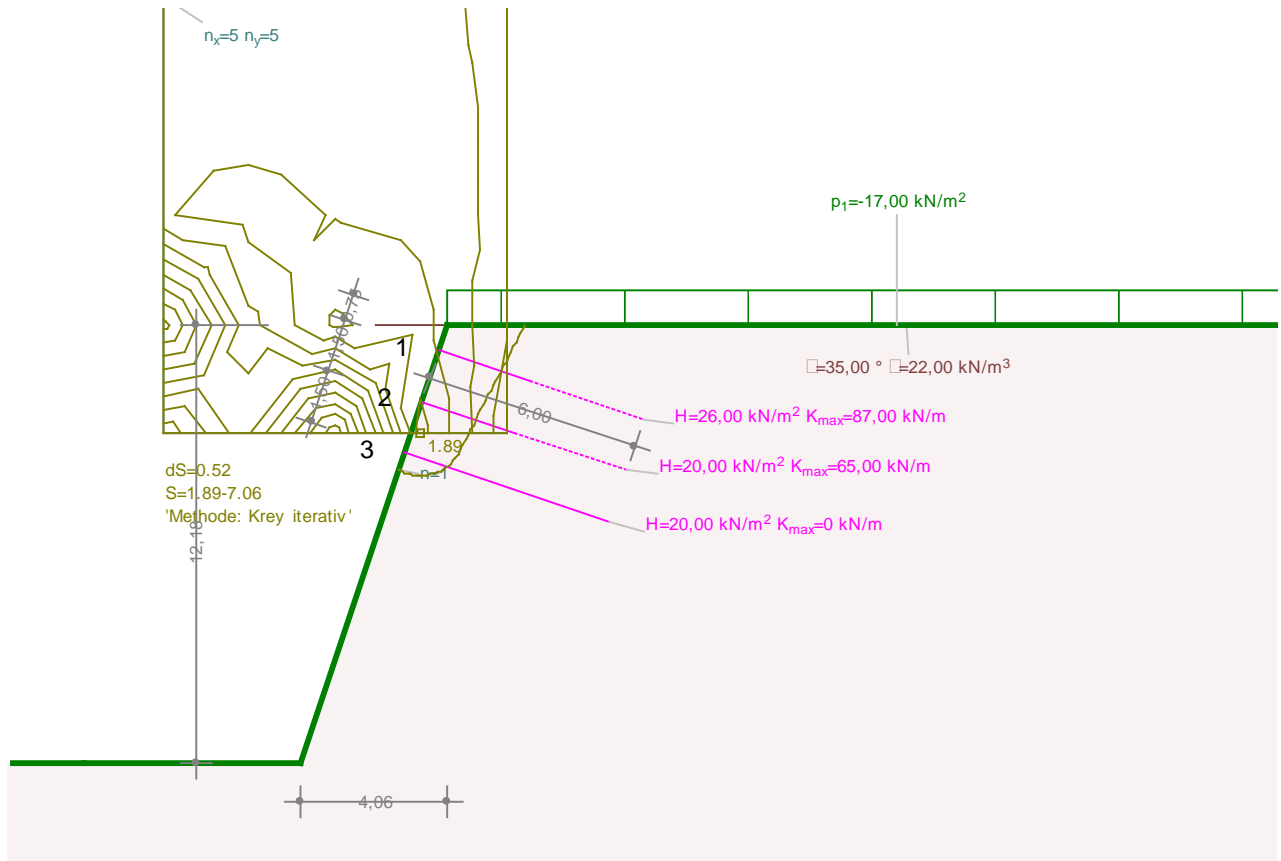
Die erste Nagelreihe wird in 0.75 m Abstand von der Böschungskante angeordnet.





### 5.3.3 Bauzustand 03

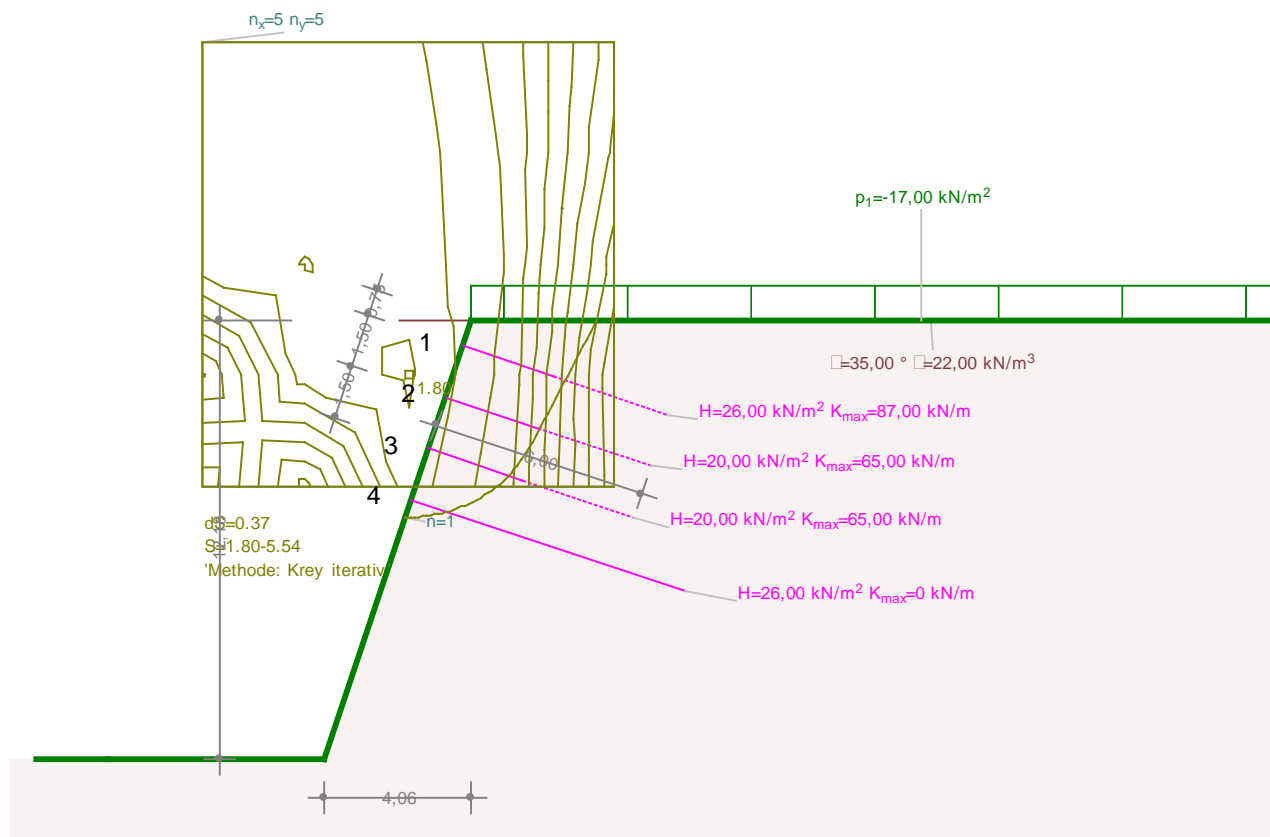
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.89.

### 5.3.4 Bauzustand 04

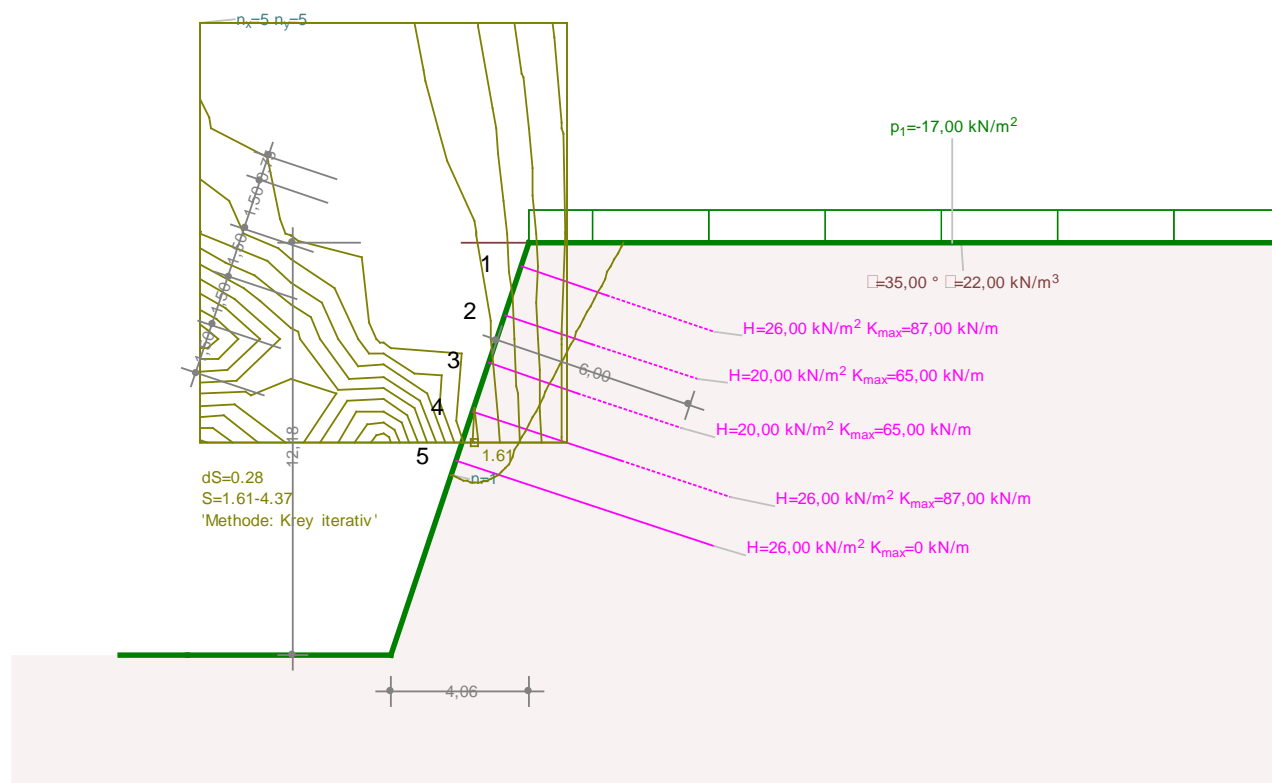
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.80.

### 5.3.5 Bauzustand 05

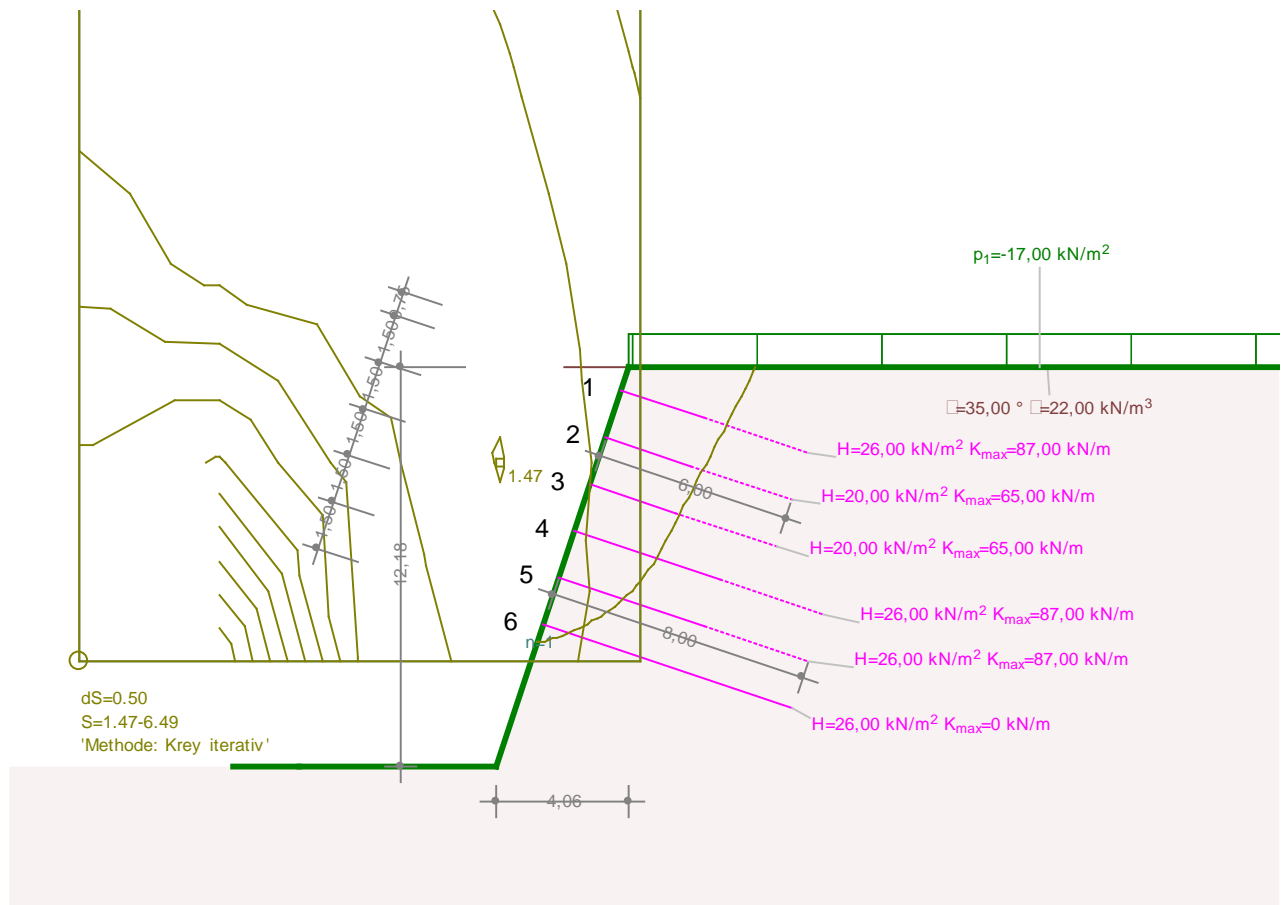
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.61.

### 5.3.6 Bauzustand 06

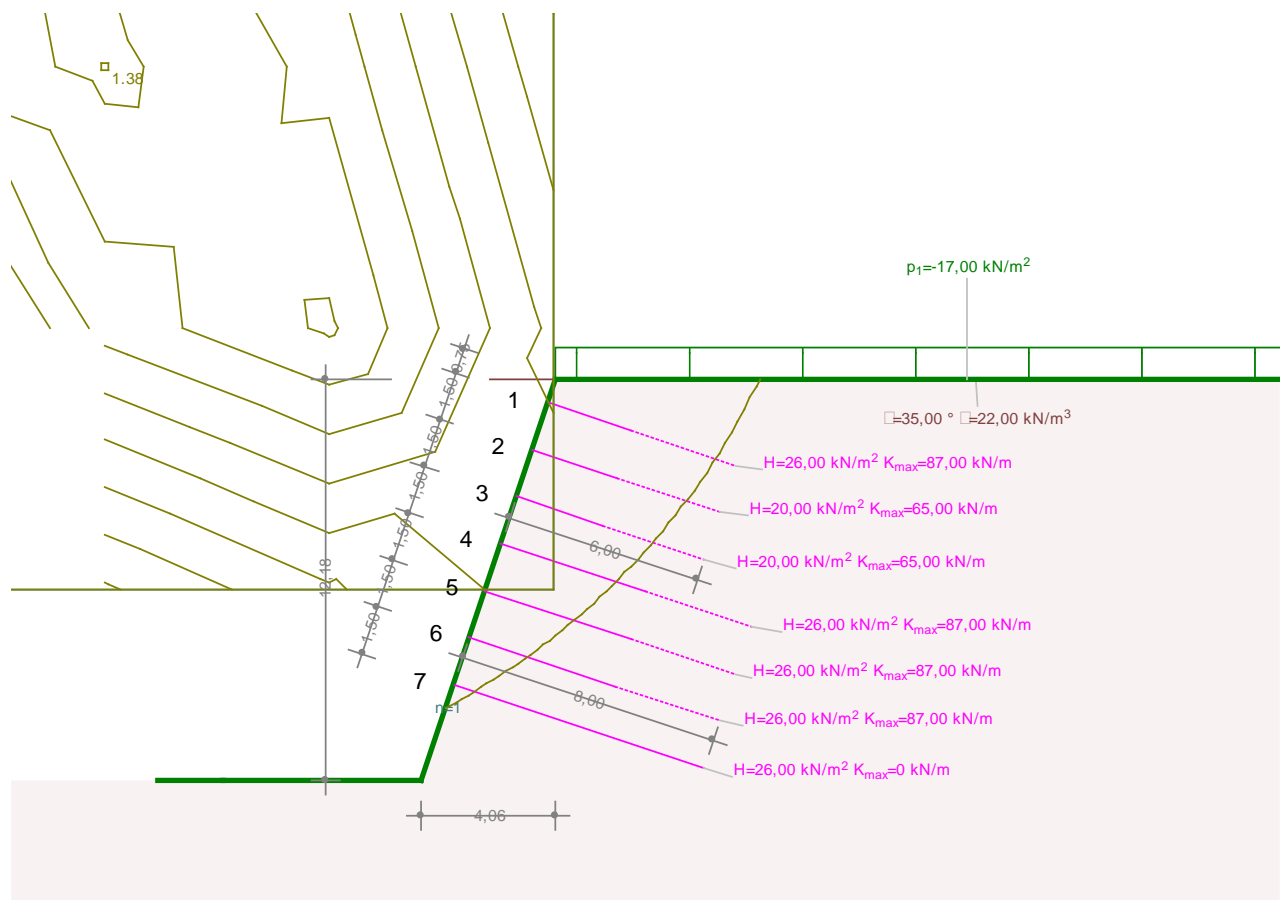
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.47.

### 5.3.7 Bauzustand 07

1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
6. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m

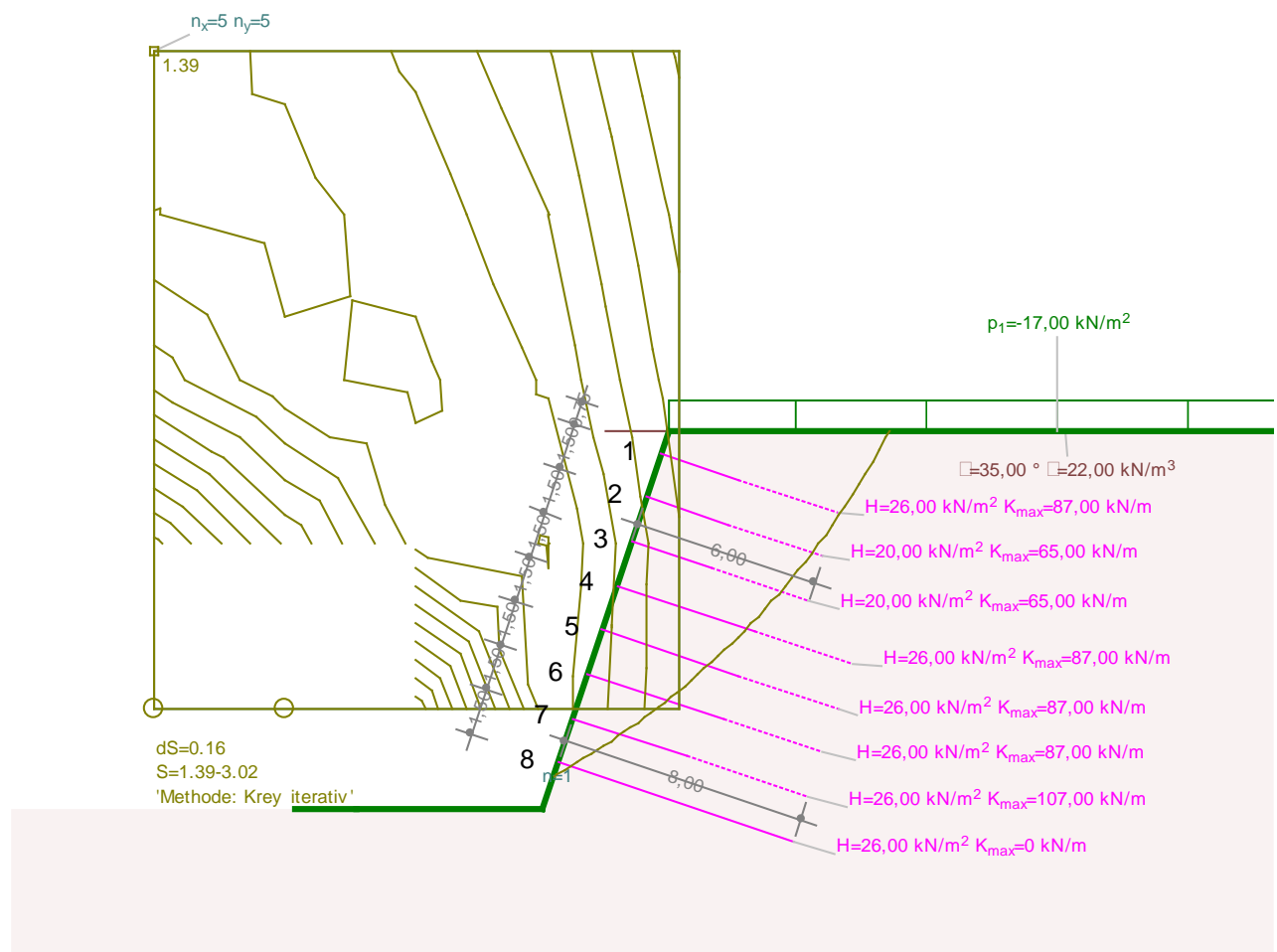


Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.38.

Es handelt sich um einen temporären Bauzustand, nämlich bis zum Aushub zur nächsten Ebene und Einbau der ausgewiesenen Bodennägel, weshalb die geringfügige Unterschreitung unter eine Sicherheit von 1.40 als zulässig erachtet wird.

### 5.3.8 Bauzustand 08

1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
6. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
7. Reihe: R32S, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m

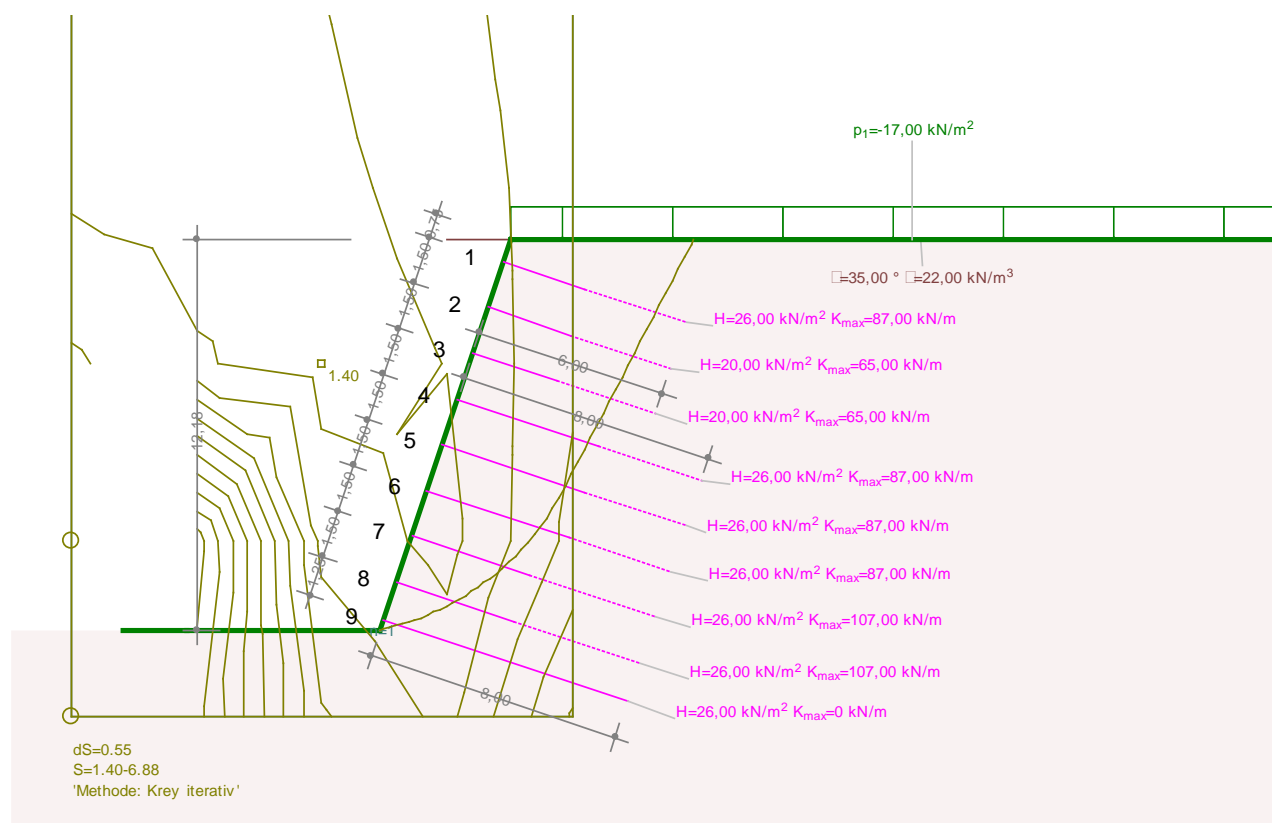


Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.39.

Es handelt sich um einen temporären Bauzustand, nämlich bis zum Aushub zur nächsten Ebene und Einbau der ausgewiesenen Bodennägel, weshalb die geringfügige Unterschreitung unter eine Sicherheit von 1.40 als zulässig erachtet wird.

### 5.3.9 Bauzustand 09

1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
6. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
7. Reihe: R32S, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
8. Reihe: R32S, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m

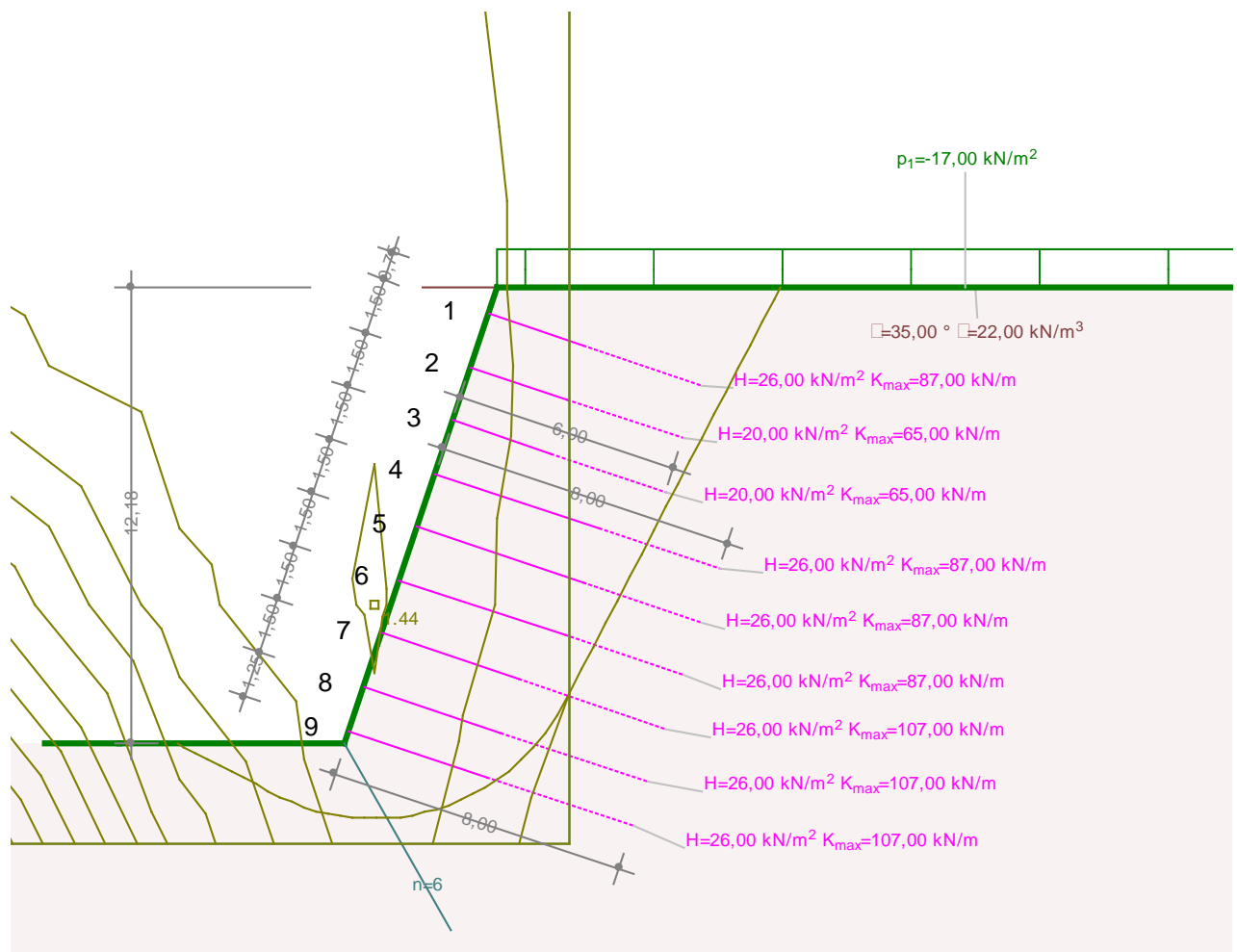


Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.40.



### 5.3.10 Bauzustand 10 (Bauendzustand)

1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
6. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
7. Reihe: R32S, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
8. Reihe: R32S, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
9. Reihe: R32S, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.44.

## 5.4 Nachweis Spritzbeton

### 5.4.1 Biegebewehrung

Für die Bemessung des Spritzbetons in der Aufschüttung werden die Vorgaben der Zulassung Bodenvernagelung [ 10 ] entnommen. Der Nachweis erfolgt über eine gemittelte auf 85% abgeminderte Wirkung des aktiven Erddruckes auf die Spritzbetonschale.

Mit den Vorgaben:

Böschungsneigung  $\beta = 0^\circ$

Wandneigung  $\alpha = 19^\circ$

Wandreibungswinkel  $\delta = 0^\circ$

$\varphi = 35^\circ$

ergibt sich ein  $k_{ag} = 0,16$

Erddruck:

oben:  $0 \text{ kN/m}^2$

unten:  $12.18 \times 22 \times 0.16 = 42.87 \text{ kN/m}^2$

gemittelt und mit Faktor 0.85:

$e_{\text{Erddruck,mittel}} = 42.87/2 \times 0.85 = 18.2 \text{ kN/m}^2$

Verkehrsauflast:

$e_{\text{Verkehr}} = 16.67 \times 0.16 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

somit: mittlerer Erddruck infolge Eigengewicht und Verkehrslast:

$e_{\text{mittel}} = 18.2 + 3 = 21.2 \text{ kN/m}^2$

Bei einem Ankerraster von ca.  $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$  tritt ein Biegebemessungsmoment  $m_{sd}$  von ca.  $\pm 21.2 \times 1,5^2 \times 1.4 / 16 = \pm 4.17 \text{ kNm/m}$  auf. Der Teilsicherheitsbeiwert von 1.4 infolge Eigengewicht entspricht der nationalen italienischen Festlegung [ 11 ].

Mit einer Spritzbetonstärke von 15 cm und bei einer einlagigen mittigen Anordnung der Bewehrung beträgt  $z = 6 \text{ cm}$  und die erforderliche Bewehrung  $4.17 \times 1.15 / 0,06 / 42 = 1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$  (Stahlgüte Feb 44k).

### 5.4.2 Durchstanzen

Der Durchstanznachweis erfolgt nach EC 2 [4]. Der Rundschnitt kann im Abstand  $2d$  von der Lasteinleitungsfläche geführt werden.  $d$  ist die statische Höhe.

Als Ankerplatten werden verwendet:

R32N:  $15 \times 15 \text{ cm}^2$ ,  $t = 8 \text{ mm}$

R32S:  $20 \times 20 \text{ cm}^2$ ,  $t = 12 \text{ mm}$

Rechnerische Beanspruchung am Rundschnitt:

Mit einem Ankerraster von  $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ , der Teilsicherheit von 1.4 und einer Berücksichtigung der Durchlaufwirkung durch den Faktor 1.07 ergibt sich:

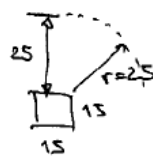
$$V_{sd} = 21.2 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.4 \times 1.07 = 71.6 \text{ kN/Ankerplatte}$$

Annahmen: mittig liegende Bewehrung  
Aufdoppelung im Bereich der Ankerplatte um 8 cm  
Breite/Länge der Aufdoppelung:  $65 \times 65 \text{ cm}$

$$V_{ED} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{M_1 \cdot d}$$

$$\beta = 1.15$$

$$M_1:$$



$$M_1 = 4 \times 15 + 2 \cdot 2.5 \pi = 2.17 \text{ cm}$$

$d = 15 \text{ cm}$  (7 cm Abstand zur Bewehrung  
8 cm Aufdoppelung)

$$V_{ED} = 1.15 \cdot \frac{71.6}{2.17 \cdot 0.15} = 252 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed,c} = C_{Ed,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$C_{Ed,c} = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

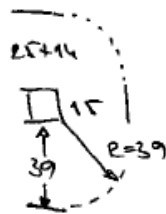
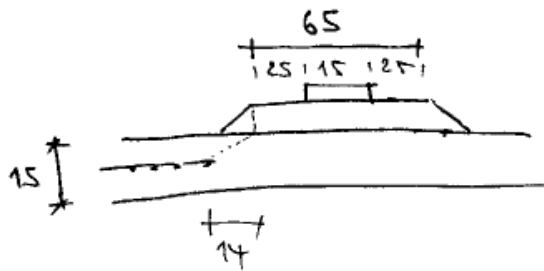
$$\rho: \text{Typ 615: } 1.89 \text{ cm}^2/\#$$

$$\rho = \frac{1.89}{100 \cdot 23} = 0.00082$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{150}} = 2.15 \rightarrow \max. 2.0$$

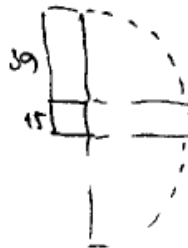
$$V_{Ed,c} = 0.12 \times 2.0 \cdot (100 \cdot 0.00082 \cdot 20)^{1/3} = 283 \text{ kN/m}^2 > V_{ED}$$

Bereich außerhalb der Aufdoppelung:



$$u_i = 4 \cdot 15 + 2 \cdot 39\pi = 305 \text{ cm}$$

$\Delta V$ : Anteil abmindernd



$$A' = 15 \cdot 15 + 4 \cdot 15 \cdot 39 + 39^2 \pi = 0.73 \text{ m}^2$$

$$\text{angen.: } A'/2 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_E = 0.36 \cdot 21 \cdot 1.5 = 11.34 \text{ kN}$$

$$V_{ED} = 71.6 - 11.3 = 60.3 \text{ kN}$$

$$v_{ED} = 1.15 \cdot \frac{60.3}{3.05 \cdot 0.07} = 324 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{ed,c}: p = \frac{1.89}{100 \cdot 15} = 0.00126$$

$$v_{ed,c} = 0.12 \cdot 2.0 (110 \cdot 0.00126 \cdot 2.0)^{1/3} = 326 \text{ kN/m}^2 > v_{ED}$$

## 5.5 Zusammenfassung Nagelwand

Spritzbeton C20/25

Dicke Regelbereich 15 cm,

lokale Aufdoppelung im Bereich der Ankerplatten:

um 8 cm (auf 23 cm)

$b \times l = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

Bewehrung: Typ 615 mittig, Stahlgüte  $f_{yk}=420 \text{ N/mm}^2$  (Güte Feb 44k)

DSI Bodeninjektionsanker:

Typ R32N, Ankerplatte 150/150/8, Nagellängen 6 m, 8 m

Typ R32S, Ankerplatte 200/200/12, Nagellängen 8 m

Neigung: rechtwinklig auf Böschung

Ankerraster: vertikal 1.50 m; horizontal 1.50 m bzw. 2.0 m



## 6.2 Statische Kennwerte

Bohrpfahl  $\varnothing 90$  cm

$$J = \pi d^4 / 64 = 0.032 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{Beton, ungerissen}} = 30000 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{\text{Beton, gerissen}} = 10000 \text{ MN/m}^2$$

$$EJ_{\text{Einzelpfahl}} = 0.032 \times 10000 = 320 \text{ MNm}^2$$

Bei Achsabstand 1.70 m

$$EJ/m = 320 / 1.7 = 188 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

Bettung:

Für die Ermittlung des Bettungsmoduls der Bohrpfähle wird in der Aufschüttung der Steifemodul  $50\,000 \text{ kN/m}^2$  und für die Bettung unterhalb der Baugrubensohle die untere Grenze des Steifemoduls des Murschuttes mit  $70\,000 \text{ kN/m}^2$  angenommen.

$$k_{\text{AUF SCH}} \text{ pro Pfahl} = E / d = 50\,000 / 0.9 = 55\,000 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{\text{AUF SCH}} \text{ pro lfm} = 55\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 29.1 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{\text{MUR}} \text{ pro Pfahl} = E / d = 70000 / 0.9 = 77\,000 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{\text{MUR}} \text{ pro lfm} = 77\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 40.8 \text{ MN/m}^3$$

Die Herstellung der Baugrube erfolgt derart, dass nach Fertigstellung der Bohrpfähle, welche bis in eine maximale Tiefe von 15.65 m reichen, in einem ersten Aushubschritt bis 2.50 m unter Geländeoberkante ausgehoben wird, die Litzenanker in Höhe 2 m unter Geländeoberkante in jedem Bohrfahl gesetzt und gespannt werden. Dann erfolgt der zweite Aushubschritt bis 8-9 m unterhalb der Geländeoberkante mit dem anschließenden Versetzen der Anker in 7.50-8.50 m Abstand von der Geländeoberkante.

Die Neigung der Freispielanker wird mit  $10^\circ$  Neigung zur Horizontalen vorgegeben.

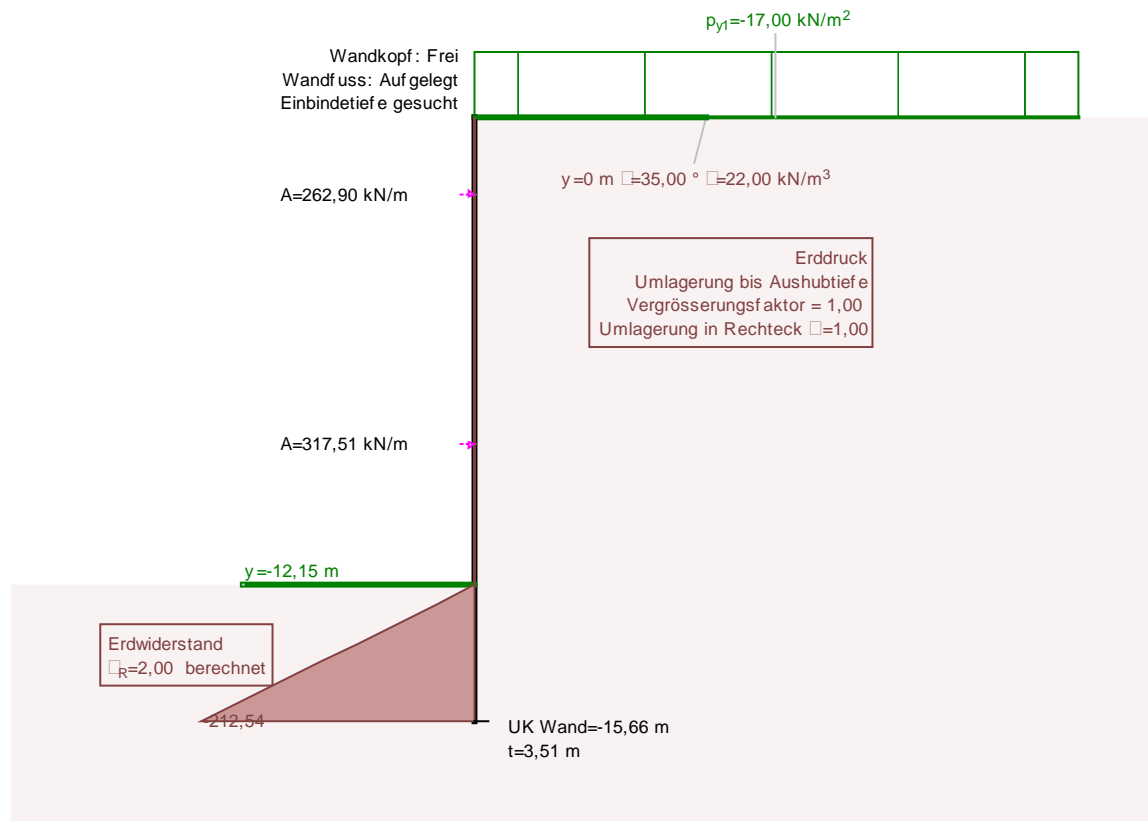
Es wird eine Verkehrslast von einheitlich  $16.7 \text{ kN/m}^2$  angesetzt.

Als Erddruck wird der erhöhte aktive Erddruck angesetzt. Der Erddruckbeiwert ergibt sich mit  $0.5 k_a + 0.5 k_o$ , wobei der aktive Erddruck mit Wandreibung  $\delta = 0.5 \varphi$  ermittelt wird. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt mit dem Programmsystem cubus-larix.

Die Berechnung der einzelnen Aushubzustände mit jeweiliger Änderung des statischen Systems erfolgt derart, dass die in den vorangegangenen Aushubzuständen ermittelten Verformungen der Ankerpunkte als aufgezwungene Verformung für die nachfolgenden Durchlaufträgerberechnungen aufgebracht werden.

### 6.3 Minimale Einbindetiefe

Die minimale Einbindetiefe ergibt sich aus der Betrachtung des Bauendzustandes unter Annahme eines durch passiven Erddruck gestützten Wandfußes. Der Erdwiderstand wird gemäß [ 8 ] Abschnitt 5.4 mit der Sicherheit 2.0 abgemindert und die erforderliche Länge der Einbindung ermittelt.



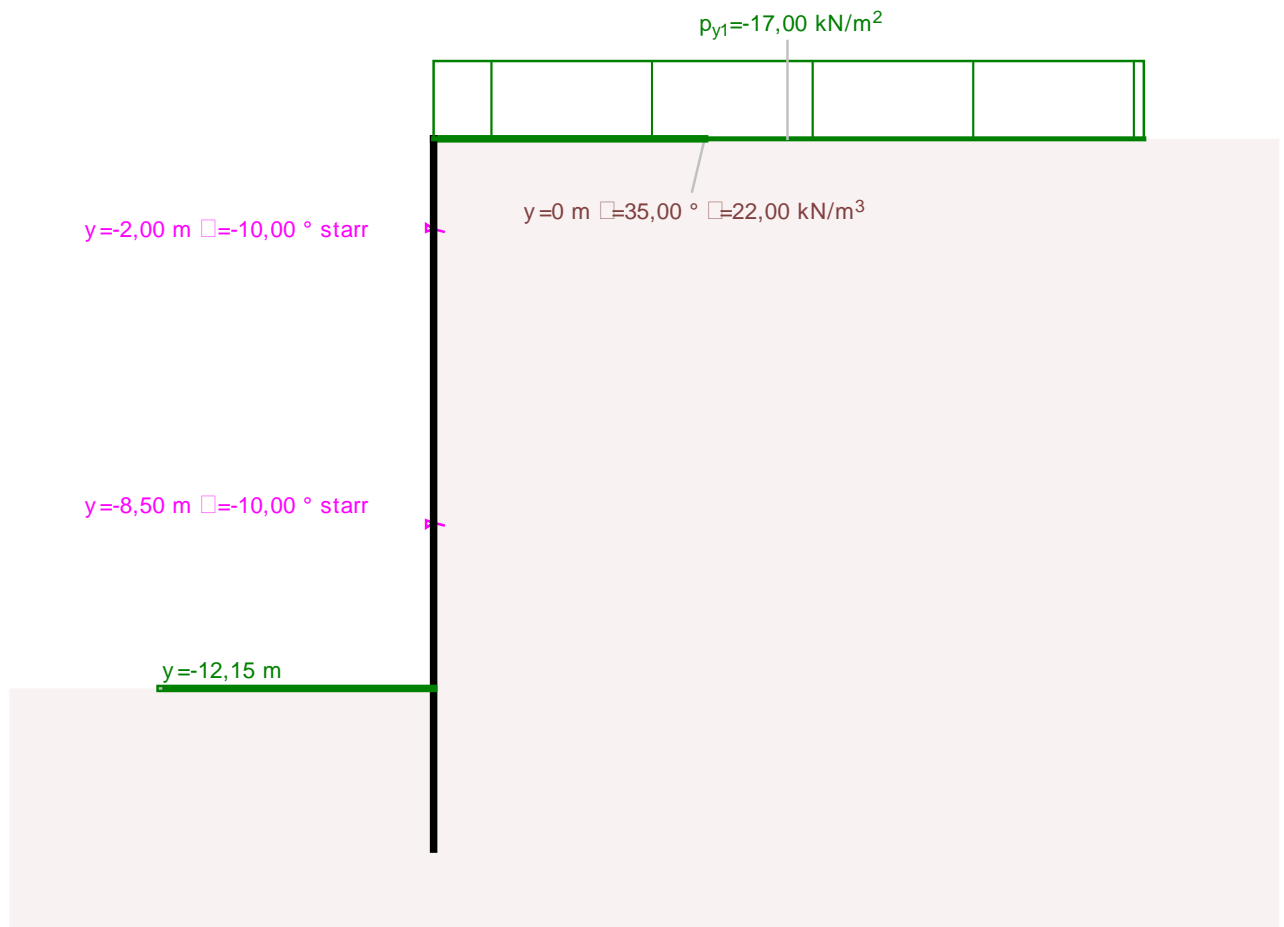
Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 3.50 m.



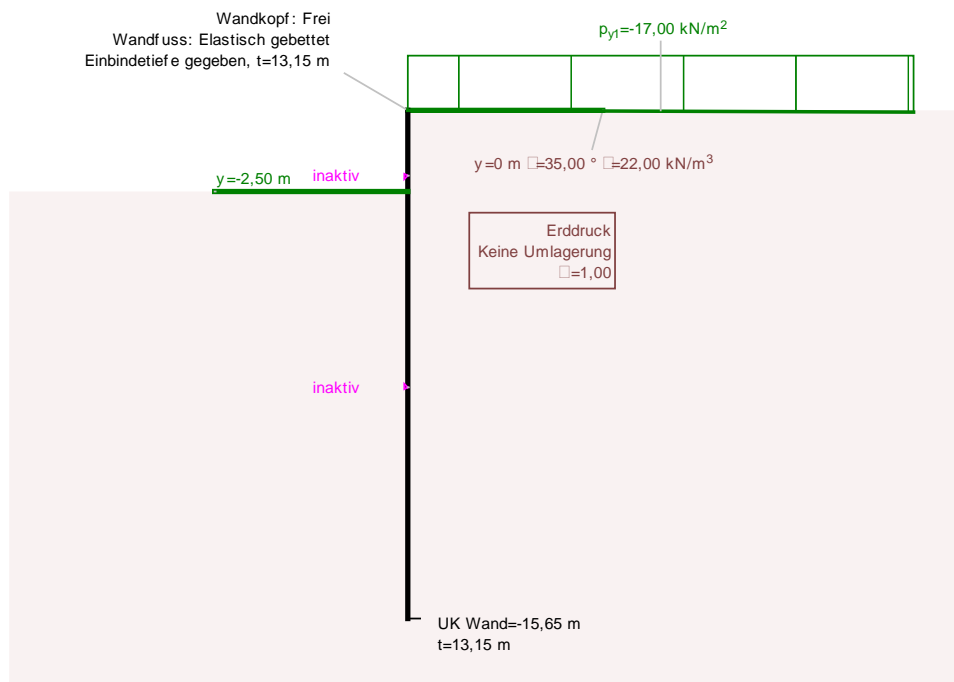
## 6.4 Untersuchung der Aushubzustände

### 6.4.1 Statisches System

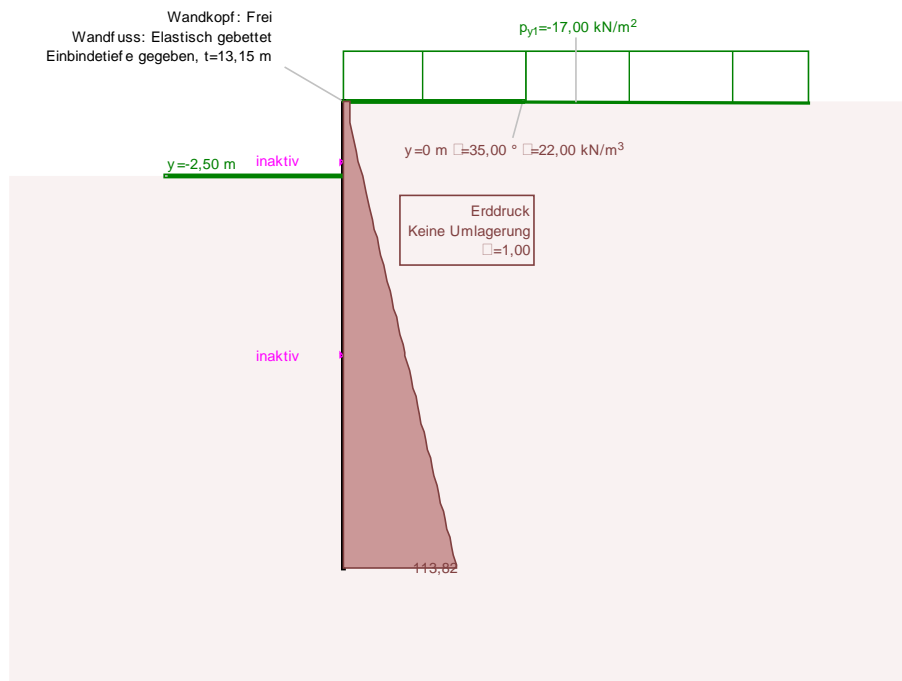
Die Bohrpfähle werden bis in eine Tiefe von  $12.15 + 3.50 = 15.65$  m ausgeführt.



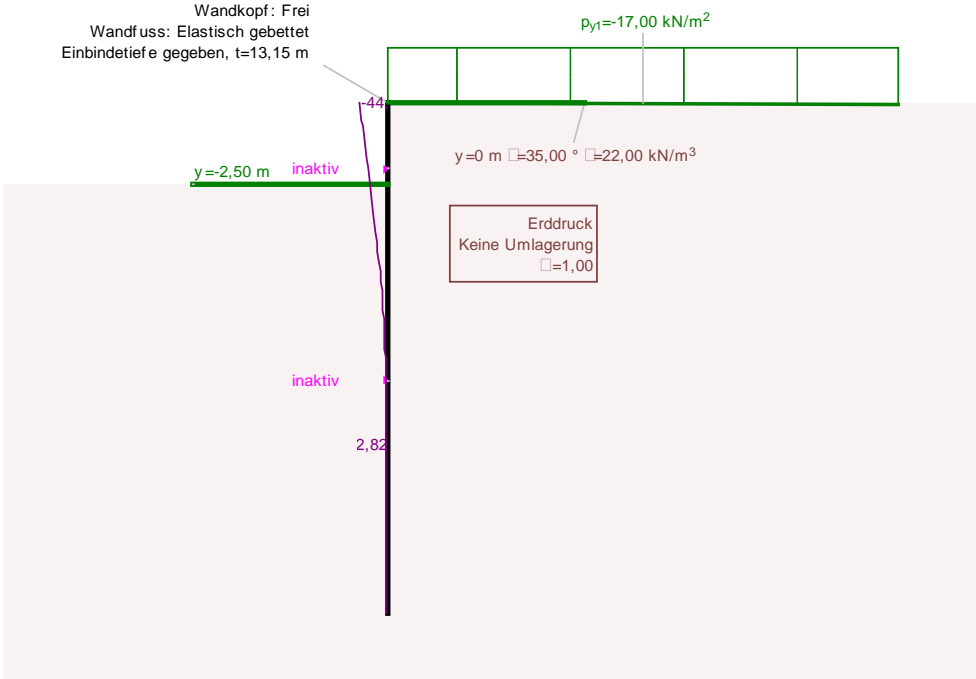
## 6.4.2 Aushubzustand – 2.50 m unter Geländeoberkante



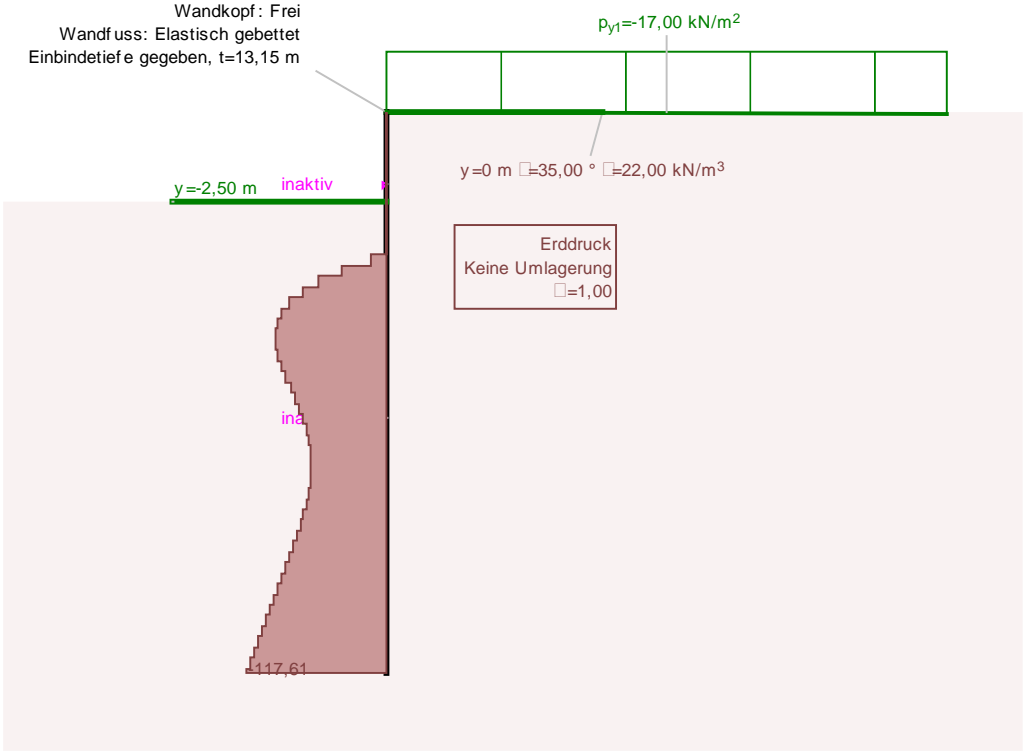
### Geometrie



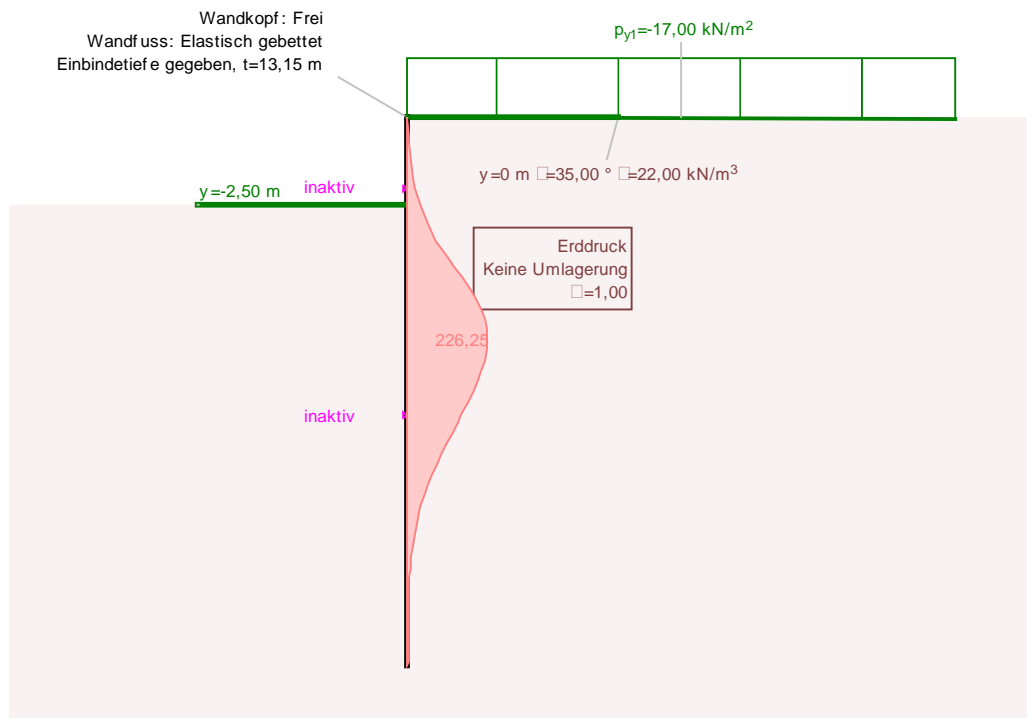
### Erddruck



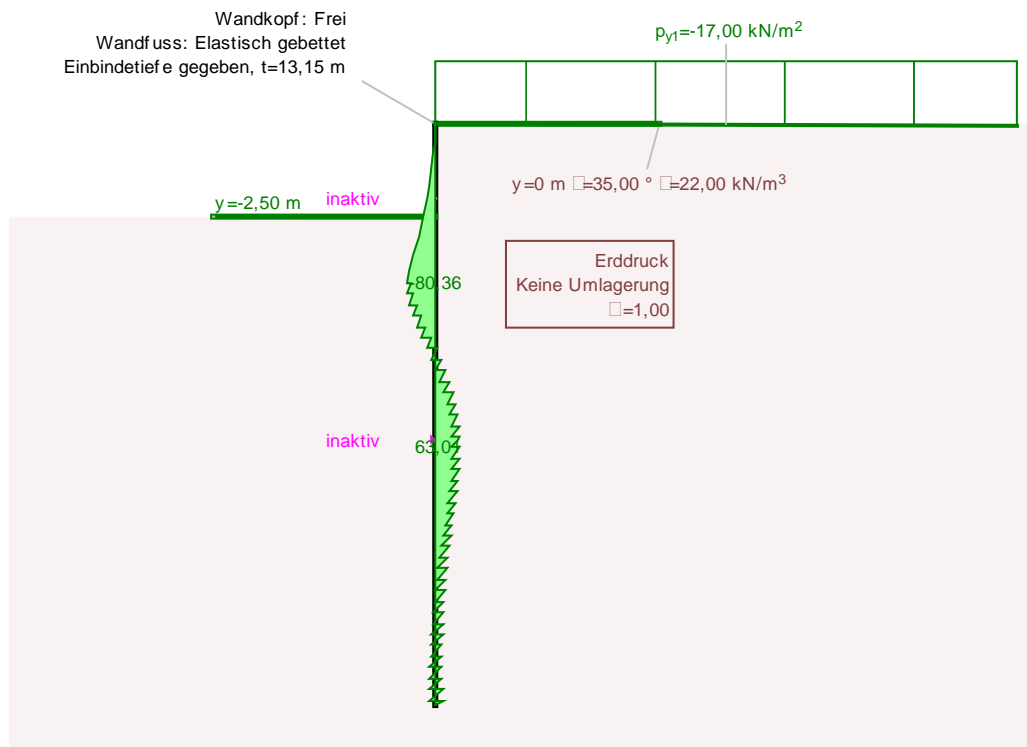
Verformung



Bettung

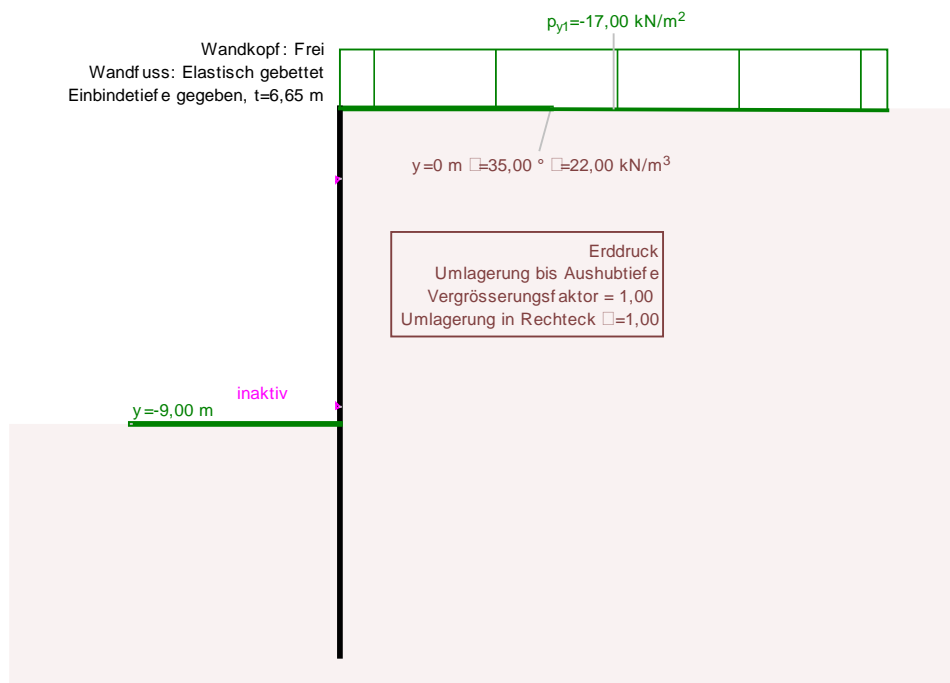


Biegemoment

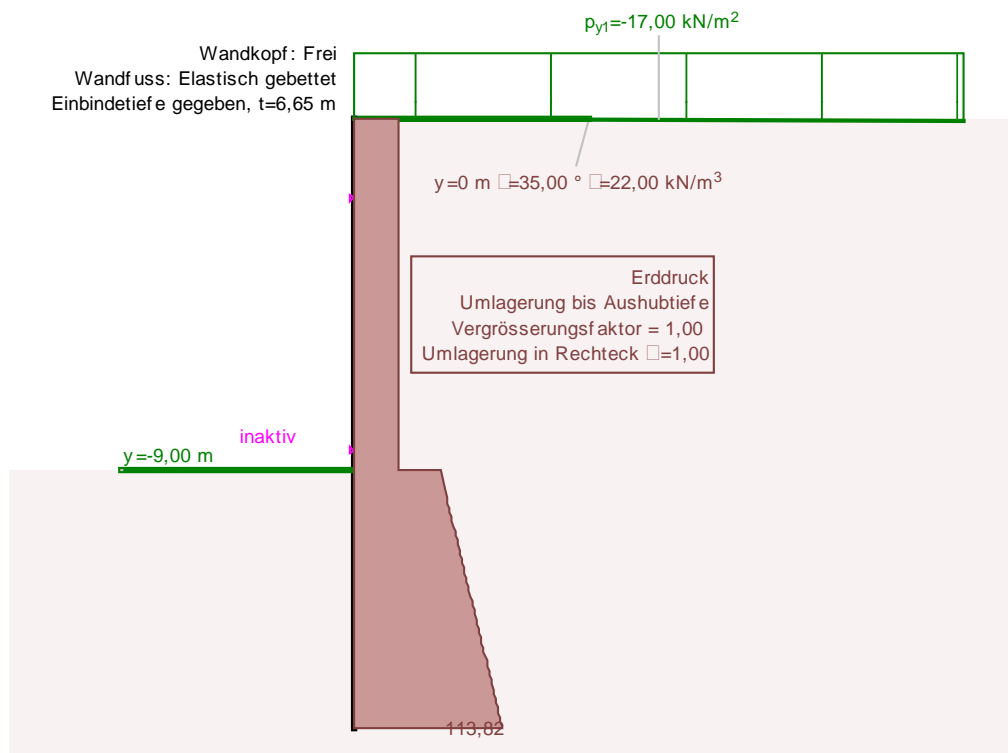


Querkraft

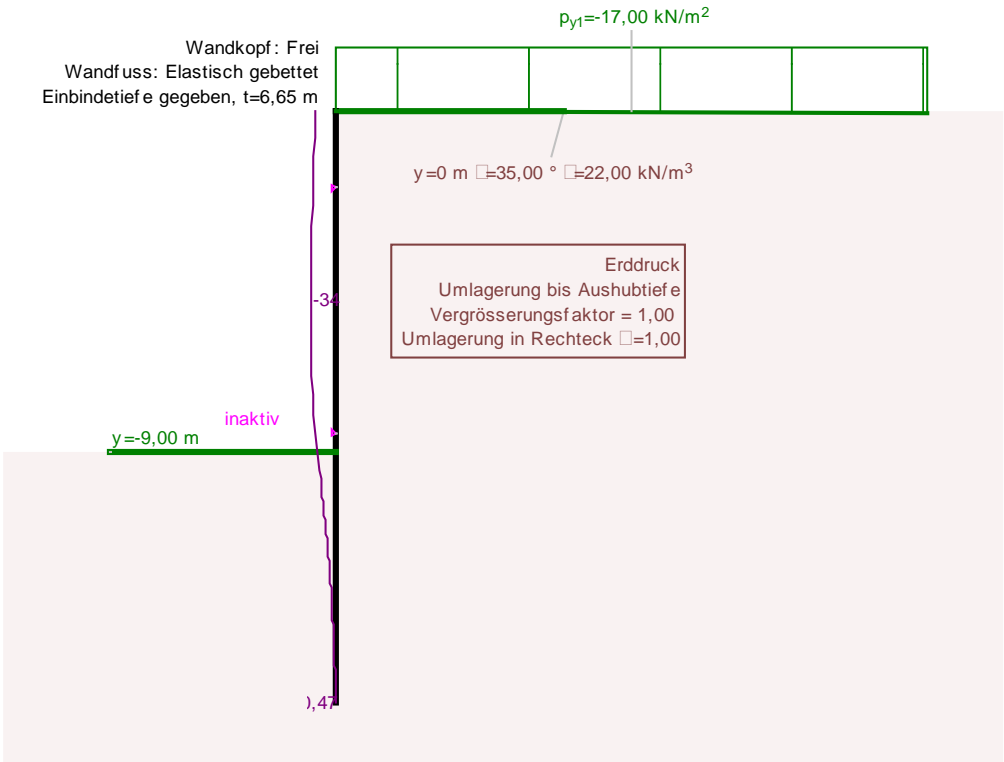
### 6.4.3 Aushubzustand – 9.00 m unter Geländeoberkante



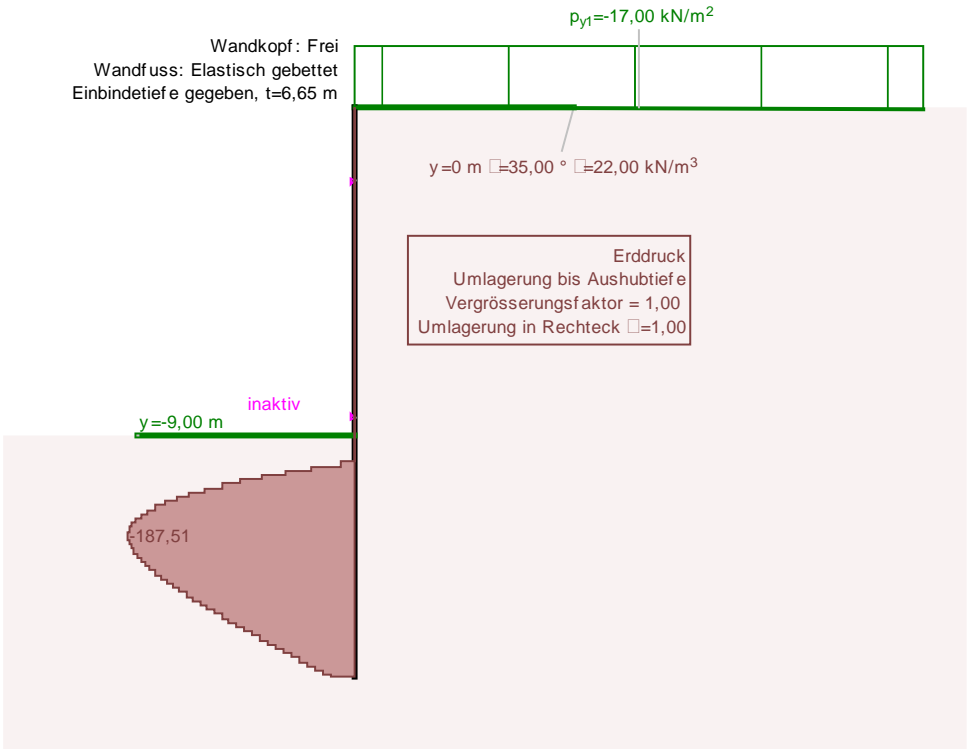
#### Geometrie



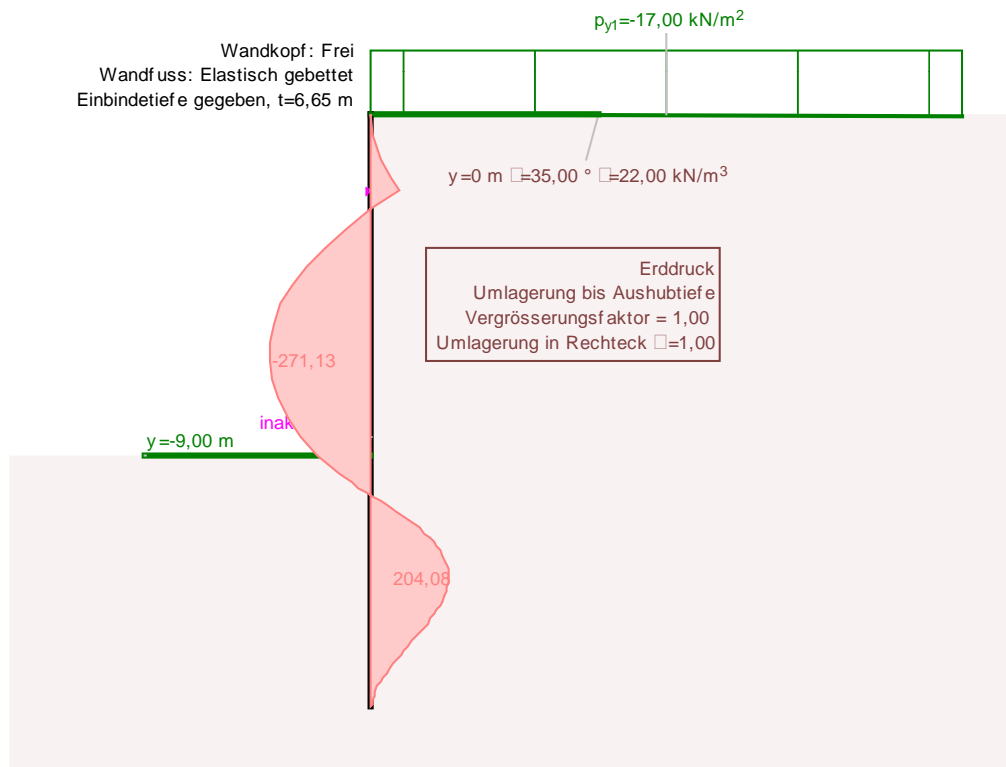
#### Erddruck



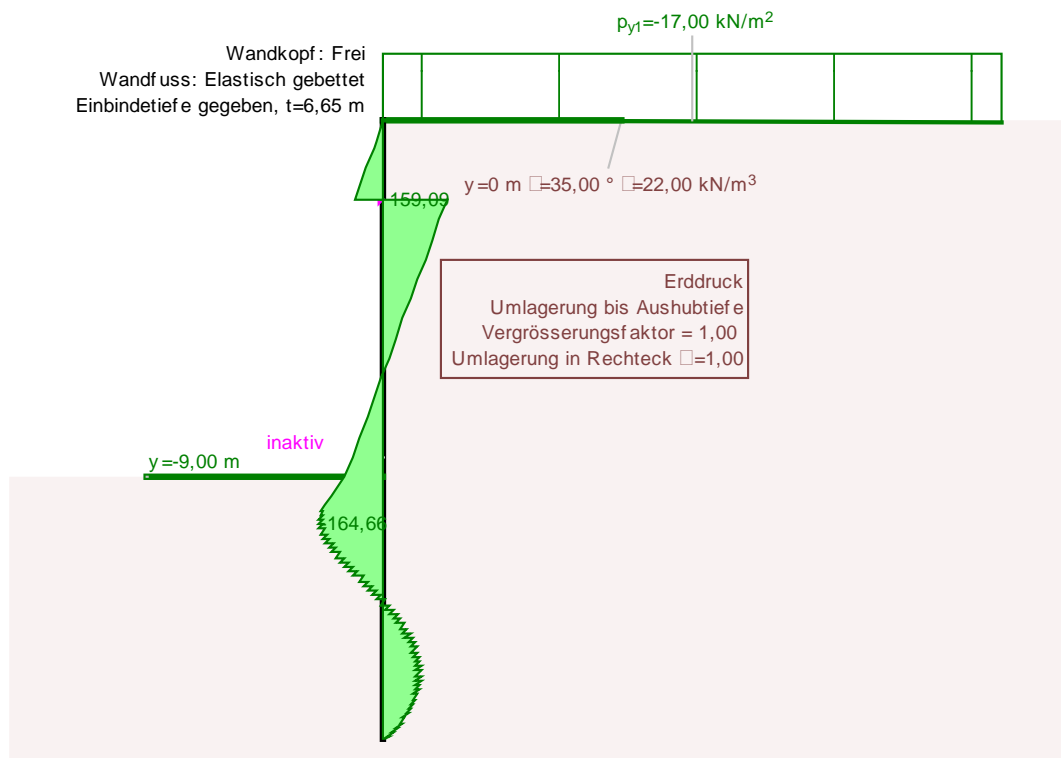
Verformung



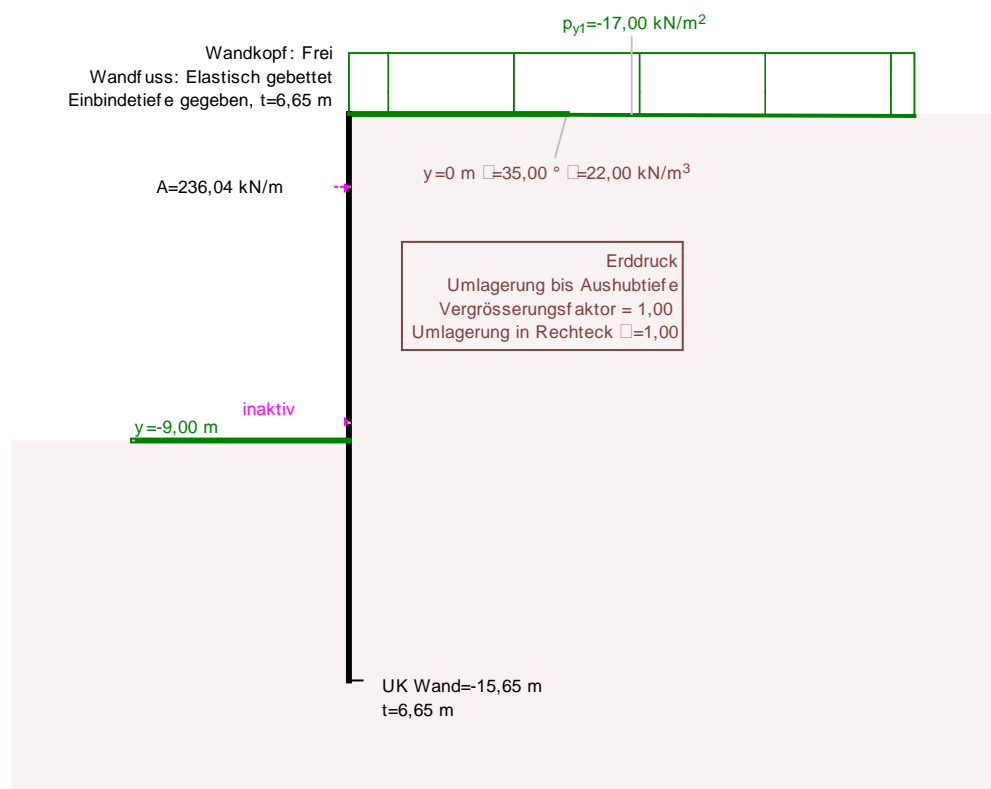
Bettung



Biegemoment



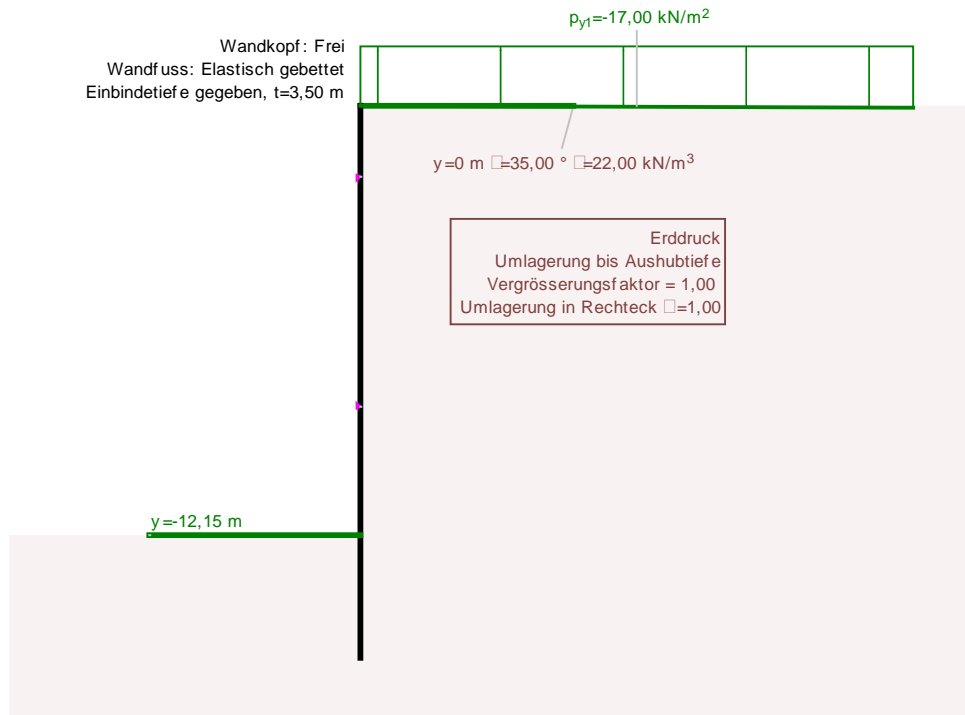
Querkraft



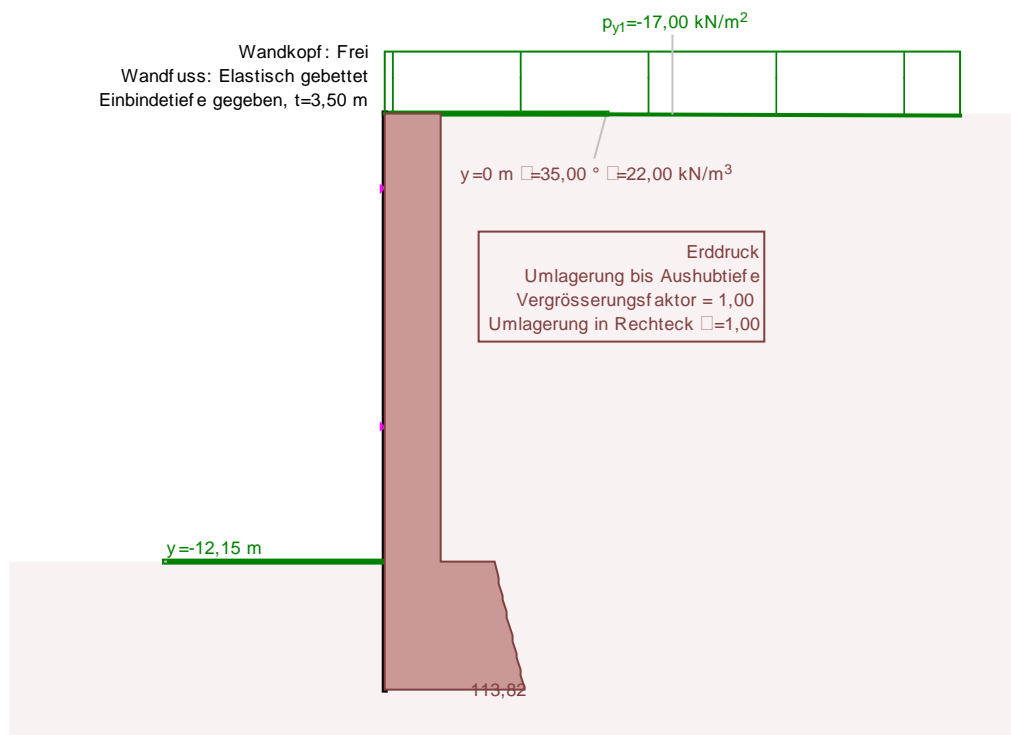
Ankerkraft



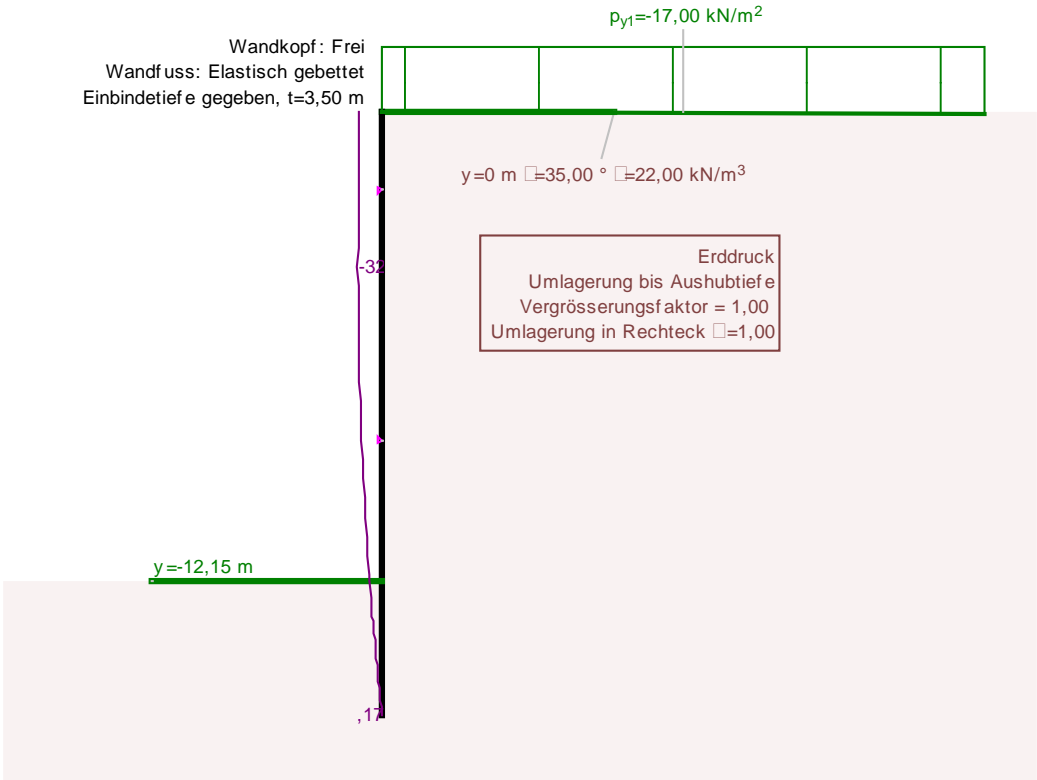
#### 6.4.4 Aushubzustand – 12.15 m unter Geländeoberkante



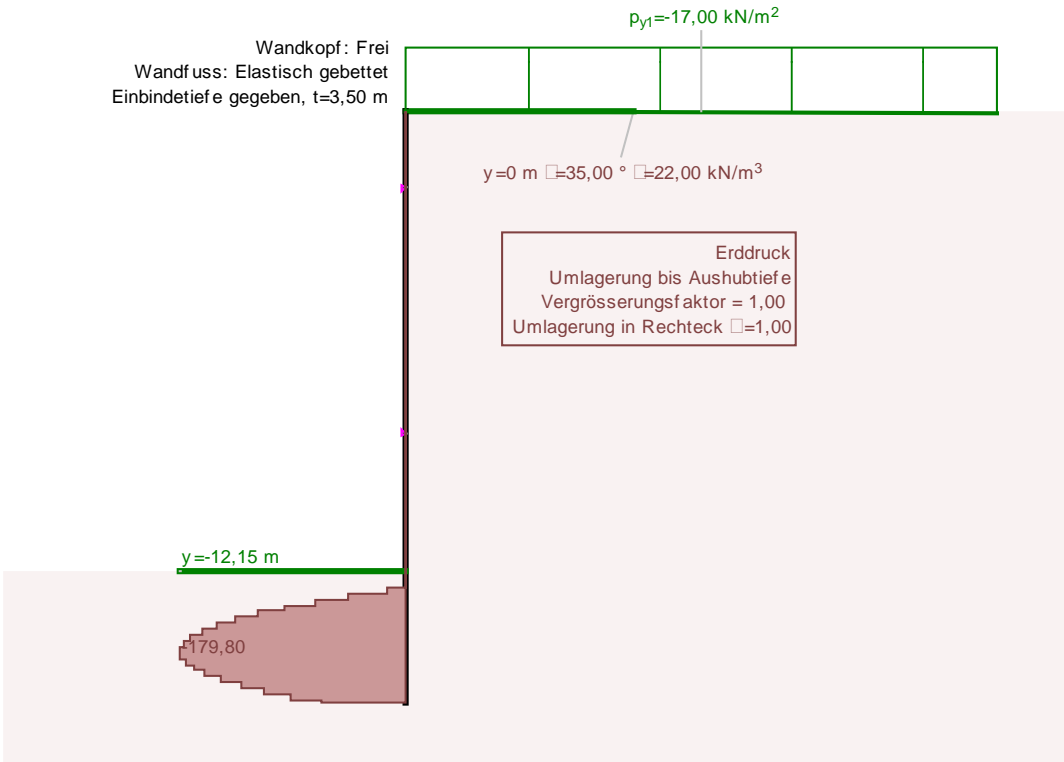
#### Geometrie



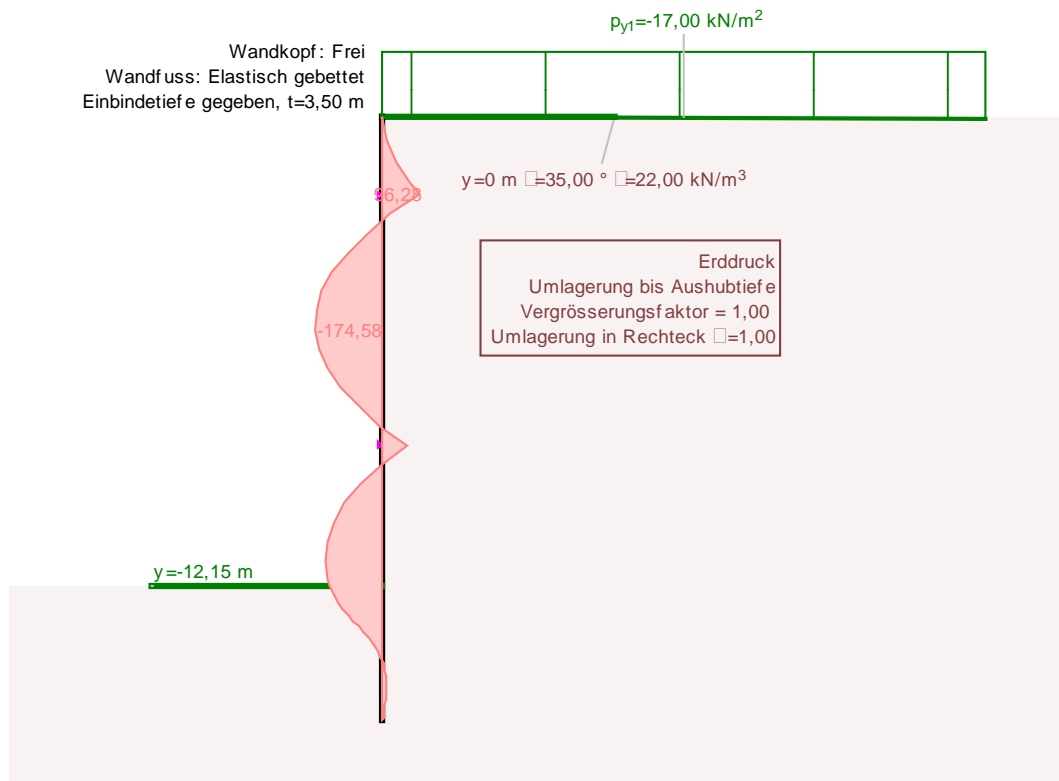
#### Erddruck



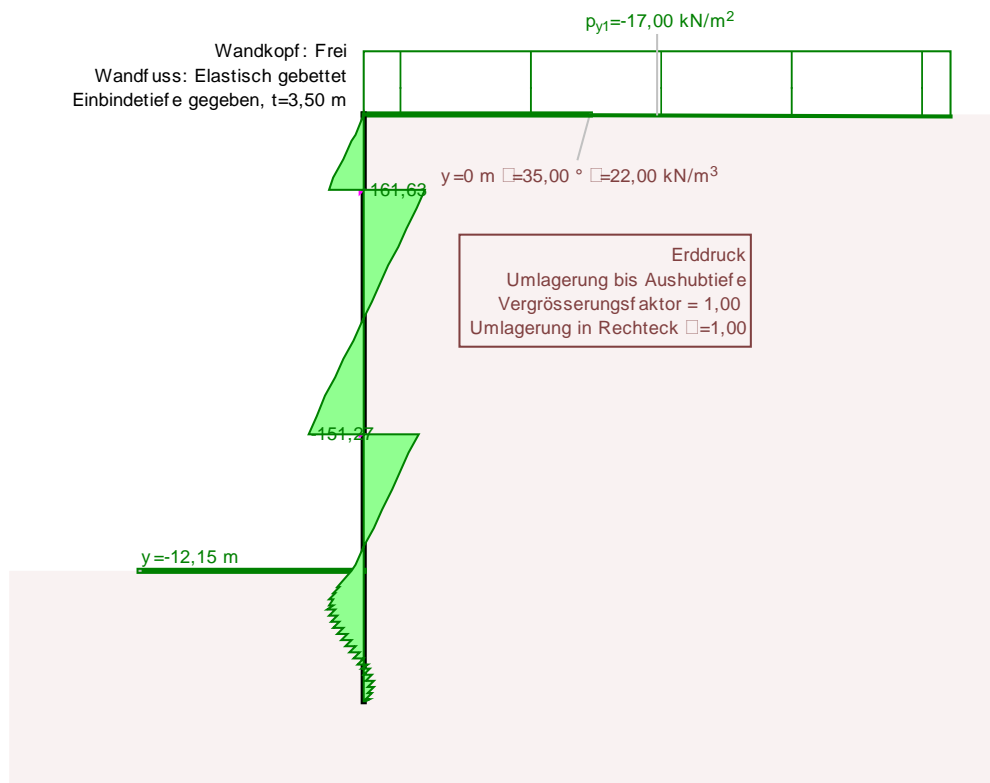
Verformung



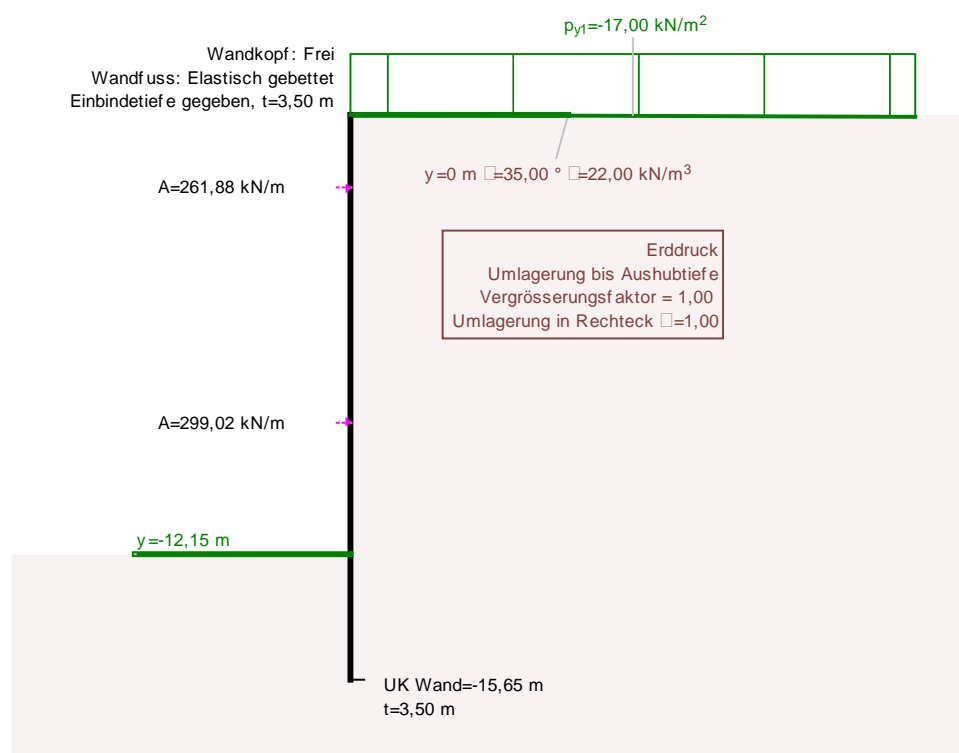
Bettung



Biegemoment

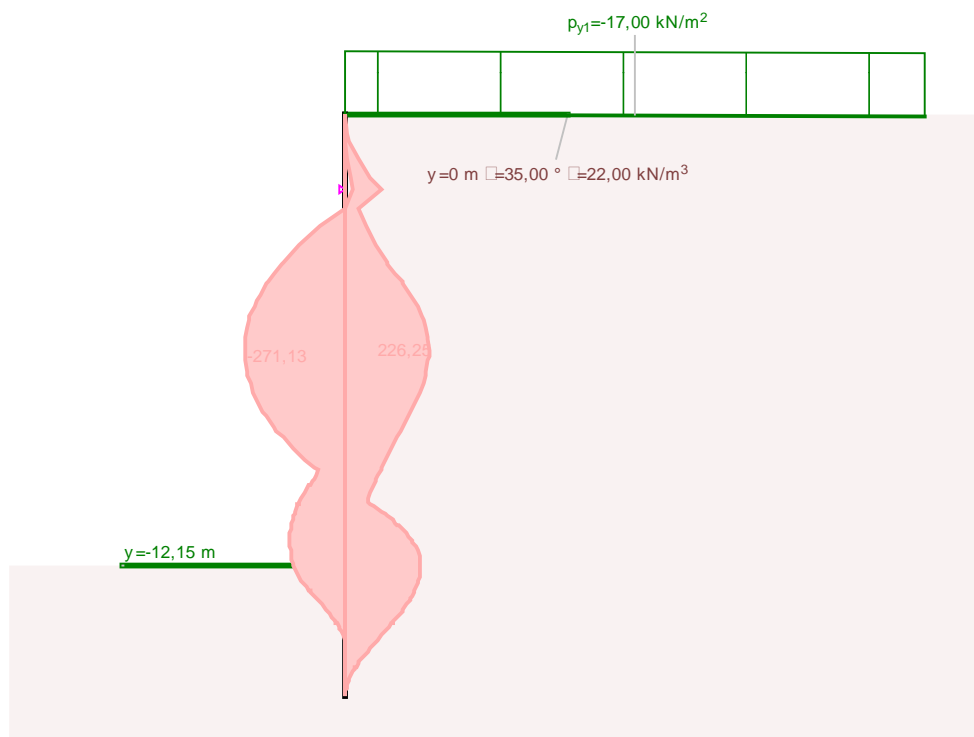


Querkraft

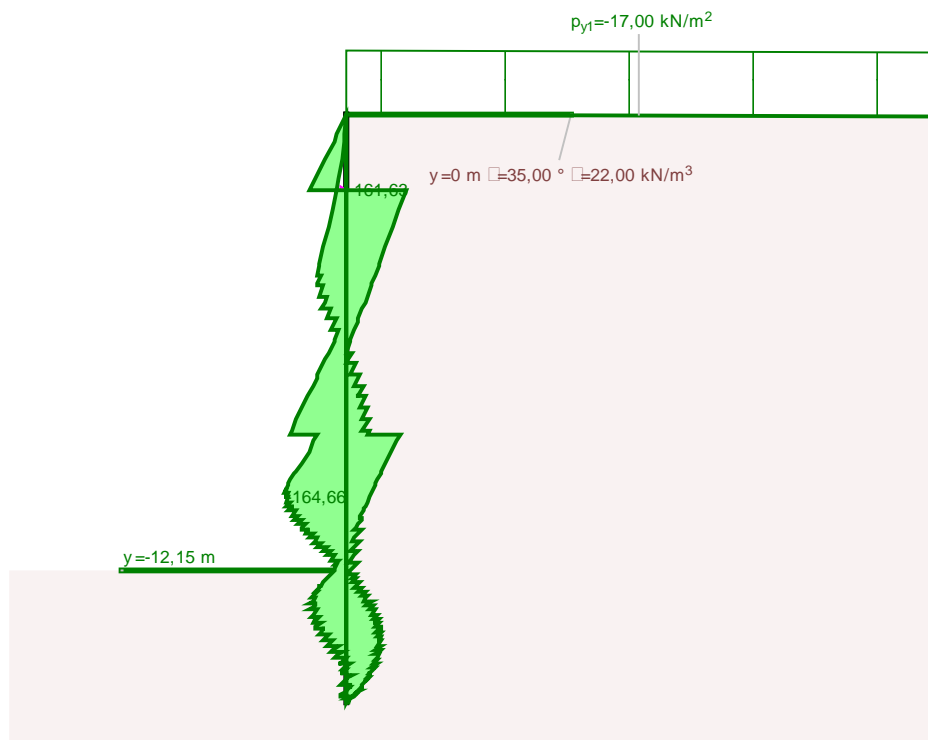


Ankerkräfte

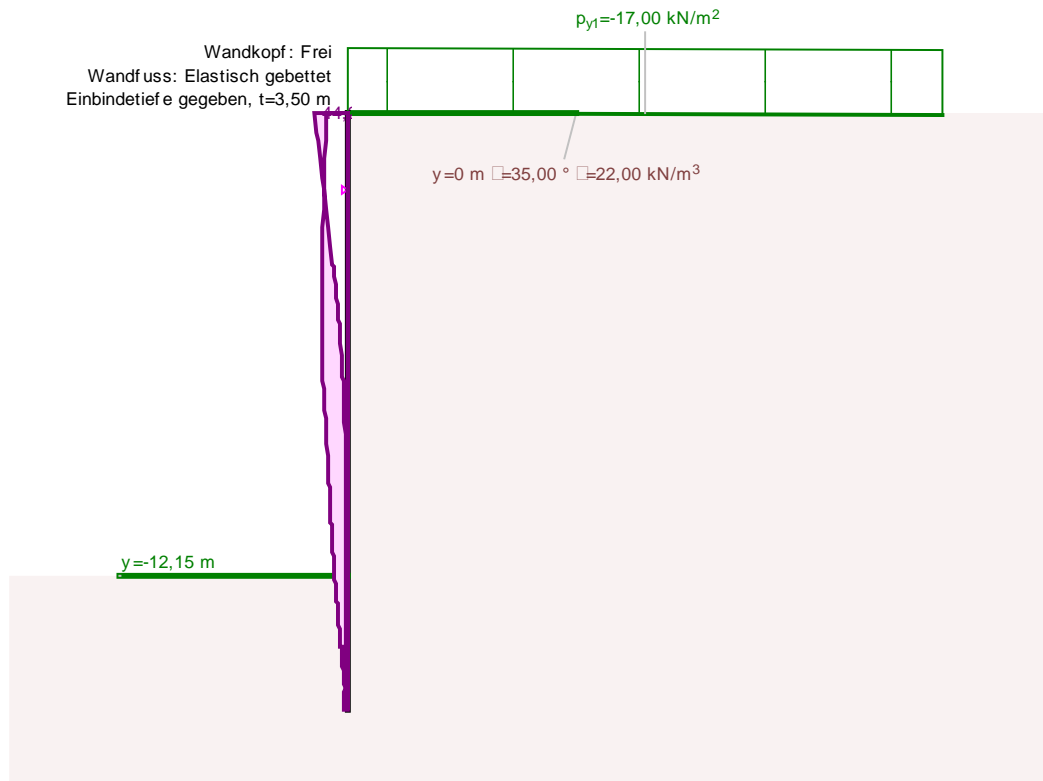
## 6.4.5 Überlagerung aller Aushubzustände



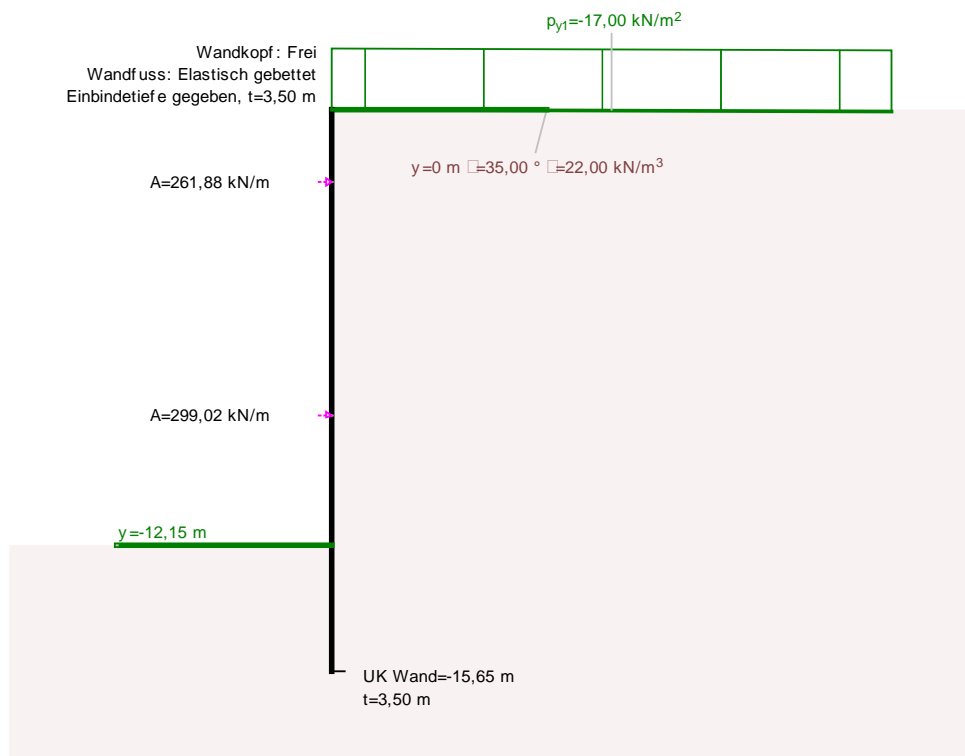
Biegemoment



Querkraft



### Verformung



### Ankerkräfte

#### 6.4.6 Nachweis der maximalen Bettungsreaktionen

Die maximalen Bettungsreaktionen treten im Aushubzustand mit 187 kN/m in einer Tiefe von 2.76 m und im Endzustand mit 179 kN/m<sup>2</sup> in einer Tiefe von 1.65 m unter Baugrubensohle auf. Bezogen auf einen einzelnen Bohrpfahl und unter Berücksichtigung des Achsabstandes von 1.70 m beträgt die Bodenreaktion am Bohrpfahl  $179 \times 1.7 / 0.9 = 338 \text{ kN/m}^2$ .

Laut [ 3 ] Seite 433, kann der Wandreibungswinkel mit  $\delta = -\varphi$  angesetzt werden. Der passive Erddruckbeiwert für einen Boden mit  $\varphi = 35^\circ$  und bei einem Wandreibungswinkel  $\delta = -\varphi$  beträgt 18.8.

Somit kann in -1.65 m ein Erddruck von  $1.65 \times 22 \times 18.8 = 682 \text{ kN/m}^2$  aufgenommen werden. Mit Teilsicherheit 2.0 gemäß [ 8 ] Abschnitt 5.4 ist der aufnehmbare Erddruck  $682 / 2.0 = 341 \text{ kN/m}^2$ . Dieser Wert liegt über dem rechnerisch ermittelten Erddruck beim Bohrpfahl (338 kN/m<sup>2</sup>).

### 6.5 Bemessung Bohrpfahl

#### 6.5.1 Biegebewehrung

Das betragsmäßig größte Biegemoment beträgt 271 kNm/m.

Auf Grund der Abstände der Bohrpfähle von 1.70 m ist für die Bemessung des Einzelbohrpfahles das Biegemoment von  $271 \times 1.7 = 461 \text{ kNm/Bohrpfahl}$  maßgebend.

$$M_{sd} = 1.4 \times 461 = 646 \text{ kNm}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert von 1.4 infolge Eigengewicht entspricht der nationalen italienischen Festlegung [ 11 ].

Der runde Querschnitt mit Durchmesser 90 cm wird in ein flächengleiches Quadrat umgewandelt. Die Seitenlänge beträgt dann 80 cm.

mit  $z = 0.65 \text{ m}$ :

$$a_s = 646 \times 1.15 / 0.65 / 42 = 27.2 \text{ cm}^2$$

gewählt: 8Ø22 pro Seite

das entspricht 16Ø22 um den Umfang verteilt.

$$\text{Umfang: } d \pi = 0.83 \times \pi = 2.60 \text{ m}$$

Abstand der Ø22: ca. 16 cm

### 6.5.2 Schubbewehrung

Die betragsmäßig größte Querkraft beträgt 165 kN/m.

Auf Grund des Abstände der Bohrpfähle von 1.70 m ist für die Schubbemessung des Einzelbohrpfahles die Querkraft von  $165 \times 1.7 = 281$  kN/Bohrpfahl maßgebend. Die Berechnung erfolgt mit dem flächengleichen quadratischen Querschnitt von  $80 \times 80$  cm<sup>2</sup>.

$$V_{sd} = 1.4 \times 281 = 393 \text{ kNm}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert von 1.4 infolge Eigengewicht entspricht der nationalen italienischen Festlegung [ 11 ].

Querkraftwiderstand Betondruckstrebe:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.6 (1 - 20/250) = 0.552$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \text{ (Abschnitt 3.16 EN 1992-1-1)}$$

$$\alpha_{cc} = 0.8 - 1.0$$

$$f_{cd} = 0.8 \times 20 / 1.5 = 10.67 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \times 0.8 \times 0.65 \times 0.552 \times 10.67 / 2 = 1.53 \text{ MN} > 0.39 \text{ MN}$$

Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Rds} / z / f_{ywd} = 393 \times 1.15 / 0.65 / 42 = 16.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: Wendel Ø14 mit Steighöhe 17.5 cm (17.6 cm<sup>2</sup>/m)

### 6.5.3 Zusammenfassung Bohrpfahl Ø90 cm

Beton C20/25

Längsbewehrung: 16 Ø22 rundum

Wendel: Ø14 mit Steighöhe 17.5 cm



## 6.6 Bemessung Ausfachung

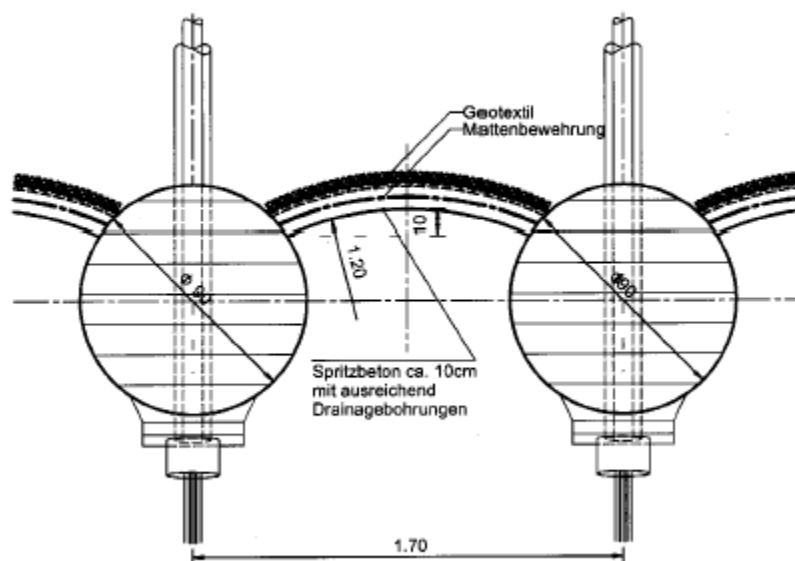
Die Ausfachung wird mit gewölbtem Spritzbeton Dicke  $d = 10$  cm, Länge 1.0 m, Stichmaß 10 cm ausgeführt. Dies entspricht einem Ausrundungsradius von ca. 1.20 m.

Beanspruchung durch Erdruchedruck:

Erdruchedruckbeiwert  $k_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0.43$

In Tiefe 12.15 m und unter Berücksichtigung einer Verkehrsauflast:

$$e_0 = (16.67 + 12.15 \times 22) \times 0.426 = 121 \text{ kN/m}^2$$



Es wird der unterste Abschnitt der Ausfachung betrachtet. Diese wird über die Höhe von 1 m mit  $121 \text{ kN/m}^2$  beansprucht.

$$\text{Normalkraft } N = p \times r = 121 \times 1.20 = 145 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{Spritzbeton}} = 1.0 \times 0.10 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$N_{Rs} = 145 \times 1.5 = 217 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}: f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.8 \times 20 / 1.5 = 10.67 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd} = f_{cd} A = 10.67 \times 0.1 = 1.067 \text{ MN/m} = 1067 \text{ kN/m} > 217 \text{ kN/m}$$

Spritzbeton C20/25 mit Stärke 10 cm, Stich  $a = 10$  cm.

## 6.7 Vorspannanker

### 6.7.1 Ankerkraft und Lage

Die maximale rechnerische Rückhaltekraft im Anker beträgt 299 kN/m.

Unter Berücksichtigung des Achsabstandes des Bohrpfahles von 1.70 m beträgt die maximale Ankerkraft pro Bohrpfahl:  $299 \times 1.7 = 508$  kN (Gebrauchslast).

Die Ankerlagen befinden sich 2.0 m und 8.5 m unter Geländeoberkante. Die Ankerneigung beträgt  $10^\circ$  zur Horizontalen.

### 6.7.2 Ankertyp

Temporärer Freispielanker Dywidag Litzenanker:

#### Technische Daten

#### DYWIDAG-Spannstahl, Litzen 140 mm<sup>2</sup> Ø 15,3 mm (0.6")

Anzahl	Querschnitts- fläche  A [mm <sup>2</sup> ]	Gewicht  [kg/m]	Standard Y1770		
			Last an der Streckgrenze  F <sub>p0,1k</sub> [kN]	Bruchlast  F <sub>pk</sub> [kN]	Zulassung
1	140	1,09	218	248	○
2	280	2,19	437	496	○ × △
3	420	3,28	655	743	○ × △
4	560	4,37	874	991	○ × △

St 1570/1770: 4 x 0.60":

Bruchlast  $F_{pk} = 4 \times 248 = 991$  kN

Last an der Streckgrenze:  $4 \times 218 = 874$  kN

Die Nachweise erfolgen in Anlehnung an Eurocode 7.

### 6.7.3 Innerer Ankerwiderstand

Beanspruchung  $E_d = 1.4 \times 508 = 711$  kN

Die Teilsicherheit gemäß [ 6 ] beträgt 1.35.

Ankerwiderstand  $R_d = 991 / 1.35 = 734$  kN >  $E_d$

aufgebrachte Vorspannkraft: 80% der Gebrauchslast =  $0.8 \times 508 = 405$  kN.

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter  $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 992 = 595$  kN.

#### 6.7.4 Nachweis des Herausziehwiderstandes

Die Haftzugfestigkeit wird für die Aufschüttung und den Murschutt in [ 1 ] mit 170 kN/m angegeben. Der Sicherheitsbeiwert wird mit 2.00 festgelegt. Somit beträgt die zulässige Haftkraft  $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$

Haftstrecke:  $l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 508 / 85 = 6.00 \text{ m}$

#### 6.7.5 Ankerlänge

Die erforderliche Ankerlänge als Summe von Freispiellänge und Haftstrecke ergibt sich aus dem Nachweis der tiefen Gleitfuge. Damit wird ein Nachweis gegen eine Form eines Geländebruches des hinter Bohrpfahlwand befindlichen Bodenkörper inklusive Verankerung geführt.

#### Versagen in der tiefen Gleitfuge



Die zu betrachtende Geometrie des Bodenkörpers ist begrenzt durch die Bohrpfahlwand, durch den Mittelpunkt der Haftstrecke und durch den Fußdrehpunkt der Bohrpfahlwand. Dieser Fußdrehpunkt ist bei eingespannten Bohrpfählen definiert als jene Stelle, wo die Querkraft zu null wird.

Dieser Nachweis ist für den ersten Aushubzustand – 9.0 m unter Geländeoberkante und für den Bauendzustand zu führen. Der Wandreibungswinkel  $\delta$  wird mit  $2/3 \varphi$  angenommen. Die Länge der Freispielstrecke des oberen Ankers wird mit 9.50 m festgelegt, die des unteren Ankers mit 7.75 m. Die Haftstrecke beträgt jeweils 6.00 m.

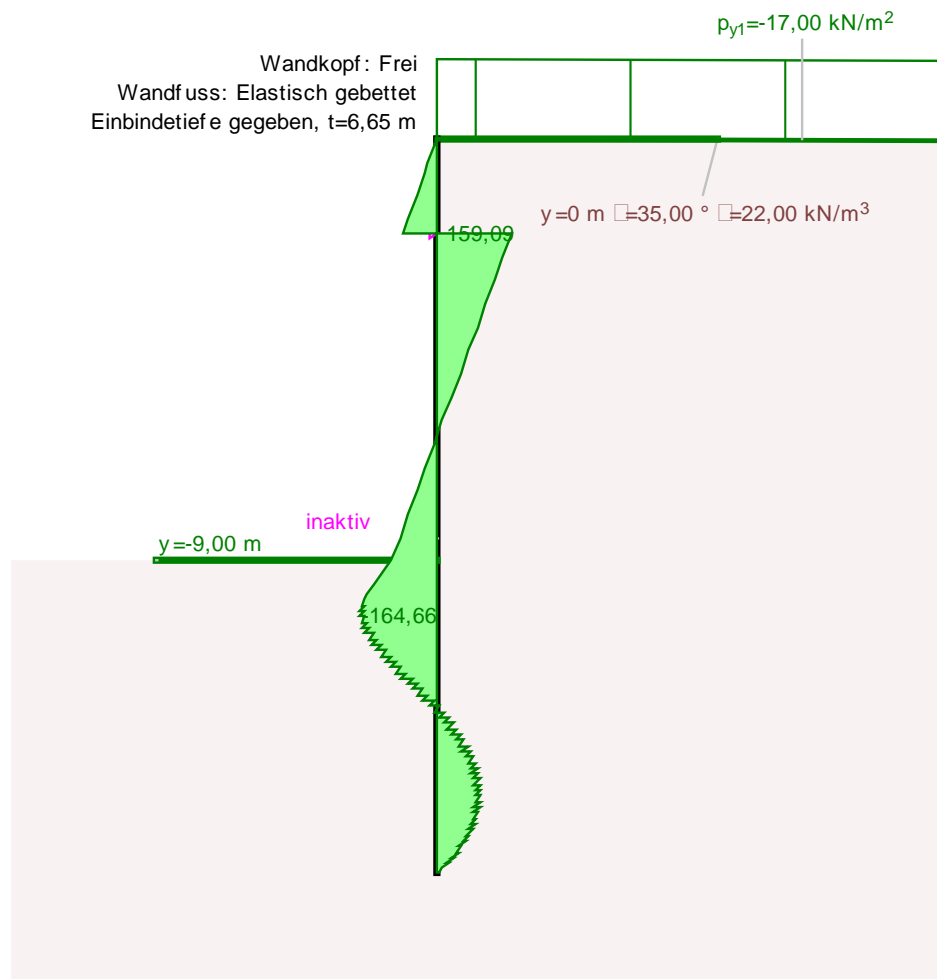
Erddruckbeiwert aktiv für  $\varphi = 35^\circ$  und Wandreibungswinkel  $2/3 \varphi$ :  $k_a = 0.244$

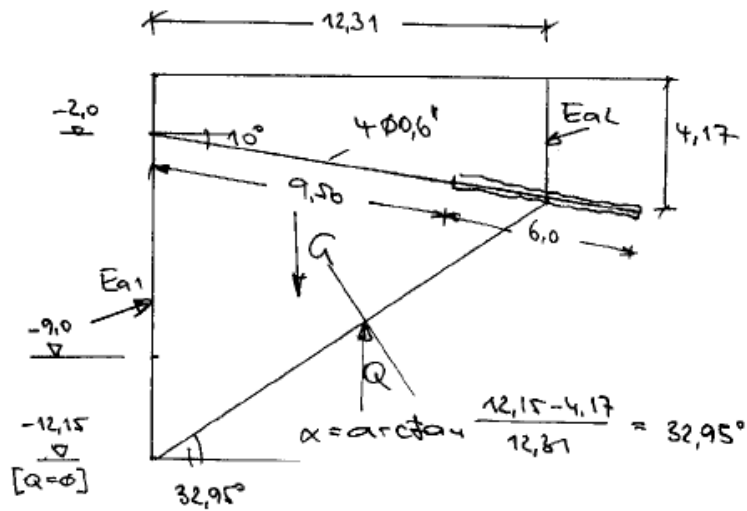
Aushubzustand – 9.00 m vor Spannen der unteren Ankerlage:

Der Aushub erfolgt bis 9 m unter Geländeoberkante.

Der Querkraftnullpunkt liegt 3.15 m unter der temporären Aushubsohle.

Die Ankerkraft pro Laufmeter beträgt für diesen Bauzustand 201 kN/m.





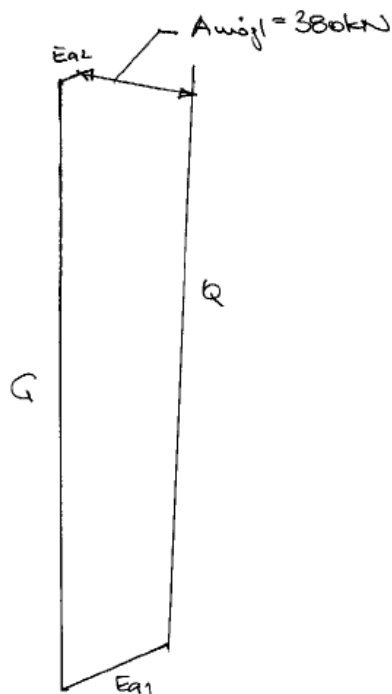
$$E_{a1} = 12,15 \times 22 \times 0,244 \times \frac{12,15}{2} = 396 \text{ kN/m}$$

$E_{a2}$  mit Verkehrslast:

$$E_{a2} = 4,17 \times 22 \times 0,244 \times \frac{4,17}{2} + 16,7 \cdot 0,244 \cdot 4,17 = 46,7 + 17 = 64 \text{ kN/m}$$

$$G = \frac{4,17 + 12,15}{2} \cdot 12,31 \cdot 22 = 2210 \text{ kN/m}$$

Aukerkraft: 236 kN/m



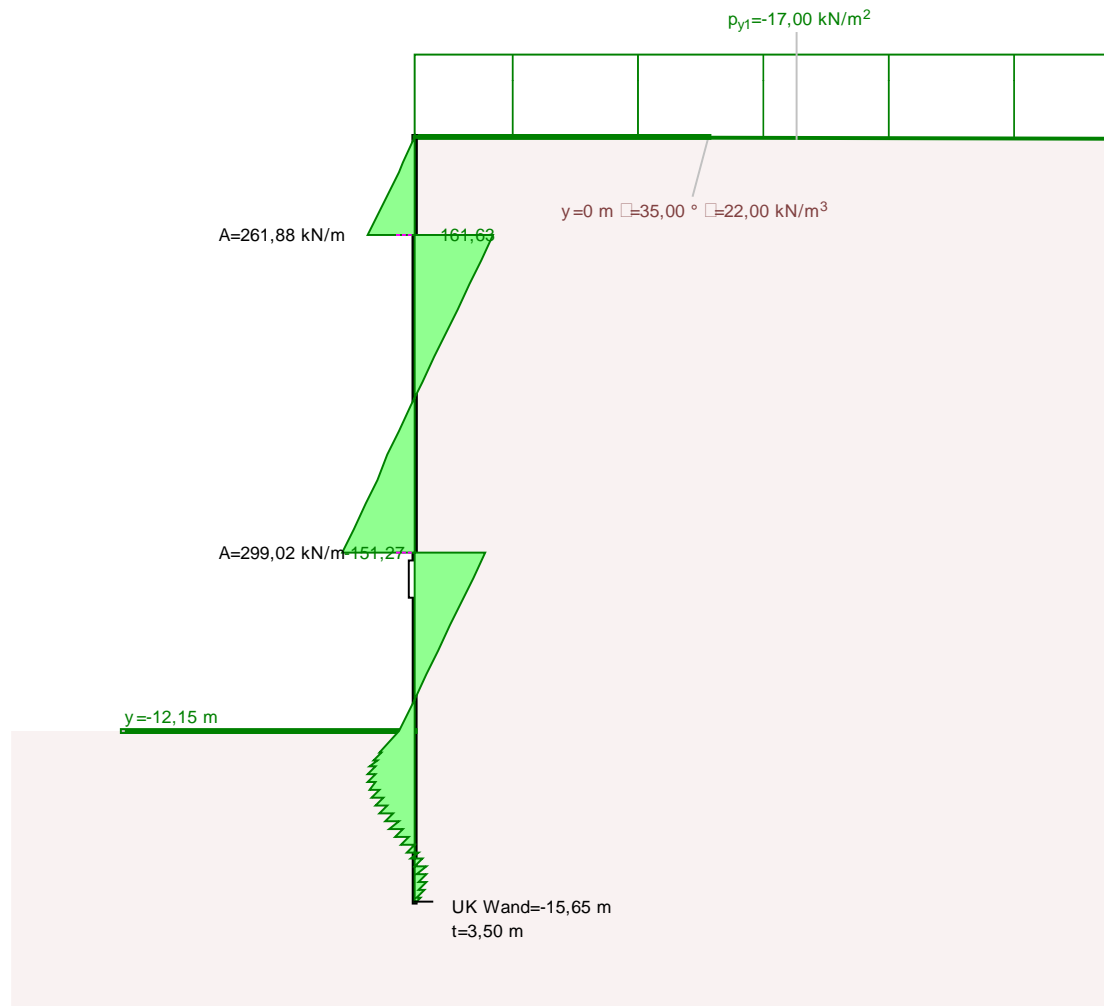
$$\text{Sicherheit: } \eta = A_{mögl} / A_{vorh} = 380 / 236 = 1.61 > 1.50$$

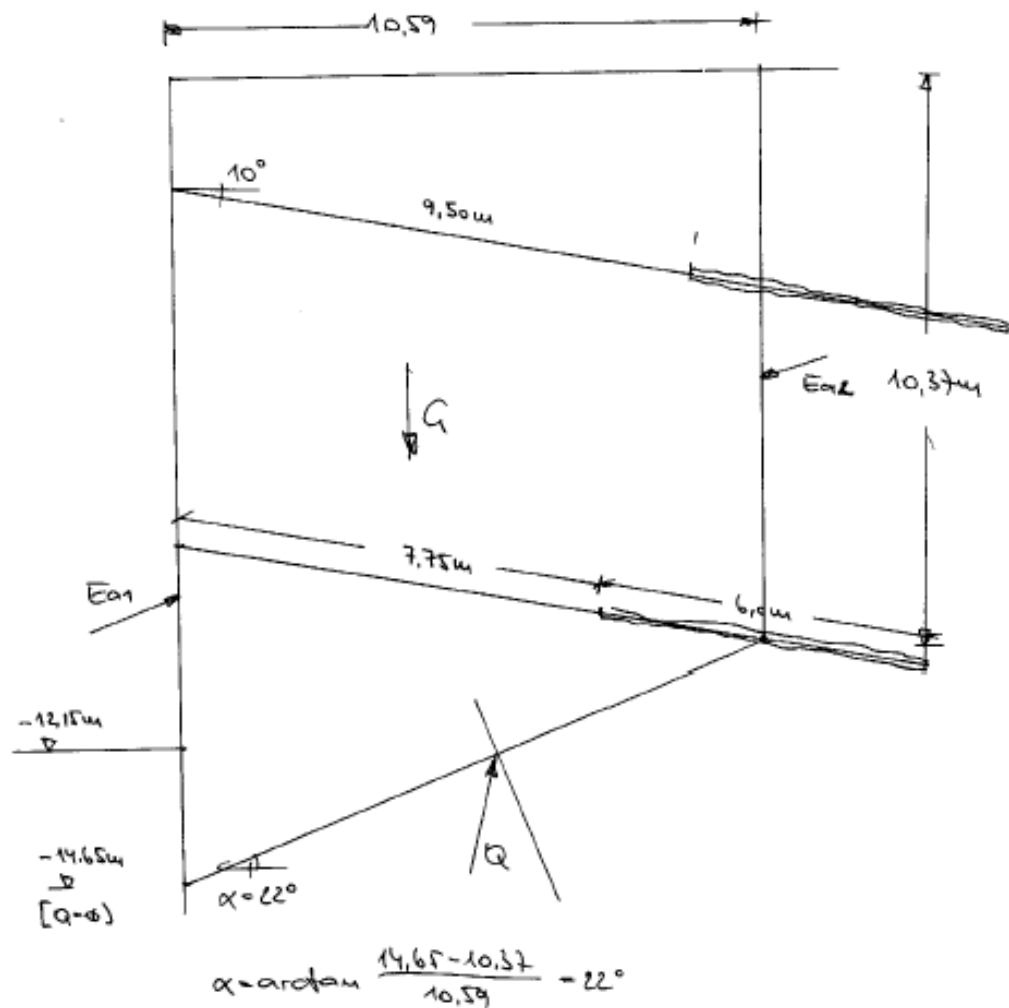
Bauendzustand nach Spannen aller Anker:

Der Aushub erfolgt bis 12.15 m unter Geländeoberkante.

Der Querkraftnullpunkt liegt 2.5 m unter der temporären Aushubsohle.

Die Ankerkraft pro Laufmeter beträgt für diesen Bauzustand  $262 + 299 = 561 \text{ kN/m}$ .





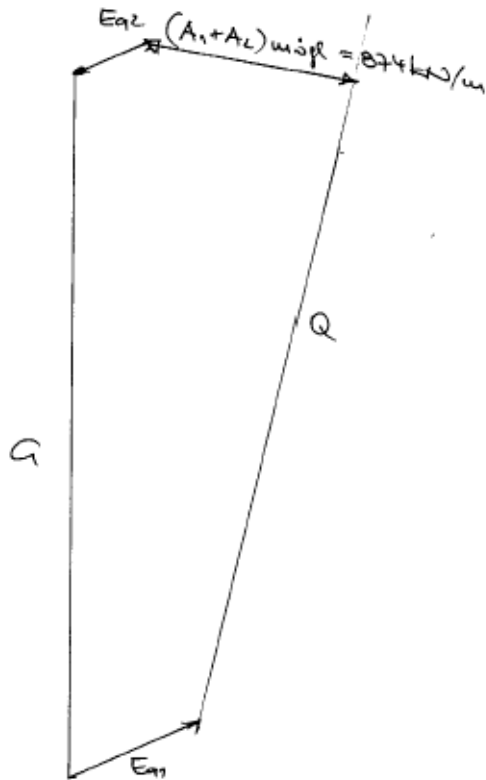
$$E_{a1} = 14.65 \times 22 \times 0.244 \times \frac{14.65}{2} = 576 \text{ kN/m}$$

$E_{a2}$  mit Verkehrslast

$$E_{a2} = 10.37 \times 22 \times 0.244 \times \frac{10.37}{2} + 16.7 \times 0.244 \times 10.37 = 289 + 42 = 331 \text{ kN/m}$$

$$G = \frac{14.65 + 10.37}{2} \times 10.59 \times 22 = 2914 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ankerkräfte pro Lfm: } 262 + 299 = 561 \text{ kN/m}$$



Daraus ergibt sich eine mögliche Summe der Ankerkräfte von 874 kN/m.

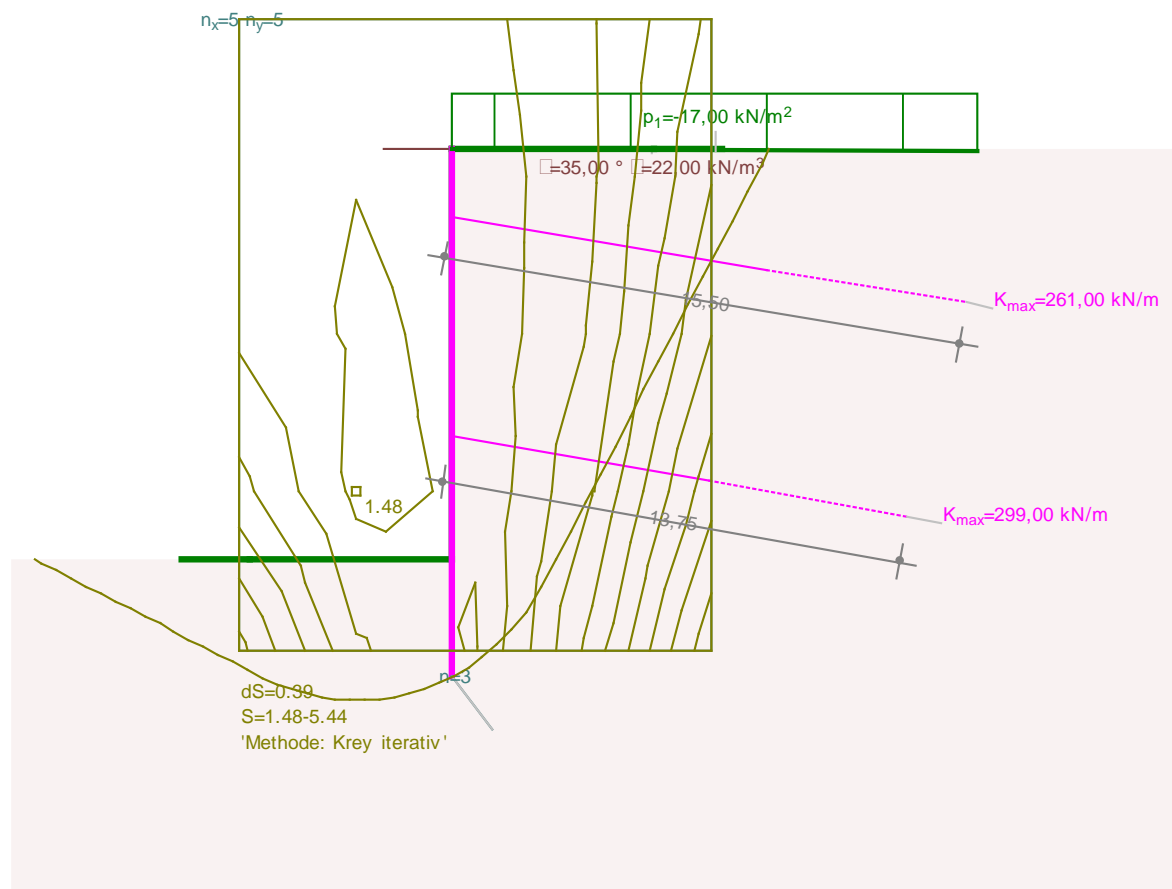
Sicherheit:  $\eta = A_{\text{mögl}} / A_{\text{vorh}} = 874 / (299 + 262) = 1.55 > 1.50$



### 6.7.6 Geländebruchsicherheit

Zusätzlich zum Nachweis der tiefen Gleitfuge ist auch ein Nachweis der Geländebruchsicherheit zu erbringen. Dieser Nachweis ist gemäß [ 8 ] Abschnitt 7.4 (5) bei Ansatz von erhöhten aktiven Erddrücken mit der Sicherheit 1.4 vorzunehmen.

Die vorgespannten Anker werden als Haftungselemente eingegeben. Die rechnerische Zugkraft in diesen Elementen wird vom Ergebnis der Bemessung der Bohrpfehlwand übernommen.

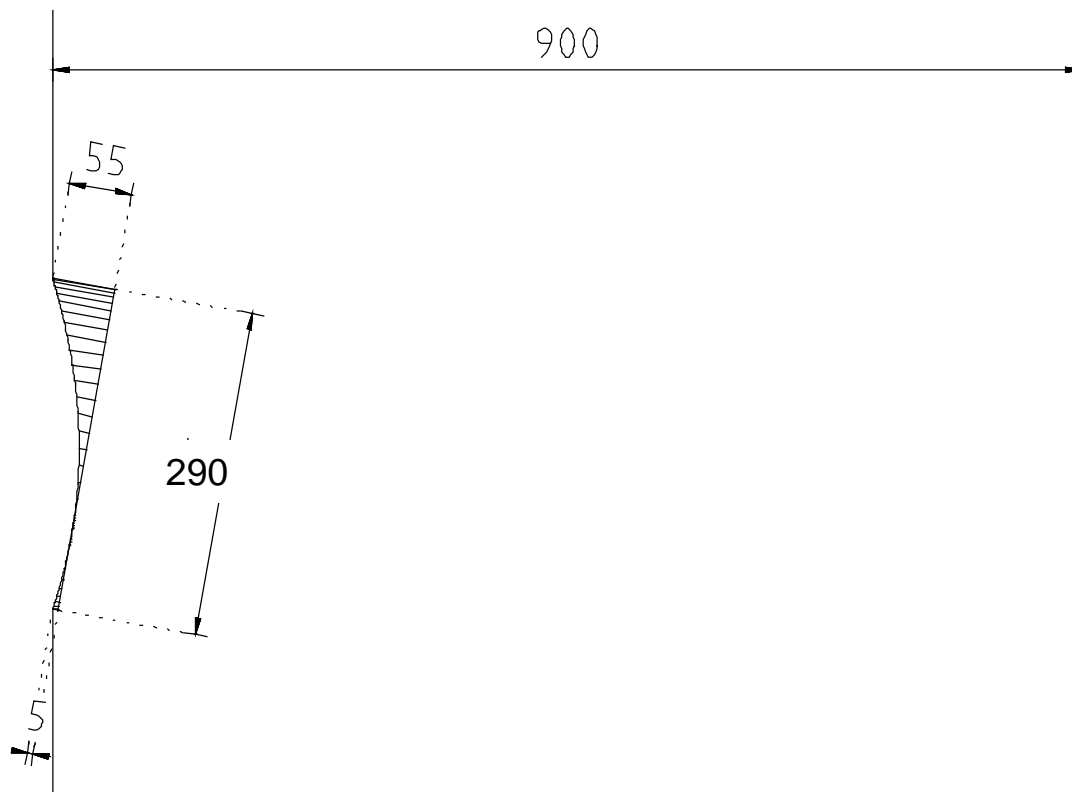


Die rechnerische Sicherheit beträgt  $1.48 > 1.40$ .

### 6.7.7 Ausbildung Ankerkopf

Der Ankerkopf der mit  $10^\circ$  geneigten  $4 \times 0.6''$ - Litzenanker braucht nach Zulassung [ 9 ] eine Unterlagsplatte von  $255 \text{ mm} \times 255 \text{ mm} \times 45 \text{ mm}$ . Die Aufstandsfläche im Ortbetonbohrpfahl wird nachträglich durch Fräsen hergestellt, weshalb eine flächengleiche runde Unterlagsplatte mit Durchmesser  $290 \text{ mm}$  und Dicke  $45 \text{ mm}$  zum Einsatz kommt.

Die Neigung von  $10^\circ$  bewirkt, dass an der höchsten Stelle der Fräsung ein Betonabtrag von  $< 6 \text{ cm}$  erfolgt. Bei einer Betondeckung  $7 \text{ cm}$  ist damit gewährleistet, dass die eingelegte Bewehrung durch diese Herstellung der geneigten runden Auflagerfläche nicht beeinträchtigt wird.



#### 6.7.8 Zusammenfassung Vorspannanker

Ankerlagen: 2.0 m und 8.5 m unter Geländeoberkante in jedem Bohrpfahl

DYWIDAG Litzenanker St 1570/1770: 4 x 0.60" o. glw.

Obere Ankerreihe: 2 m unter Geländeoberkante

Freispiellänge: 9.5 m

Haftstrecke: 6.0 m

Festlegekraft:  $0.8 \times 261 \times 1.7 = 355 \text{ kN}$

Untere Ankerreihe: 8.5 m unter Geländeoberkante

Freispiellänge: 7.75 m

Haftstrecke: 6.0 m

Festlegekraft:  $0.8 \times 299 \times 1.7 = 405 \text{ kN}$

Neigung:  $10^\circ$

Unterlagsplatte: rund,  $\varnothing 285 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$

Ankerkopfauflage: in Bohrpfahl gefräst max. Tiefe (an Oberkante)  $< 6 \text{ cm}$

Kernbohrung in Bohrpfahl: passend zum Ankerbohrgestänge

keine Wendelbewehrung erforderlich

**\* \* \***



Projekt/progetto:

**UMFAHRUNG VAHRN  
BAUARBEITEN OHNE ANSCHLUSS BRIXEN NORD  
CIRCONVALLAZIONE VARNA  
OPERE CIVILI SENZA COLLEGAMENTO BRESSANONE NORD**

**AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO**

0	22.01.2016	1. Ausgabe / 1° edizione	M.R. / R.F.	M.R.	C.K.
Rev.	Datum/data	Ausgabe, Änderung/edizione, aggiornamento	erstellt/elaborato	geprüft/esaminato	freigeg./approv.

Auftraggeber:

**AUTONOME PROVINZ BOZEN  
Ressort für Bauten  
Amt für Straßenbau Nord/Ost**

committente:

**PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO  
Dipartimento ai lavori pubblici  
Ufficio tecnico strade nord/est**

Dokumenttitel:

**TUNNEL RASTSTATION  
BAUGRUBENSICHERUNG  
STATISCHE BERECHNUNG**

titolo del documento:

**GALLERIA AUTOGRILL  
SOSTEGNO PARETI DI SCAVO  
CALCOLI STATICI**



PLANUNGSGRUPPE

ILF - EUT

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

c/o EUT Engineering GmbH  
Dantestraße 134, 39042 Brixen

Tel. +39 0472 272400  
E-mail: info@eut.bz.it

c/o EUT Engineering srl  
Via Dante 134, 39042 Bressanone

Dokument/documento:

BV-S-701

Einlage Nr./allegato n.:

**6-1**

## INDICE

<b>1</b>	<b>GENERALITÀ</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI METODI DI CALCOLO</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>PARAMETRI DEI MATERIALI E DEL TERRENO</b>	<b>3</b>
<b>5</b>	<b>CHIODATURA DEL TERRENO</b>	<b>3</b>
<b>5.1</b>	<b>Generalità</b>	<b>3</b>
<b>5.2</b>	<b>Parametri chiodi di ancoraggio</b>	<b>4</b>
<b>5.3</b>	<b>Analisi delle fasi di costruzione</b>	<b>5</b>
5.3.1	Stato dei lavori 01	5
5.3.2	Stato dei lavori 02	6
5.3.3	Stato dei lavori 03	7
5.3.4	Stato dei lavori 04	8
5.3.5	Stato dei lavori 05	9
5.3.6	Stato dei lavori 06	10
5.3.7	Stato dei lavori 07	11
5.3.8	Stato dei lavori 08	12
5.3.9	Stato dei lavori 09	13
5.3.10	Stato dei lavori 10 (fase di costruzione finale)	14
<b>5.4</b>	<b>Verifica cls proiettato (<i>spritzbeton</i>)</b>	<b>15</b>
5.4.1	Armatura a flessione	15
5.4.2	Punzonamento	16
<b>5.5</b>	<b>Parete chiodata: riepilogo</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>PARATIA DI PALI TRIVELLATI</b>	<b>19</b>
<b>6.1</b>	<b>Generalità</b>	<b>19</b>
<b>6.2</b>	<b>Parametri statici</b>	<b>20</b>

<b>6.3</b>	<b>Profondità minima d'infissione</b>	<b>20</b>
<b>6.4</b>	<b>Analisi delle fasi di scavo</b>	<b>22</b>
6.4.1	Sistema statico	22
6.4.2	Fase di scavo –2.50 m sotto il piano campagna	23
6.4.3	Fase di scavo –9.00 sotto il piano campagna	26
6.4.4	Fase di scavo –12.15 m sotto il piano campagna	30
6.4.5	Sovrapposizione di tutte le fasi di scavo	34
6.4.6	Verifica delle massime reazioni di sottofondo	36
<b>6.5</b>	<b>Dimensionamento palo trivellato</b>	<b>36</b>
6.5.1	Armatura a flessione	36
6.5.2	Armatura a taglio	37
6.5.3	Palo trivellato Ø90 cm: riepilogo	37
<b>6.6</b>	<b>Dimensionamento tamponamento</b>	<b>38</b>
<b>6.7</b>	<b>Ancoraggi pretesi</b>	<b>39</b>
6.7.1	Forza di ancoraggio e posizione	39
6.7.2	Tipo di ancoraggi	39
6.7.3	Resistenza interna degli ancoraggi	39
6.7.4	Verifica della resistenza a trazione	40
6.7.5	Lunghezza ancoraggi	40
6.7.6	Sicurezza contro rottura	46
6.7.7	Struttura della testa di ancoraggio	47
6.7.8	Ancoraggi pretesi: riepilogo	48

## 1 GENERALITÀ

Il progetto riguardante la Circonvallazione di Varna include, dal km 3+272 al km 3+502, la Galleria „Raststation / Autogrill“. Detta galleria, lunga 230 m, viene realizzata in artificiale. Data l'immediata vicinanza dell'opera all'autostrada ed all'area di servizio, e la conseguentemente limitata area di costruzione, la realizzazione di una parete chiodata di protezione delle pareti di scavo è possibile soltanto in alcuni tratti. Nel tratto restante, è necessario ricorrere, per mancanza di spazio, ad una paratia di pali trivellati.

Nella presente elaborazione statica, viene trattato il dimensionamento della parete chiodata e della paratia di pali trivellati.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [ 1 ] Provincia Autonoma di Bolzano, Circonvallazione di Varna, Progetto Definitivo 2006, relazione geotecnica, allegato 5-2.
- [ 2 ] Grundbautaschenbuch Teil 2, 4. Auflage 1991 (*Manuale di geotecnica parte 2, 4<sup>a</sup> edizione 1991*) [n.d.t.]
- [ 3 ] Grundbautaschenbuch Teil 3, 4. Auflage 1992 (*Manuale di geotecnica parte 3, 4<sup>a</sup> edizione 1992*) [n.d.t.]
- [ 4 ] UNI EN 1992-1-1, versione 2015: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici)
- [ 5 ] UNI EN 1997-1, versione 2013: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [ 6 ] ÖNORM B 1997-1-1, Ausgabe 2013-09-01: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen (*Appendice nazionale Austria all' Eurocodice 7*) [n.d.t.]
- [ 7 ] ÖNORM EN 1537, Ausgabe 2000-09-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Verpressanker (*UNI EN 1537:2013, esecuzione di lavori geotecnici speciali – tiranti di ancoraggio*)
- [ 8 ] EAB, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, 3. Auflage, 1994 (*Suggerimenti relativi al tema „scavi“, Ernst & Sohn, 3<sup>a</sup> edizione, 1994*) [n.d.t.]
- [ 9 ] Dywidag Systems Internat., Dywidag Ankersysteme, Litzendaueranker, Zulassung (*Ancoraggi a trefoli, tipo Dywidag Systems International, concessione*)

[ 10 ] Dywidag Systems International, Bodenvernagelung System Dywidag, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 30.04.2007 (*Dywidag Systems International, sistema Dywidag di chiodatura del terreno, concessione di assistenza generale in corso d'opera*) [n.d.t]

[ 11 ] DM14/01/2008: Norme Tecniche per le Costruzioni

### 3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI METODI DI CALCOLO

#### Tipo di analisi svolta:

Analisi strutturali:

Statica lineare:	si
Statica non lineare	no

#### Software usata:

LARIX 5, licenza n. 6.0.0.512

Produttore / distributore CUBUS AG, Zürich (Svizzera)

#### Affidabilità dei metodi di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene un esauriente descrizione delle base teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impegno, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. È stata verificata l'affidabilità del metodo di calcolo attraverso un numero indicativo di casi di prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche e soluzioni realizzate.

#### Validazione del metodo di calcolo

Sulla base della semplicità delle struttura e del controllo puntuale non si è reso necessario di eseguire i calcoli nuovamente e diverso da quello originario mediante un programma di calcolo diverso da quello usato originariamente. Le sezioni di calcolo sono state verificate con delle semplici verifiche a mano.



## 4 PARAMETRI DEI MATERIALI E DEL TERRENO

Lo scavo da realizzare per la Galleria „Autogrill“ interessa i seguenti strati di terreno:

Sopra il fondo dello scavo: riporto  
Sotto il fondo dello scavo: depositi di debris

Di seguito sono riportati, per entrambi i tipi di terreno, i parametri di riferimento, secondo [ 1 ], per il dimensionamento degli interventi di consolidamento della scarpata.

Riporto:

$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi = 35^\circ$   
 $c = 0 \text{ kN/m}^2$   
Modulo edometrico: 50 – 80 MN/m<sup>2</sup>  
Sforzo limite ancoraggi pretesi: 170 kN/m

Depositi di debris:

$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi = 35^\circ$   
 $c = 0 \text{ kN/m}^2$   
Modulo edometrico: 70 – 100 MN/m<sup>2</sup>  
Sforzo limite ancoraggi pretesi: 170 kN/m

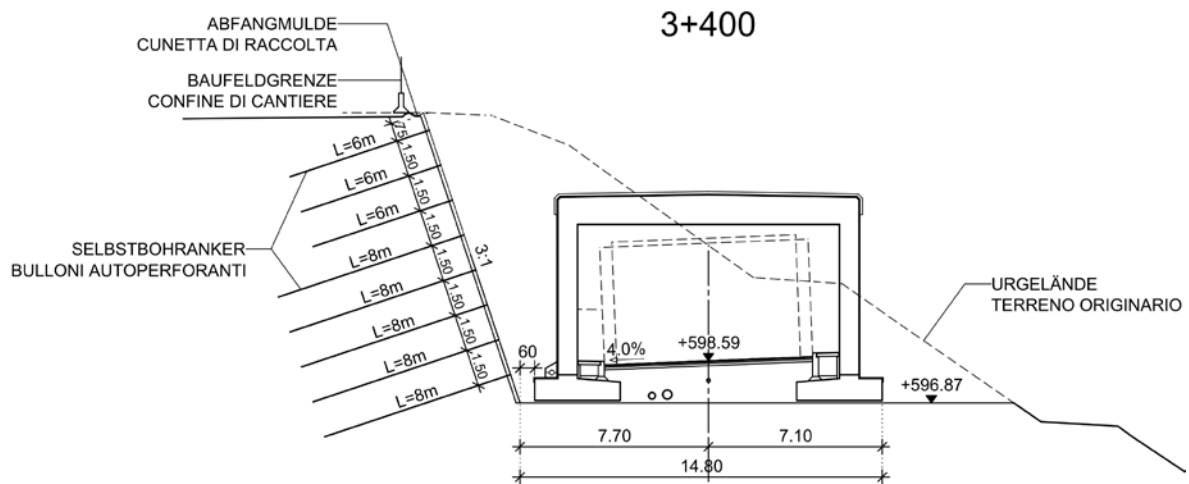
## 5 CHIODATURA DEL TERRENO

### 5.1 Generalità

Gli interventi di messa in sicurezza dello scavo per la realizzazione della Galleria artificiale „Autogrill“, consistono, a seconda dei limiti dell'area di costruzione, in parte da chiodature e in parte da paratie di pali trivellati. In questa parte della trattazione viene analizzata la statica della parete chiodata. Come sezione di riferimento, è stato scelto il profilo al km 3+325.

L'altezza massima dello scavo è di 12.18 m. La posa dei chiodi nel terreno è perpendicolare alla scarpata.

L'illustrazione seguente rappresenta la sezione 24 al km 3+325.



Le analisi di verifica della stabilità allo scivolamento avvengono secondo il metodo di Krey, nell'ambito del quale vengono osservate superfici di scivolamento circolari. Il calcolo viene eseguito con il programma cubus-larix.

Nell'ambito dell'analisi, vengono indagate tutte le fasi di costruzione ("Stato dei lavori") fino allo stato finale, e vengono determinate quantità, posizione e lunghezze delle chiodature.

## 5.2 Parametri chiodi di ancoraggio

Per la determinazione del tiro ammesso per metro lineare di chiodo, si fa riferimento alle informazioni di cui al punto [ 2 ] della documentazione.

Data una lunghezza di trasmissione della forza pari a 6 m, il carico di rottura è pari a ca. 600 kN, ovvero a 100 kN/m. Riducendo di un coefficiente di sicurezza a rottura pari a 2.5, il tiro ammesso impiegato per i chiodi nel riporto è di  $T_{zul}^1 = 100 / 2.5 = 40$  kN/m. I chiodi impiegati (ancoraggio ad iniezione) sono del tipo R32N e R32S.

Di seguito, sono riportati i parametri relativi ai suddetti ancoraggi ad iniezione:

R32N:

Carico di rottura 280 kN  
Carico di snervamento  $F_s = 230$  kN  
Carico di esercizio  $F_s / 1.75 = 131$  kN

R32S:

Carico di rottura 360 kN  
Carico di snervamento  $F_s = 280$  kN  
Carico di esercizio  $F_s / 1.75 = 160$  kN

<sup>1</sup> „zul“ sta per „zulässig“ = „ammesso“ [n.d.t.]

Nel calcolo di un disco dello spessore di 1m, in presenza di interassi tra gli ancoraggi diverse da 1 m, questi valori vanno divisi per l'interasse orizzontale..

Considerando un interasse orizzontale di 1.50 m i parametri da impiegare sono:

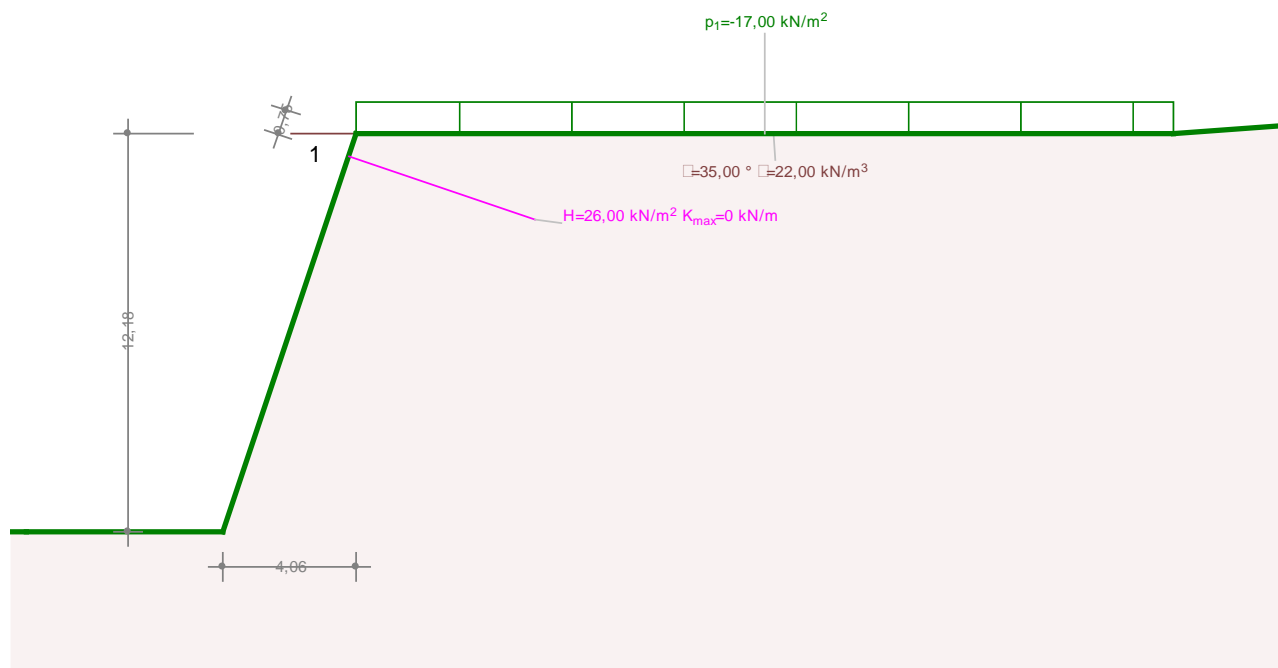
- Riporto:  $T_{zul} = 40 \text{ kN/m} / 1.5 \text{ m} = 27 \text{ kN/m}^2$
- R32N:  $F_{zul} = 131 \text{ kN} / 1.5 \text{ m} = 87 \text{ kN/m}$
- R32S:  $F_{zul} = 160 \text{ kN} / 1.5 \text{ m} = 107 \text{ kN/m}$

Analogo il procedimento passo con interassi orizzontali di 2 m.

Si considera un carico mobile di  $16.7 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.3 Analisi delle fasi di costruzione

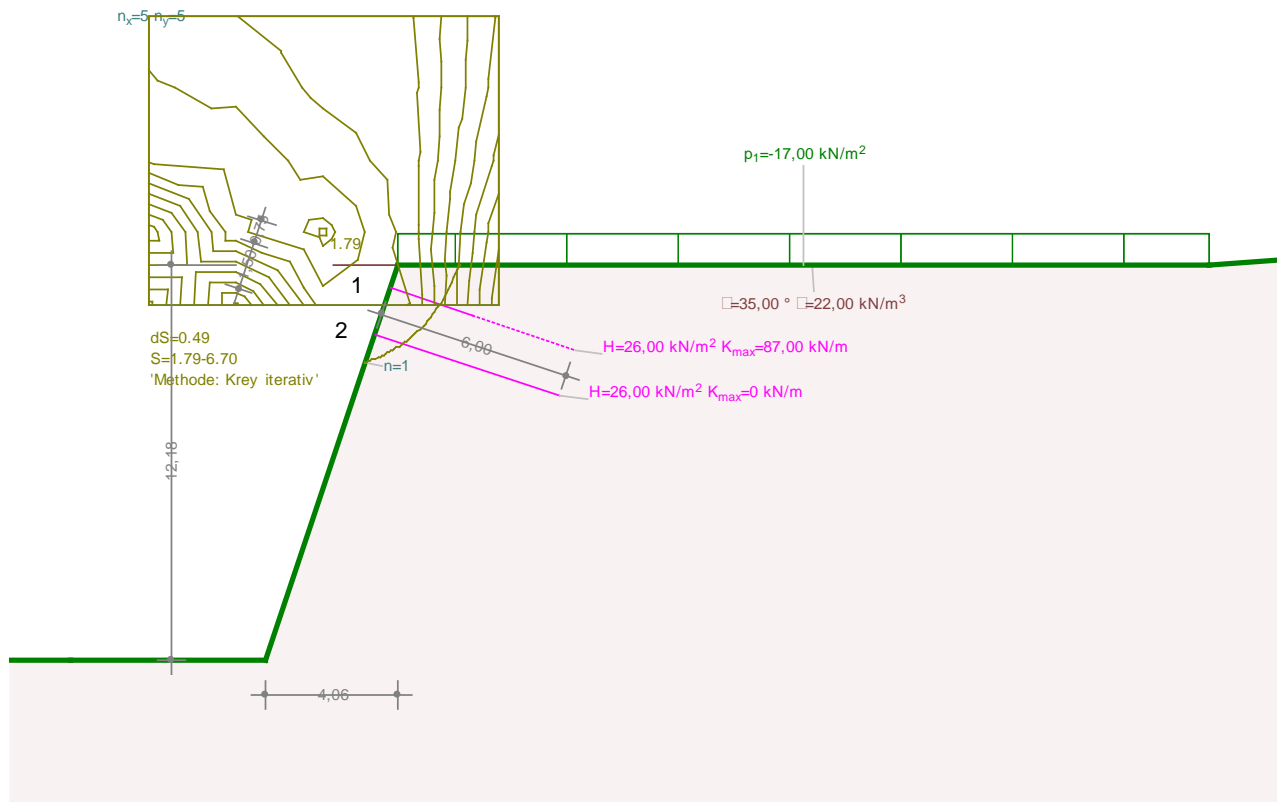
#### 5.3.1 Stato dei lavori 01



La prima serie di chiodi viene posata ad una distanza di 0.75 m dal bordo della scarpata.

### 5.3.2 Stato dei lavori 02

1<sup>a</sup> serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50m

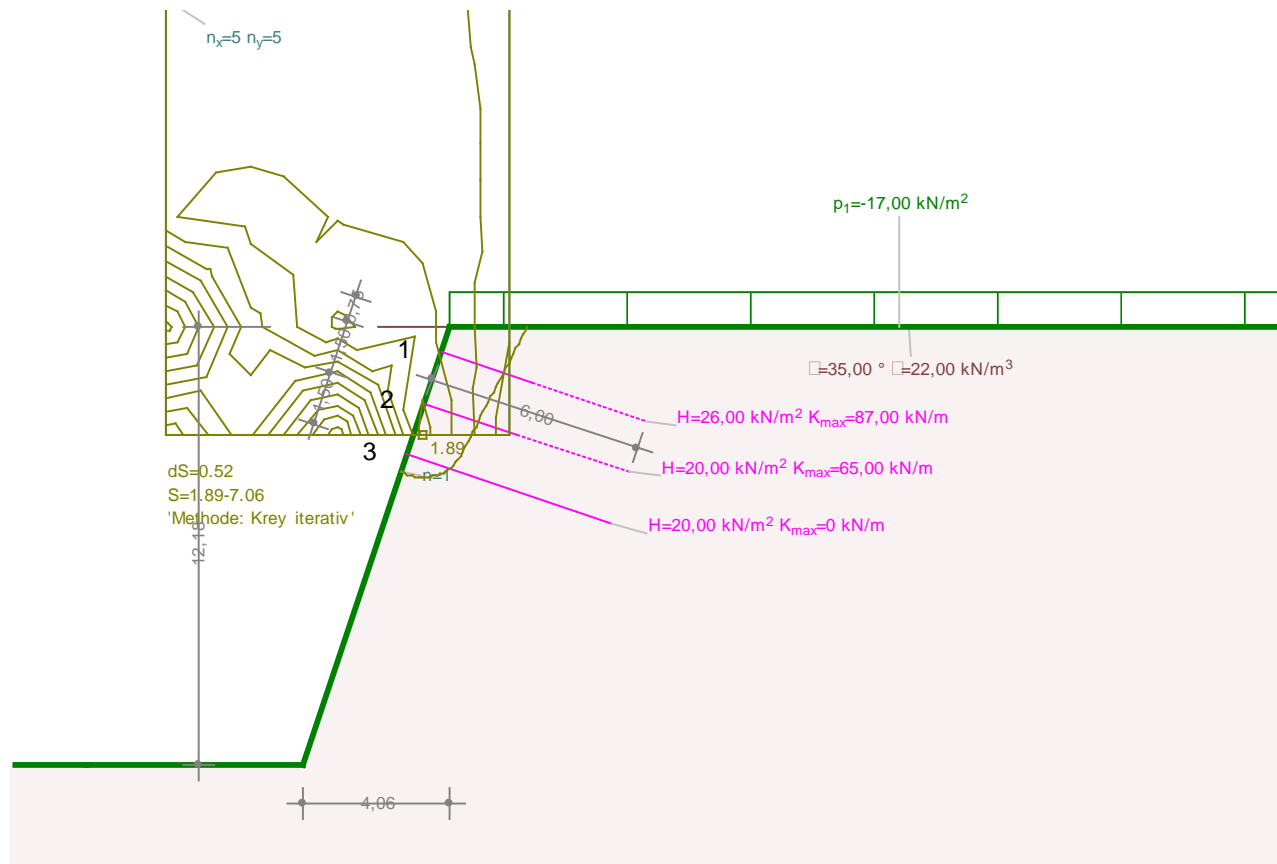


Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.79.

### 5.3.3 Stato dei lavori 03

1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m



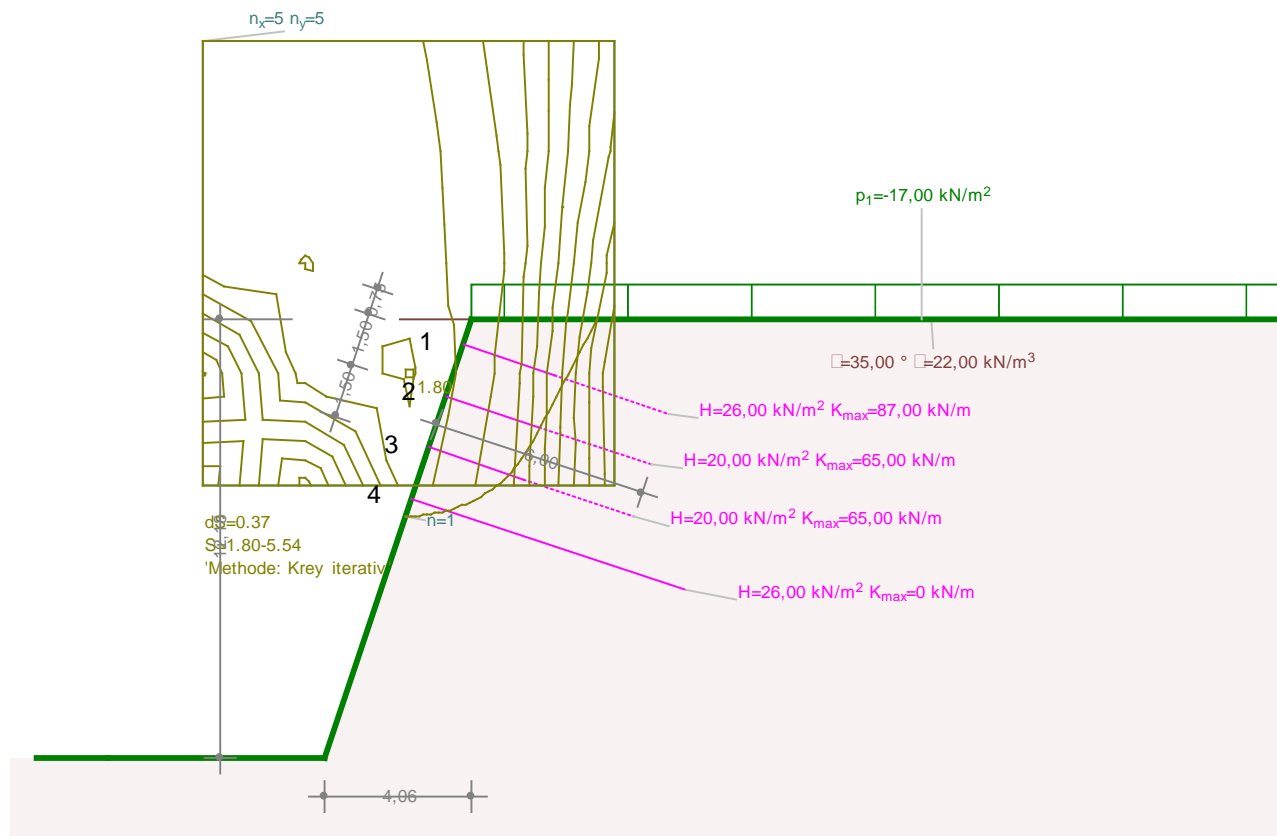
Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.89.

#### 5.3.4 Stato dei lavori 04

1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

3ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.80.

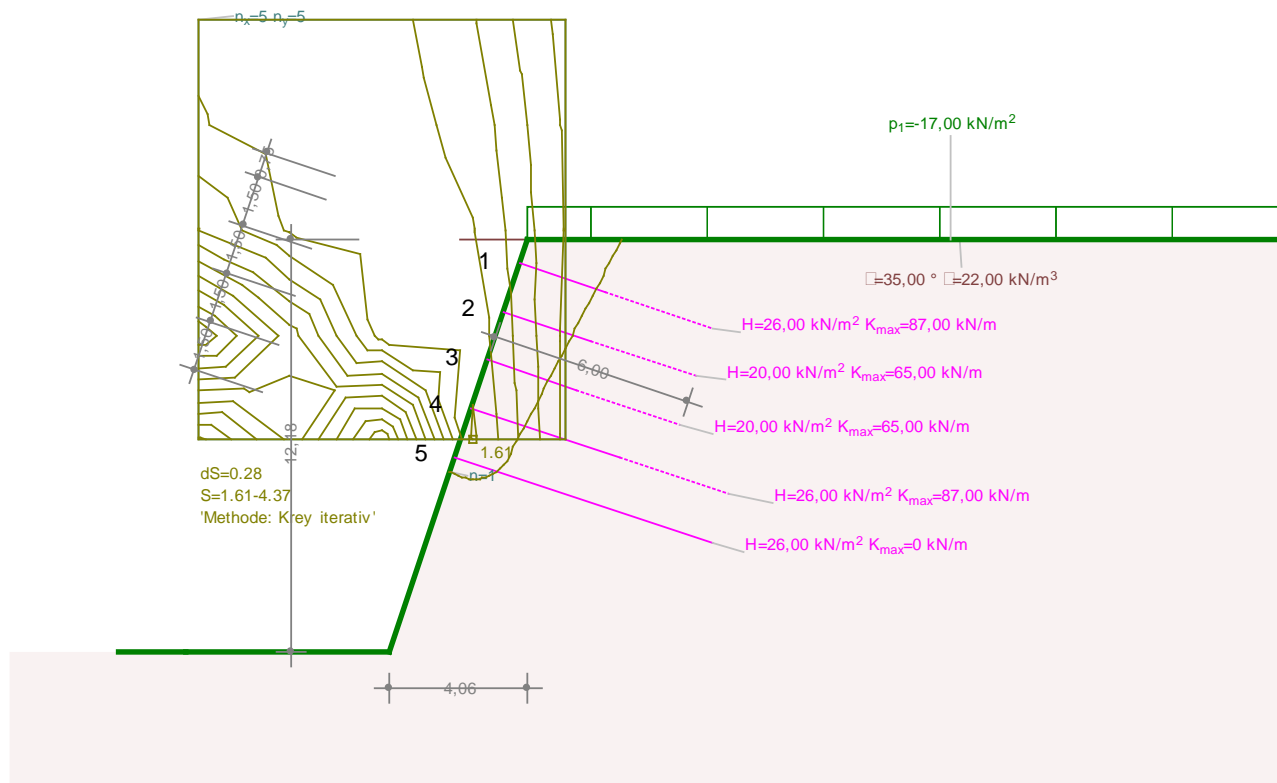
### 5.3.5 Stato dei lavori 05

1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

3ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

4ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.61

### 5.3.6 Stato dei lavori 06

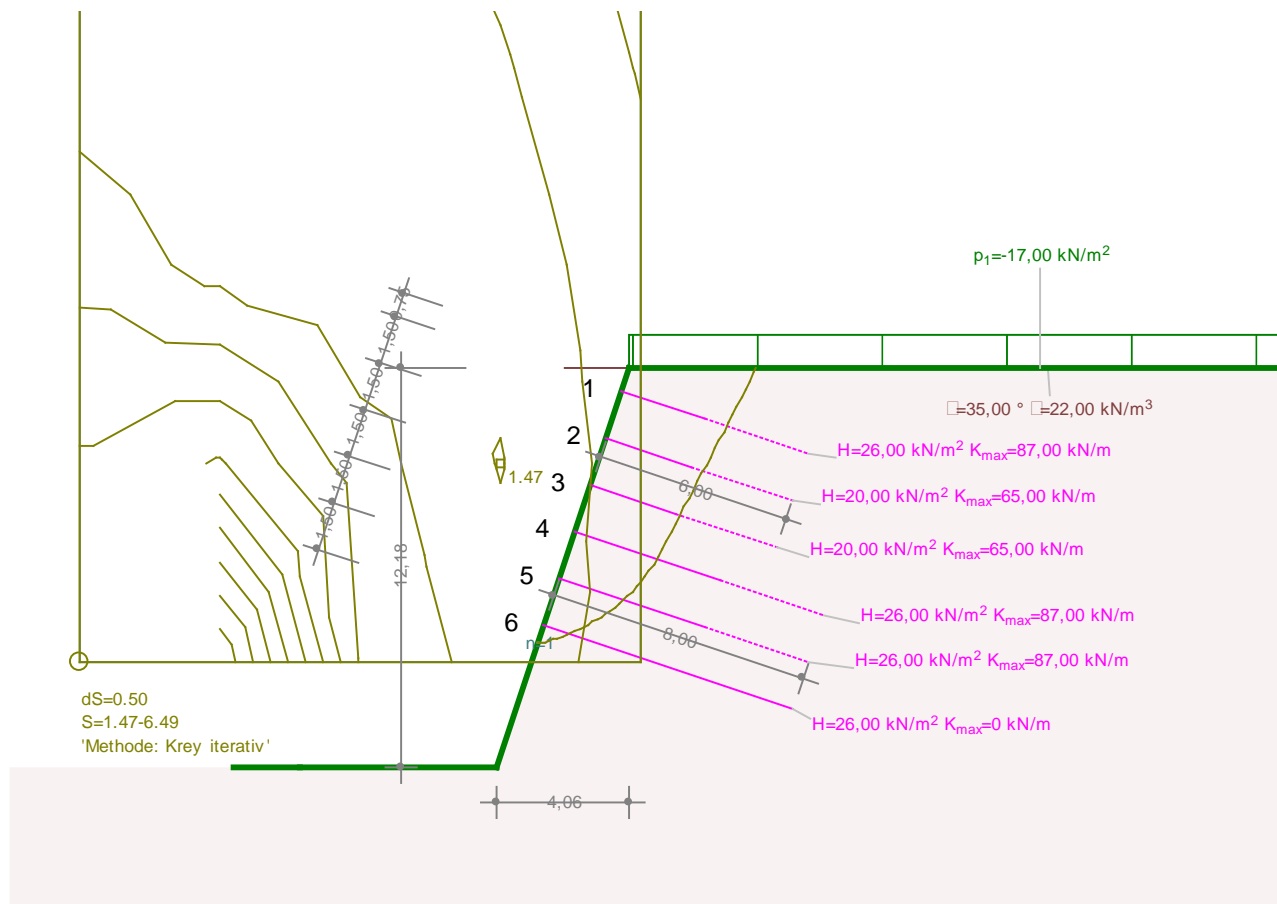
1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

3ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

4ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

5ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.47.



### 5.3.7 Stato dei lavori 07

1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

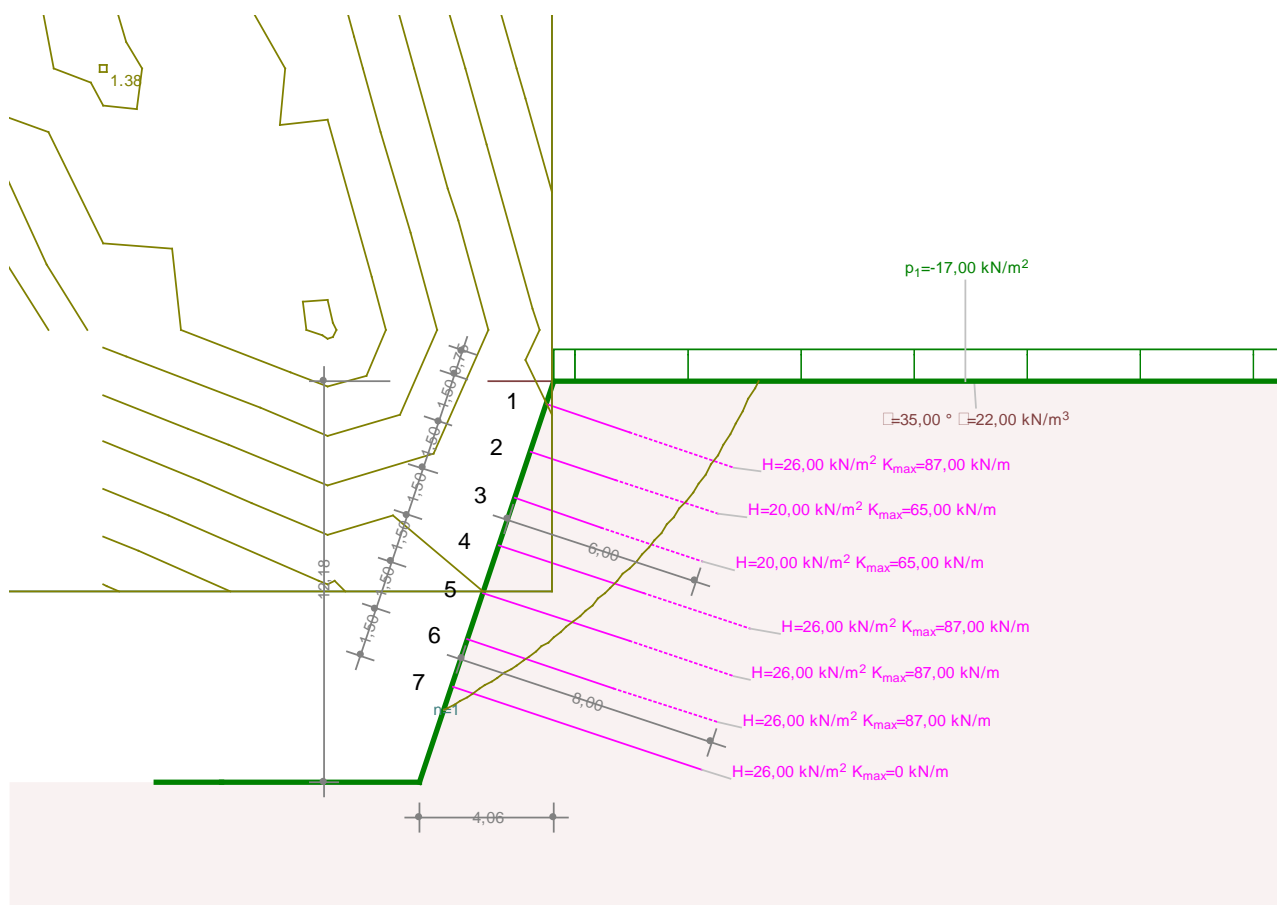
2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

3ª serie: R32N, lunghezza 6m interasse orizzontale: 2.00 m

4ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

5ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

6ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.38.

Trattandosi di uno stato provvisorio, ovvero fino allo scavo per il livello successivo e posa dei chiodi previsti, il valore leggermente al disotto di 1.40 del fattore di sicurezza viene considerato ammissibile.

### 5.3.8 Stato dei lavori 08

1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

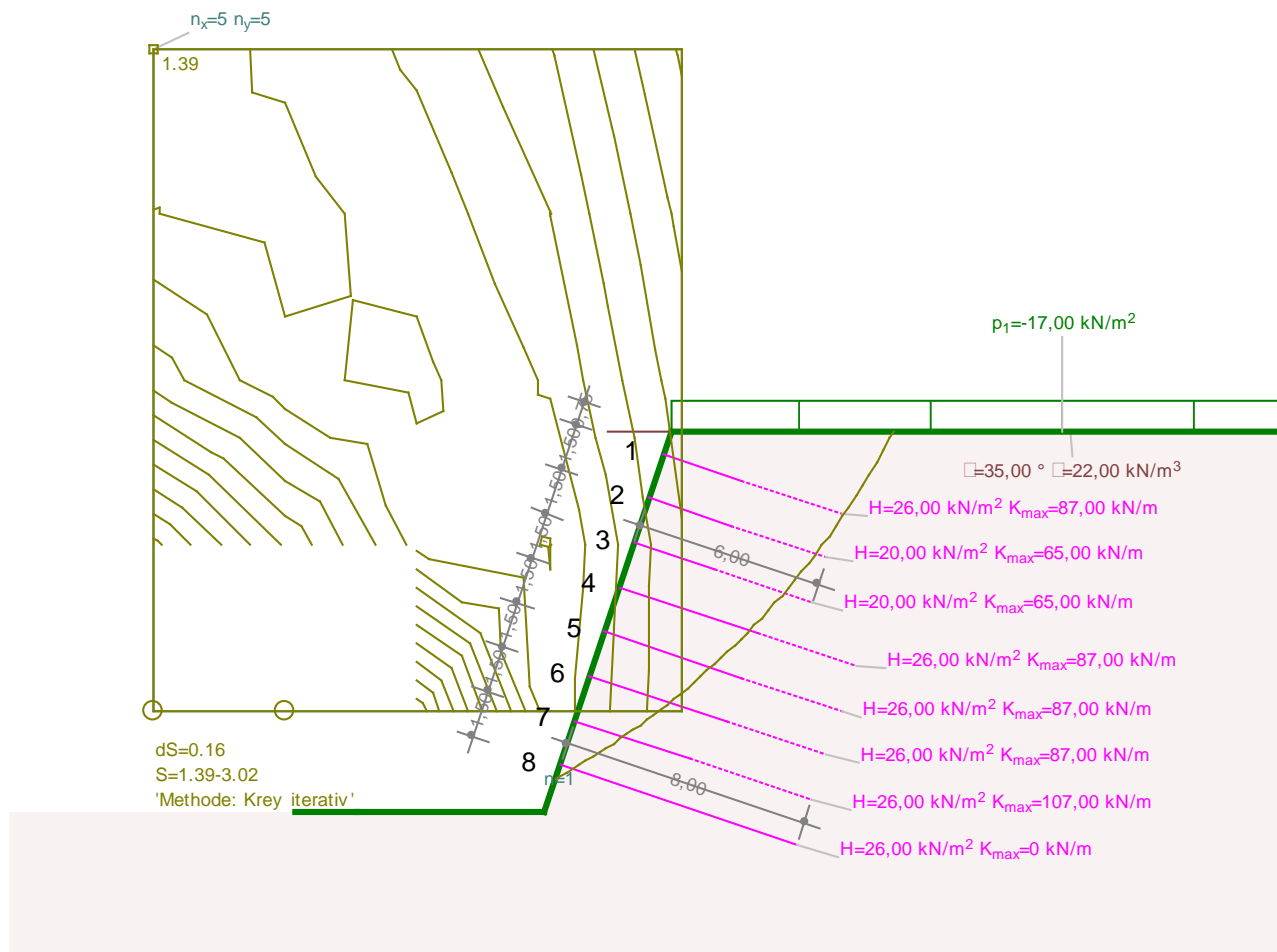
3ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

4ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

5ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

6ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

7ª serie: R32S, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.39.

Trattandosi di uno stato provvisorio, ovvero fino allo scavo per il livello successivo e posa dei chiodi previsti, il valore leggermente al disotto di 1.40 del fattore di sicurezza viene considerato ammissibile.

### 5.3.9 Stato dei lavori 09

1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m

2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

3ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m

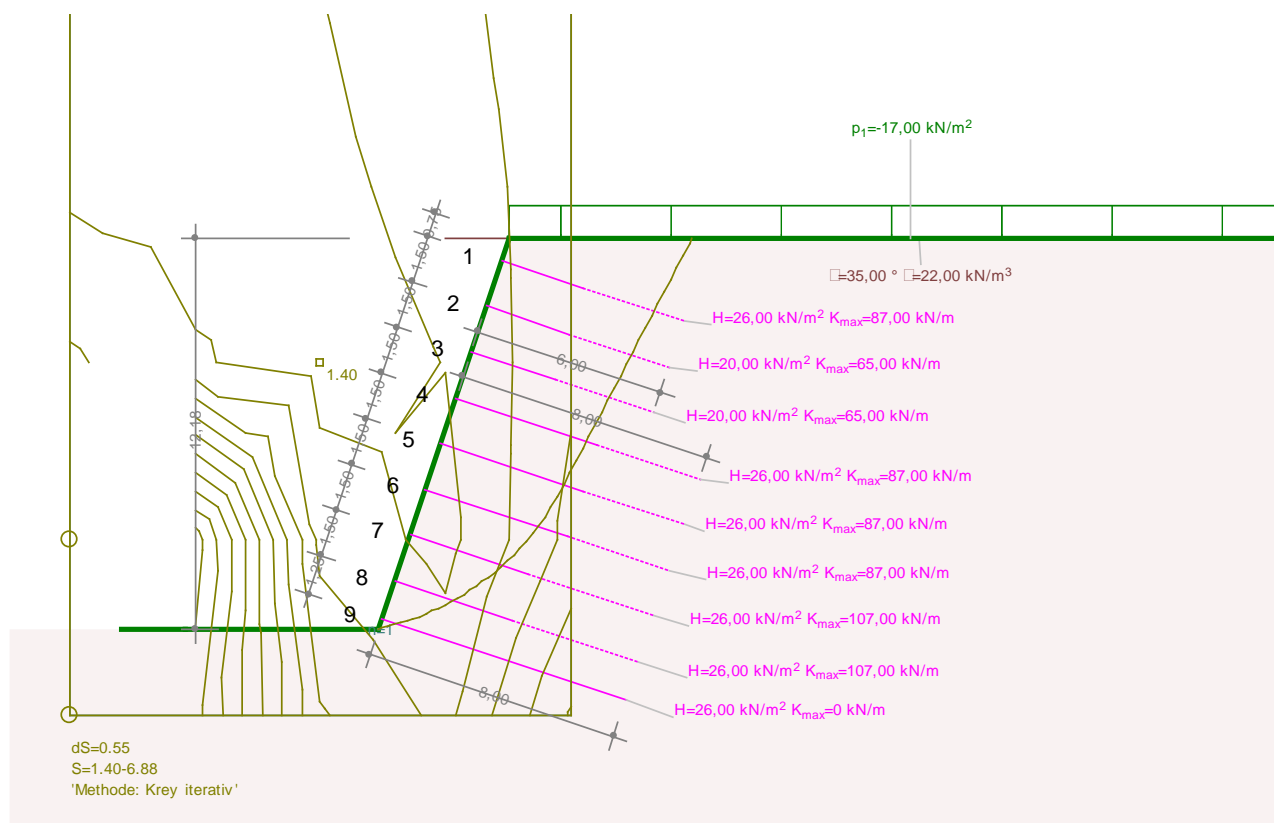
4ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

5ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

6ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

7ª serie: R32S, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m

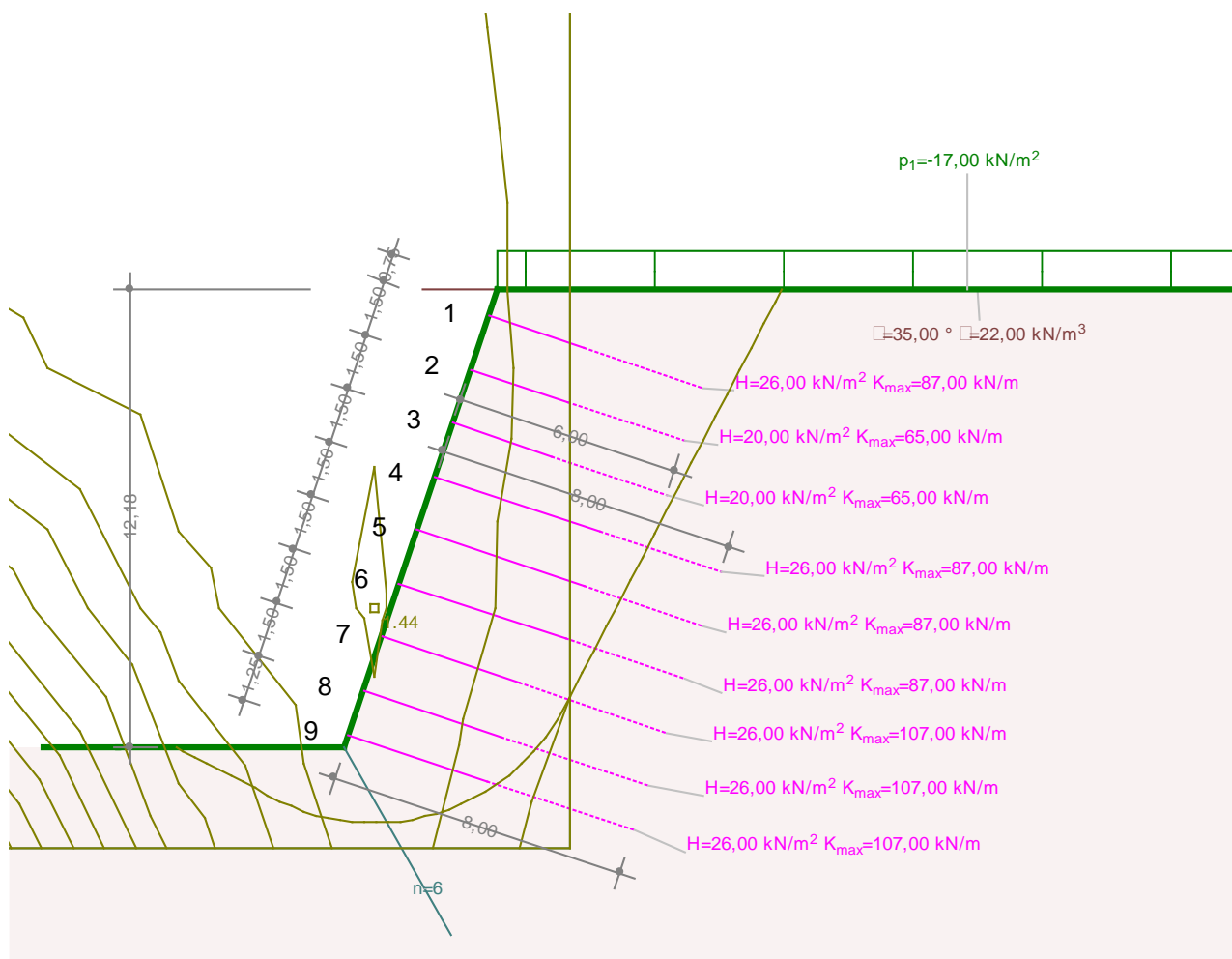
8ª serie: R32S, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.40.

### 5.3.10 Stato dei lavori 10 (fase di costruzione finale)

- 1ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 1.50 m
- 2ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m
- 3ª serie: R32N, lunghezza 6m, interasse orizzontale: 2.00 m
- 4ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m
- 5ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m
- 6ª serie: R32N, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m
- 7ª serie: R32S, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m
- 8ª serie: R32S, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m
- 9ª serie: R32S, lunghezza 8m, interasse orizzontale: 1.50 m



Il fattore di sicurezza risultante dal calcolo a rottura è pari a 1.44.

## 5.4 Verifica cls proiettato (*spritzbeton*)

### 5.4.1 Armatura a flessione

Per il dimensionamento dello *spritzbeton* nel riporto viene fatto ricorso ai criteri dell'omologazione per le chiodature di cui al punto [ 10 ] della letteratura di riferimento. La verifica avviene assumendo un'azione media, ridotta all'85%, della spinta attiva del terreno sullo strato di *spritzbeton*.

Assegnando:

Inclinazione scarpata  $\beta = 0^\circ$

Inclinazione parete  $\alpha = 19^\circ$

Angolo di attrito parete-terreno  $\delta = 0^\circ$

$\varphi = 35^\circ$

si ottiene  $k_{ag} = 0,16$

Spinta del terreno:

sopra: 0 kN/m<sup>2</sup>

sotto:  $12.18 \times 22 \times 0.16 = 42.87$  kN/m<sup>2</sup>

medio e con fattore 0.85:

$e_{\text{spinta media del terreno}} = 42.87/2 \times 0.85 = 18.2$  kN/m<sup>2</sup>

Carichi mobili:

$E_{\text{carico mobile}} = 16.67 \times 0.16 = 3.0$  kN/m<sup>2</sup>

Ne deriva: spinta media del terreno da peso proprio e carico mobile:

$e_{\text{media}} = 18.2 + 3 = 21.2$  kN/m<sup>2</sup>

Con un reticolo di chiodi di ca. 1.5 m x 1.5 m, deriva un momento sollecitante di calcolo  $m_{sd}$  pari a ca.  $\pm 21.2 \times 1,5^2 \times 1.4 / 16 = \pm 4.17$  kNm/m. Il coefficiente di sicurezza parziale 1.4, dovuto al peso proprio, è rispondente alla disposizione nazionale italiana [ 11 ].

Da uno spessore di *spritzbeton* di 15 cm, e assumendo la posa di un solo strato centrale di armatura, si ha  $z = 6$  cm, mentre il valore dell'armatura necessaria è pari a  $4.17 \times 1.15 / 0,06 / 42 = 1.90$  cm<sup>2</sup>/m (qualità acciaio Feb 44k).

#### 5.4.2 Punzonamento

La verifica a punzonamento avviene secondo l'EC 2 [ 4 ]. Il perimetro critico può essere eseguito ad una distanza pari a  $2d$  dall'area caricata.  $d$  indica l'altezza utile.

Le piastre impiegate sono:

R32N:  $15 \times 15 \text{ cm}^2$ ,  $t = 8 \text{ mm}$

R32S:  $20 \times 20 \text{ cm}^2$ ,  $t = 12 \text{ mm}$

Valore di calcolo della sollecitazione lungo il perimetro della sezione critica:

Considerando un reticolo di chiodi di ca.  $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ , coefficiente di sicurezza parziale 1.4 ed un'azione continua con fattore 1.07, si ottiene:

$$V_{sd} = 21.2 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.4 \times 1.07 = 71.6 \text{ kN/piastra di ancoraggio}$$

Si assume: armatura posta al centro

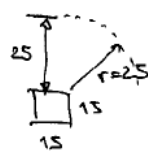
Rivestimento aggiuntivo di  $8 \text{ cm}$  nella zona della piastra di ancoraggio

Larghezza/lunghezza rivestimento:  $65 \times 65 \text{ cm}$

$$v_{ED} = \beta \cdot \frac{V_{ED}}{u_1 \cdot d}$$

$$\beta = 1.15$$

$u_1$ :



$$u_1 = 4 \times 15 + 2 \cdot 25\pi = 217 \text{ cm}$$

$d = 15 \text{ cm}$  (7 cm Abt.d. zur Bewehrung  
8 cm Aufdoppelung)

$$v_{ED} = 1.15 \cdot \frac{71.6}{2.17 \cdot 0.15} = 252 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{Ed,c} = C_{Ed,c} \cdot k (100 \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$C_{Ed,c} = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

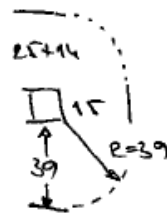
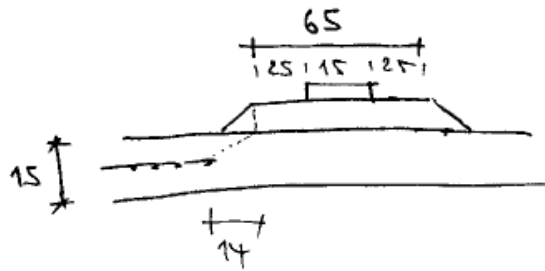
$$\rho : \text{Typ 615: } 1.89 \text{ cm}^2/\#$$

$$\rho = \frac{1.89}{100 \cdot 23} = 0.00082$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{150}} = 2.15 \rightarrow \text{max. } 2.0$$

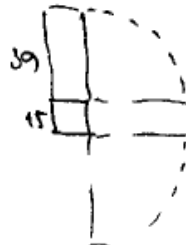
$$v_{Ed,c} = 0.12 \times 2.0 (100 \cdot 0.00082 \cdot 20)^{1/3} = 283 \text{ kN/m}^2 > v_{ED}$$

Bereich außerhalb der Aufdoppelung:



$$u_1 = 4 \cdot 15 + 2 \cdot 39 \pi = 305 \text{ cm}$$

$\Delta V$ : Anteil abwindend



$$\begin{aligned} A' &= 15 \cdot 15 + 4 \cdot 15 \cdot 39 + 39^2 \pi = \\ &= 0.73 \text{ m}^2 \\ \text{angen.: } A'/2 &= 0.36 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta V_E = 0.36 \cdot 21 \cdot 1.5 = 11.34 \text{ kN}$$

$$V_{ED} = 71.6 - 11.3 = 60.3 \text{ kN}$$

$$v_{ED} = 1.15 \cdot \frac{60.3}{3.05 \cdot 0.07} = 324 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{ed,c}: \quad p = \frac{1.89}{100 \cdot 15} = 0.00126$$

$$v_{ed,c} = 0.12 \cdot 2.0 (100 \cdot 0.00126 \cdot 2.0)^{1/3} = 326 \text{ kN/m}^2 > v_{ED}$$

## 5.5 Parete chiodata: riepilogo

*Spritz beton C20/25*

Spessore zona tipo 15 cm,

rivestimento locale aggiuntivo nella zona delle piastre di ancoraggio:

di 8 cm (23 cm)

$b \times l = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

Armatura: tipo 615 centrale, qualità acciaio  $f_{yk}=420 \text{ N/mm}^2$  (qualità Feb 44k)

Ancoraggi ad iniezione:

Tipo R32N, piastra di ancoraggio 150/150/8, lunghezze chiodi 6m, 8m

Typ R32S, piastra di ancoraggio 200/200/12, lunghezze chiodi 8m

Inclinazione: ad angolo retto sulla scarpata

Reticolo di tiranti: interasse verticale 1.50m; interasse orizzontale 1.50 m e 2.0 m



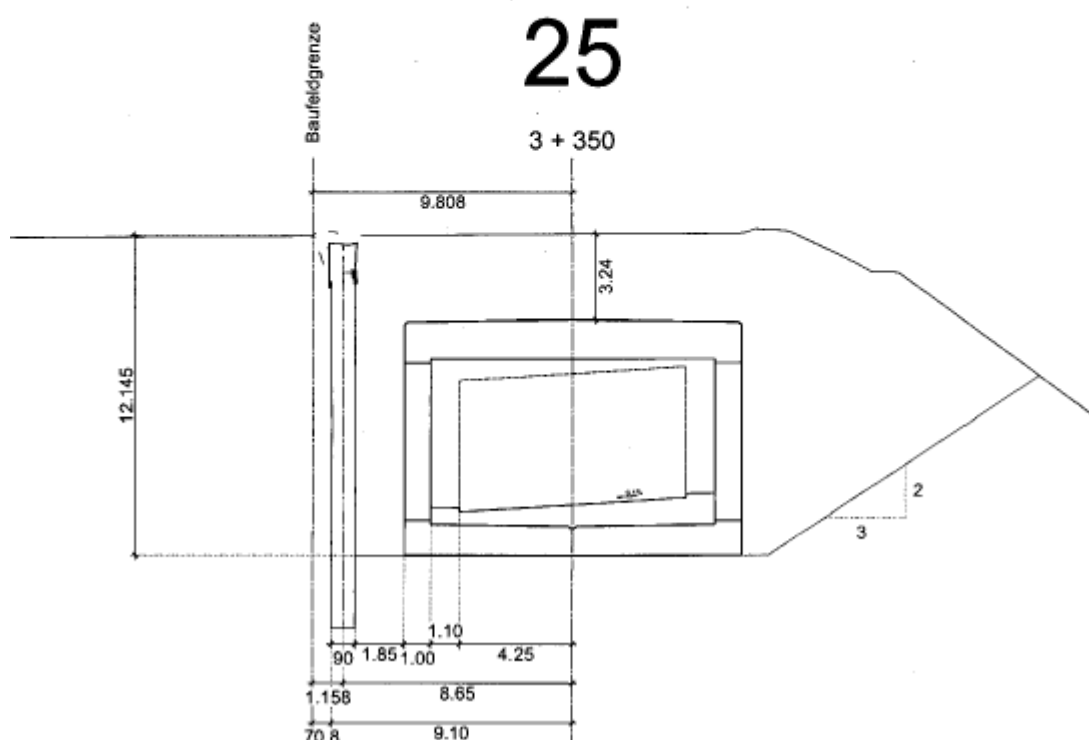
## 6 PARATIA DI PALI TRIVELLATI

### 6.1 Generalità

Nelle zone caratterizzate da uno spazio limitato, la messa in sicurezza dello scavo per la realizzazione della Galleria artificiale "Autogrill" da avviene con paratie di pali trivellati con diametro pari a 90 cm ed interasse di 1.70 m. L'area tra i pali trivellati viene messa in sicurezza ricorrendo ad un tamponamento. In questo paragrafo, viene affrontato il calcolo statico di detta paratia di pali trivellati. Come sezione di riferimento, è stata scelta la sezione al km 3 + 350. L'ancoraggio avviene ricorrendo a tiranti a trefoli. L'altezza massima dello scavo è di 12.15 m.

Nell'illustrazione che segue, è rappresentata la sezione trasversale 25 al km 3+350.

## RECHENSCHNITT FÜR BOHRPFÄHLWÄNDE



## 6.2 Parametri statici

Palo trivellato Ø90 cm

$$J = \pi d^4 / 64 = 0.032 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{cls, non fessurato}} = 30000 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{\text{cls, fessurato}} = 10000 \text{ MN/m}^2$$

$$EJ_{\text{palo singolo}} = 0.032 \times 10000 = 320 \text{ MNm}^2$$

Con interasse 1.70 m

$$EJ/m = 320 / 1.7 = 188 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

Sottofondo:

Il modulo di reazione dei pali trivellati viene determinato assumendo il modulo edometrico nello strato di riporto pari a 50 000 kN/m<sup>2</sup> e, per il sottofondo al disotto del fondo scavo, assumendo il valore limite inferiore del modulo edometrico del deposito di debris, pari a 70 000 kN/m<sup>2</sup>.

$$K_{\text{riporto}} \text{ per palo} = E / d = 50000 / 0.9 = 55\,000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{\text{riporto}} \text{ per metro lineare} = 55\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 29.1 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{\text{debris}} \text{ per palo} = E / d = 70000 / 0.9 = 77\,000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{\text{debris}} \text{ per metro lineare} = 77\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 40.8 \text{ MN/m}^3$$

L'inclinazione degli ancoraggi liberi è di 10° rispetto al piano orizzontale.

Come spinta delle terre, viene applicata la spinta attiva aumentata. Il coefficiente della spinta delle terre è dato da  $0.5 k_a + 0.5 k_{o,}$  essendo il valore della spinta attiva con attrito terra-parete  $\delta = 0.5 \varphi$ . Il calcolo delle grandezze di taglio viene eseguito con il programma cubus-larix.

Il calcolo delle singole fasi di scavo con rispettivo cambiamento del sistema statico avviene in modo da poter impiegare le deformazioni dei punti di ancoraggio, rilevate nelle fasi precedenti di scavo, come deformazione forzata per i successivi calcoli della trave continua.

## 6.3 Profondità minima d'infissione

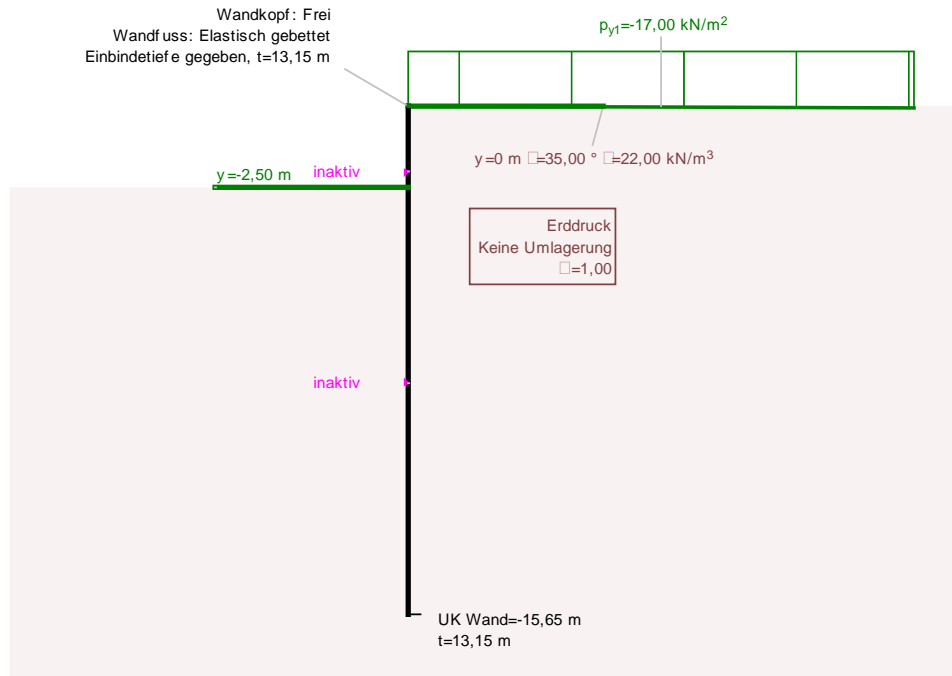
La profondità minima d'infissione è la risultante della fase finale di costruzione osservata, assumendo un piede della parete sostenuto dalla spinta passiva delle terre.

[illegible]

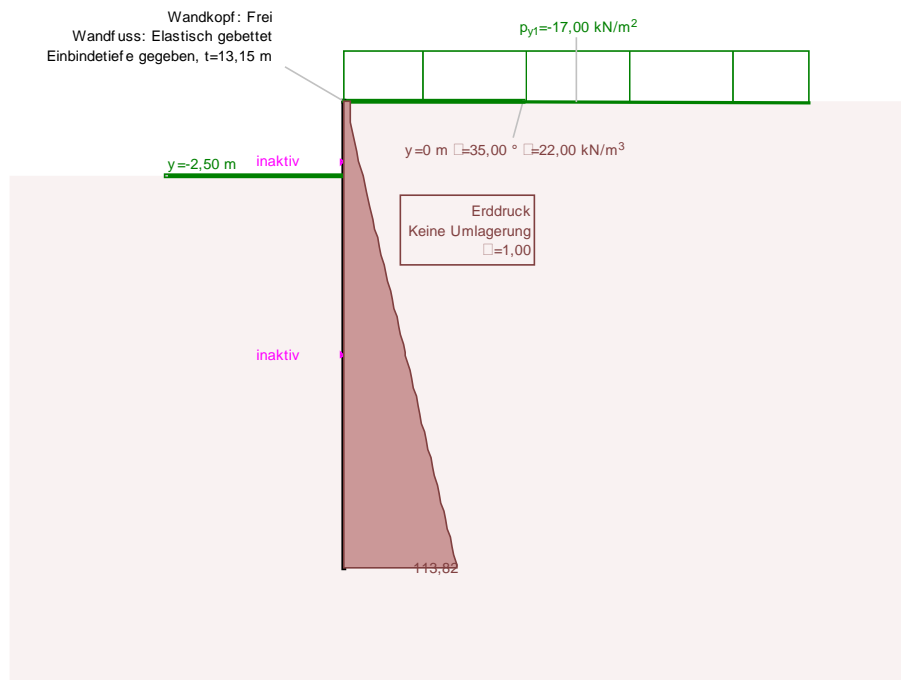
P:\PROJECT\900\024 UMF. VAHRN\PLANUNG\AUSFÜHRUNGSPROJEKT 2018\_VALIDIERUNG\02\_STAT\_BERICHT\1396\_VAHRN\_MAPPE\_6\_DOCX\_PDF\6-1\_BV-S-701.DOC



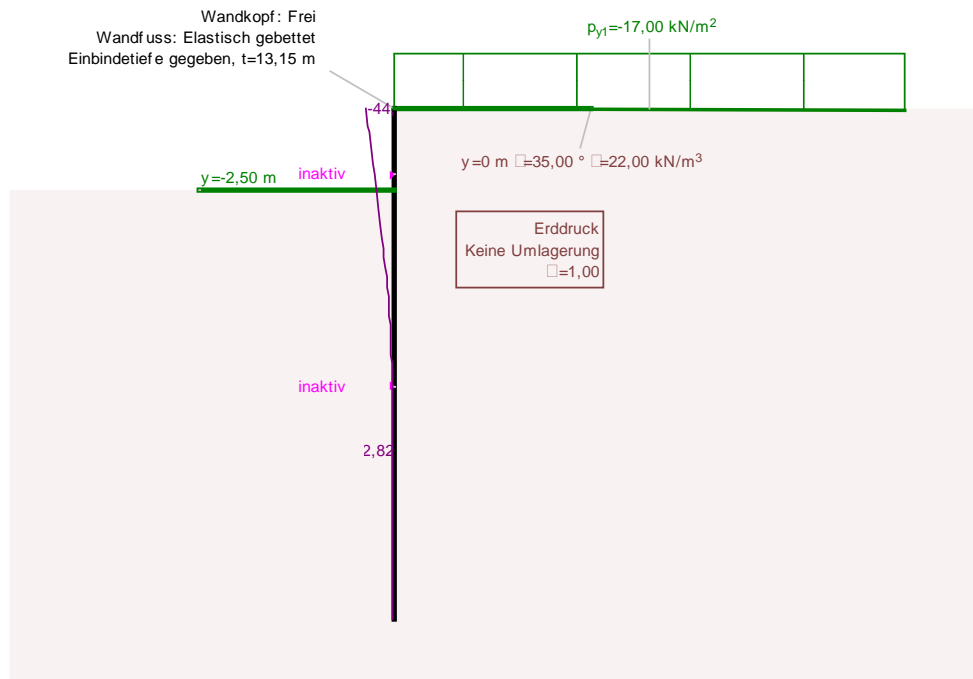
## 6.4.2 Fase di scavo -2.50 m sotto il piano campagna



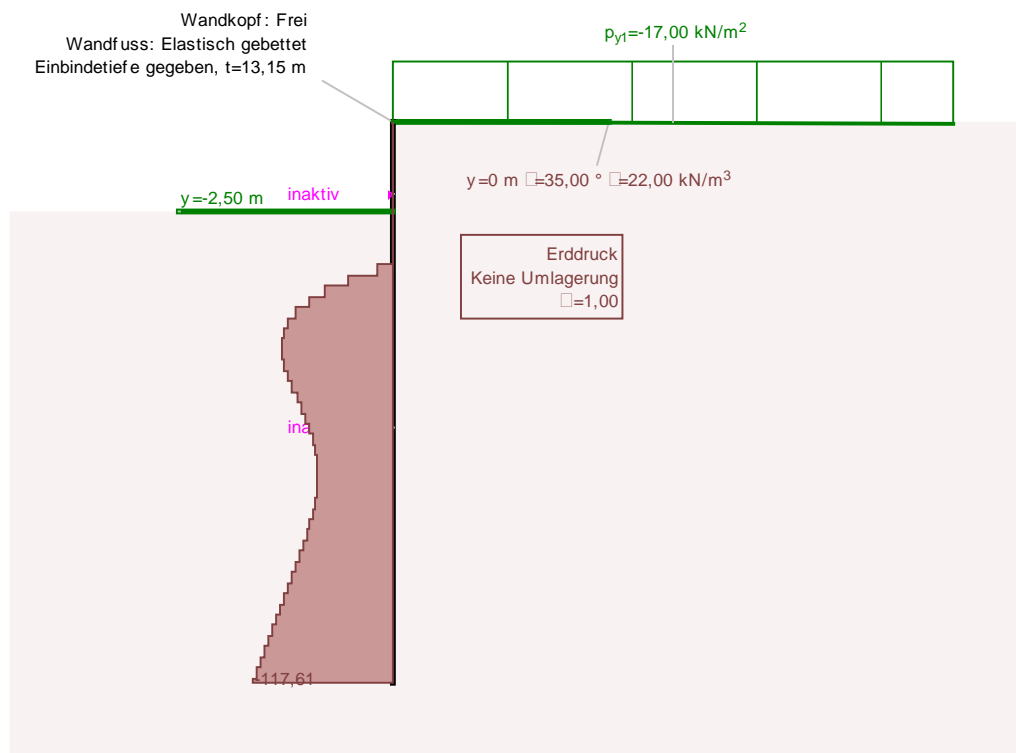
### Geometria



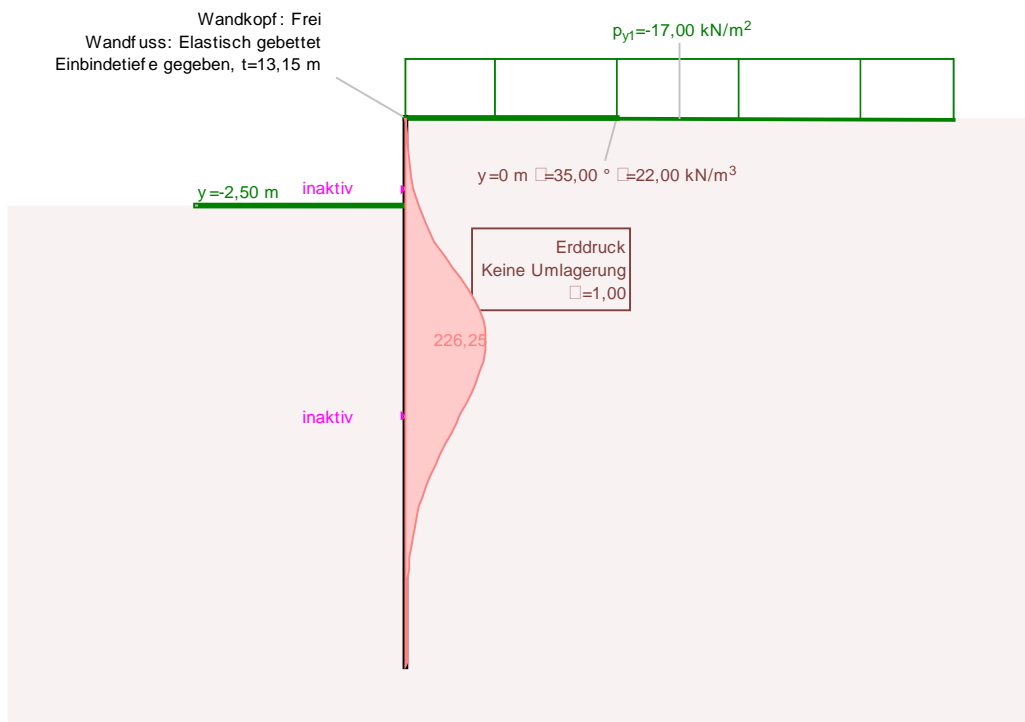
### Spinta delle terre



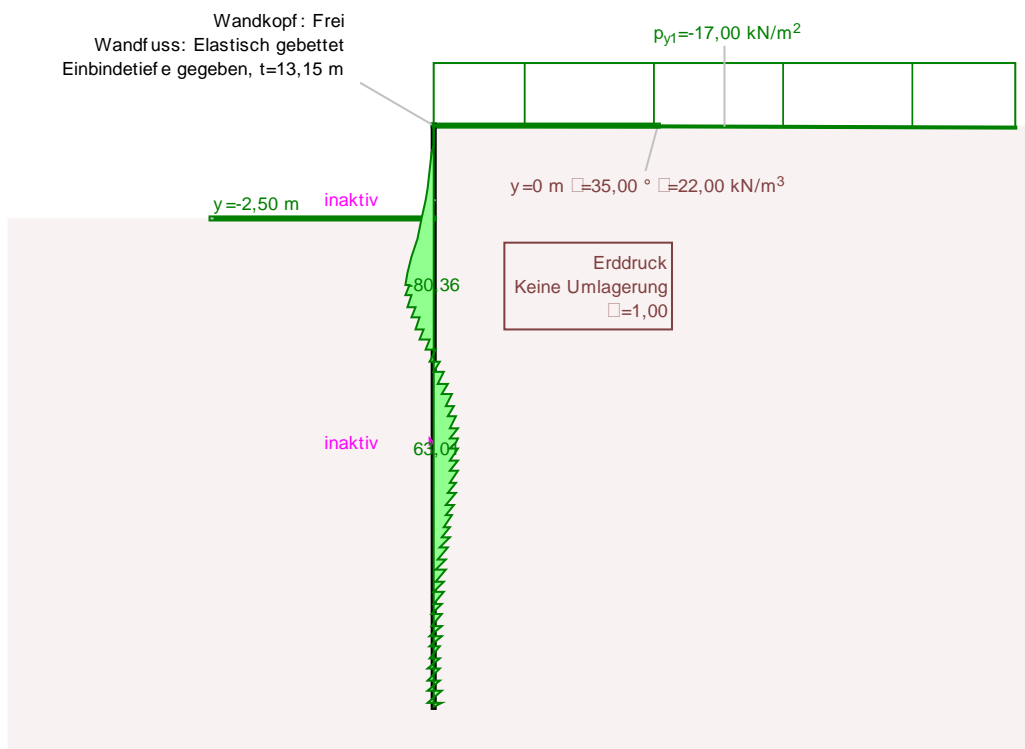
## Deformazione



## Sottofondo

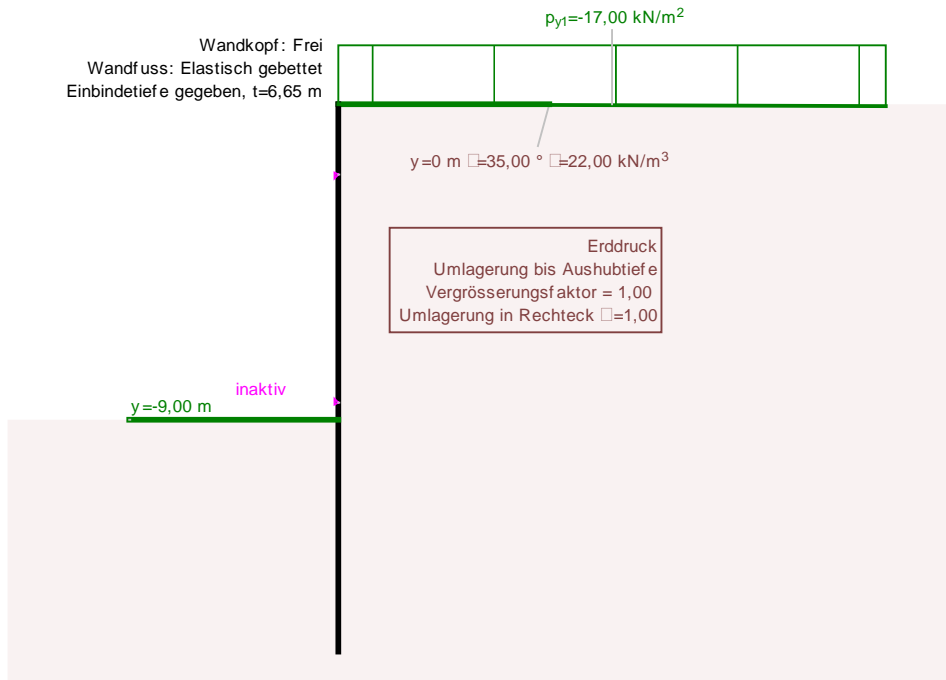


Momento flettente

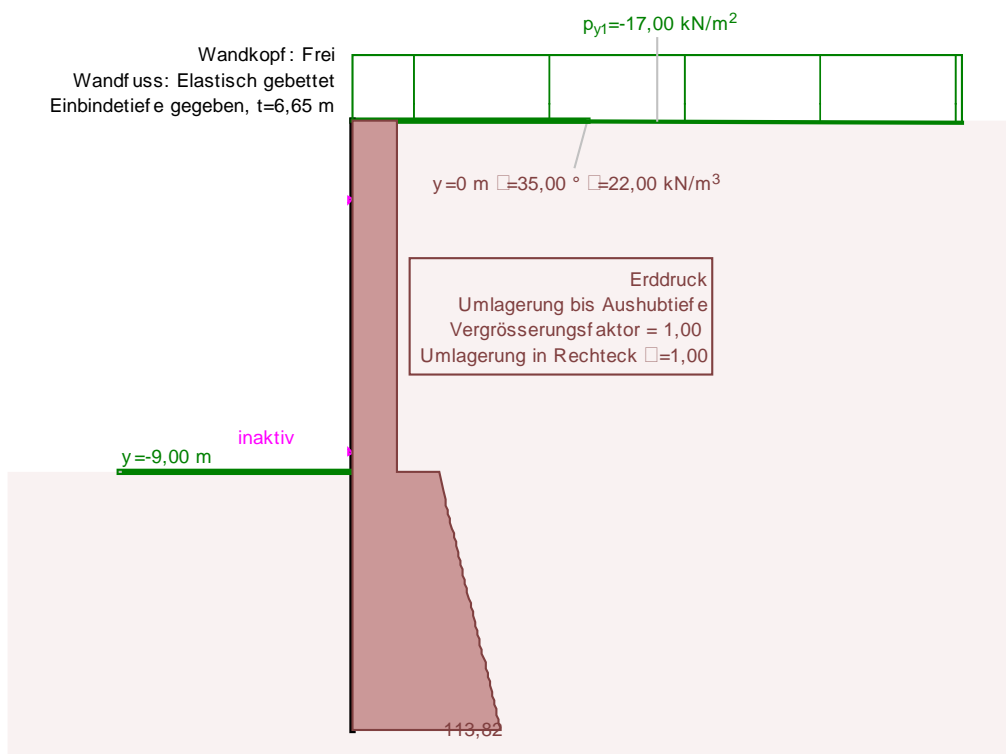


Forza di taglio

### 6.4.3 Fase di scavo -9.00 sotto il piano campagna

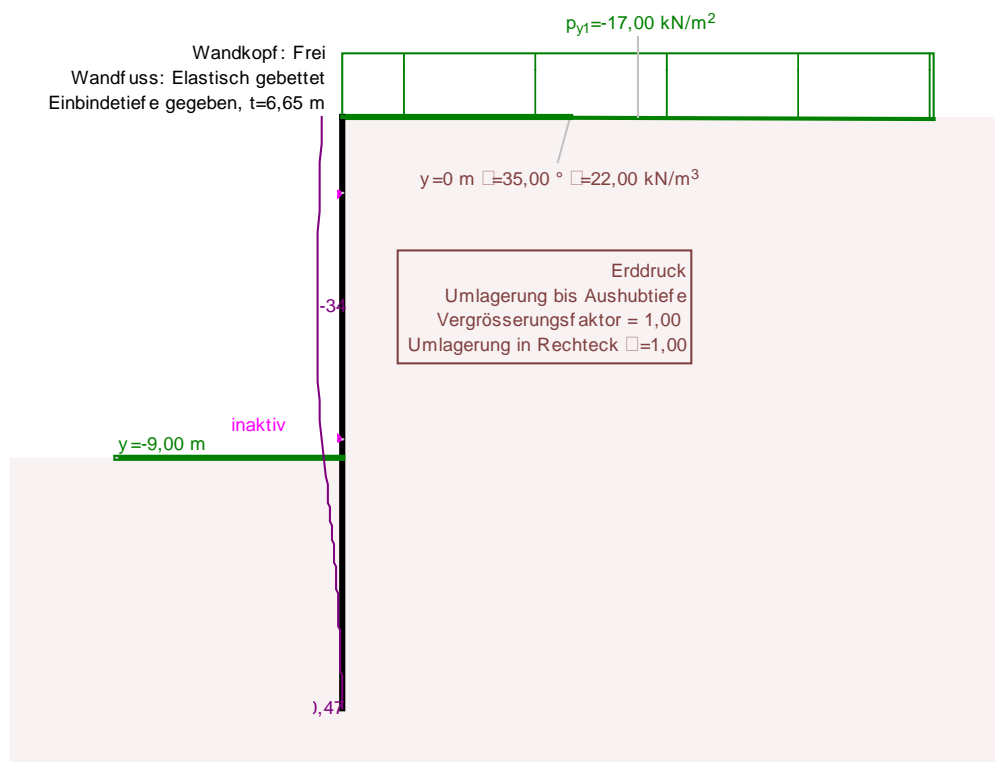


Geometria

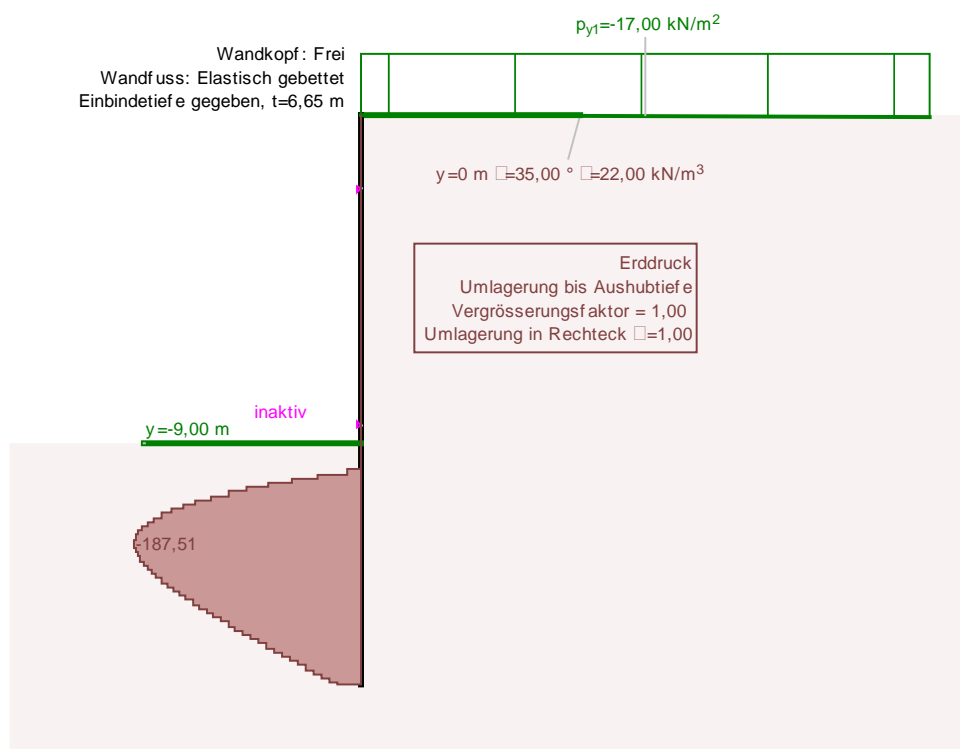


Spinta delle terre

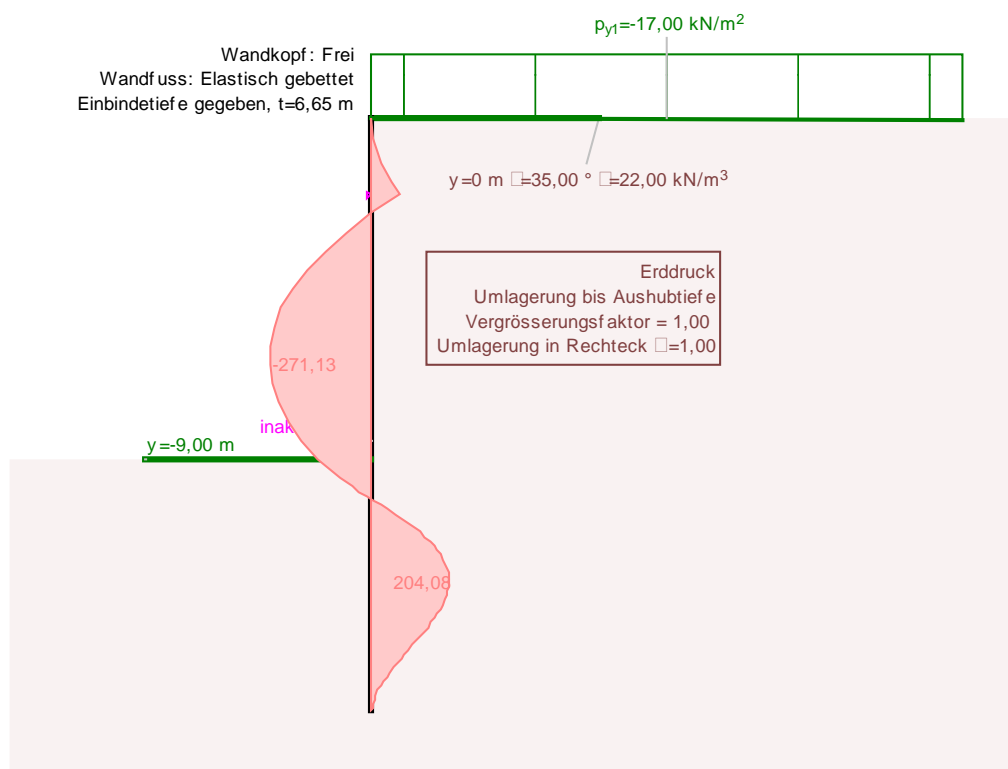




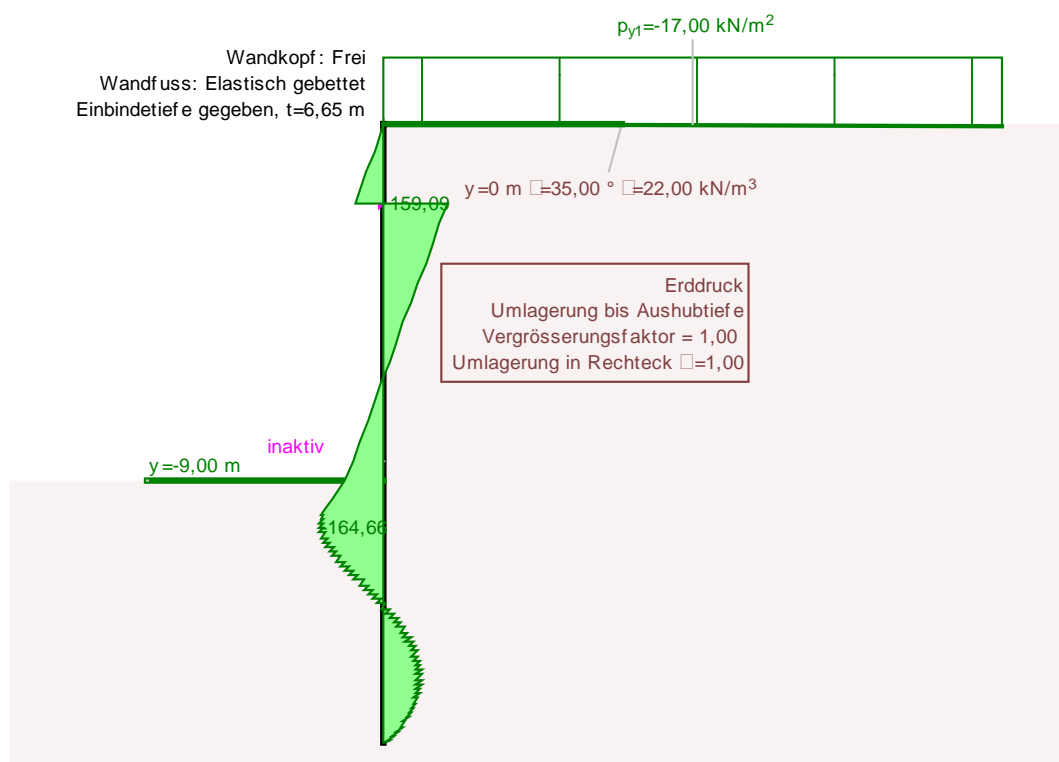
Deformazione



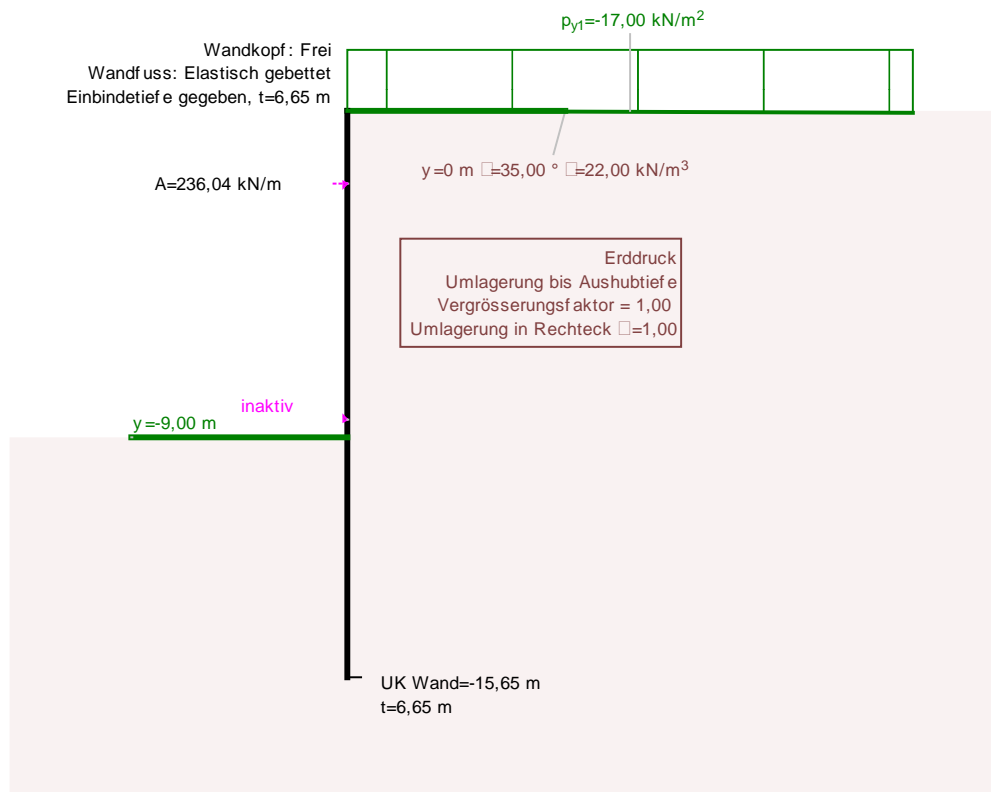
Sottotondo



Momento flettente



Forza di taglio



Forze di ancoraggio

Wandkopf: Frei  
Wandfuss: Elastisch gebettet  
Einbindetiefe gegeben,  $t=3,50$  m

$p_{y1}=17,00 \text{ kN/m}^2$

$y=0 \text{ m}$   $\gamma=35,00$   $\gamma=22,00 \text{ kN/m}^3$

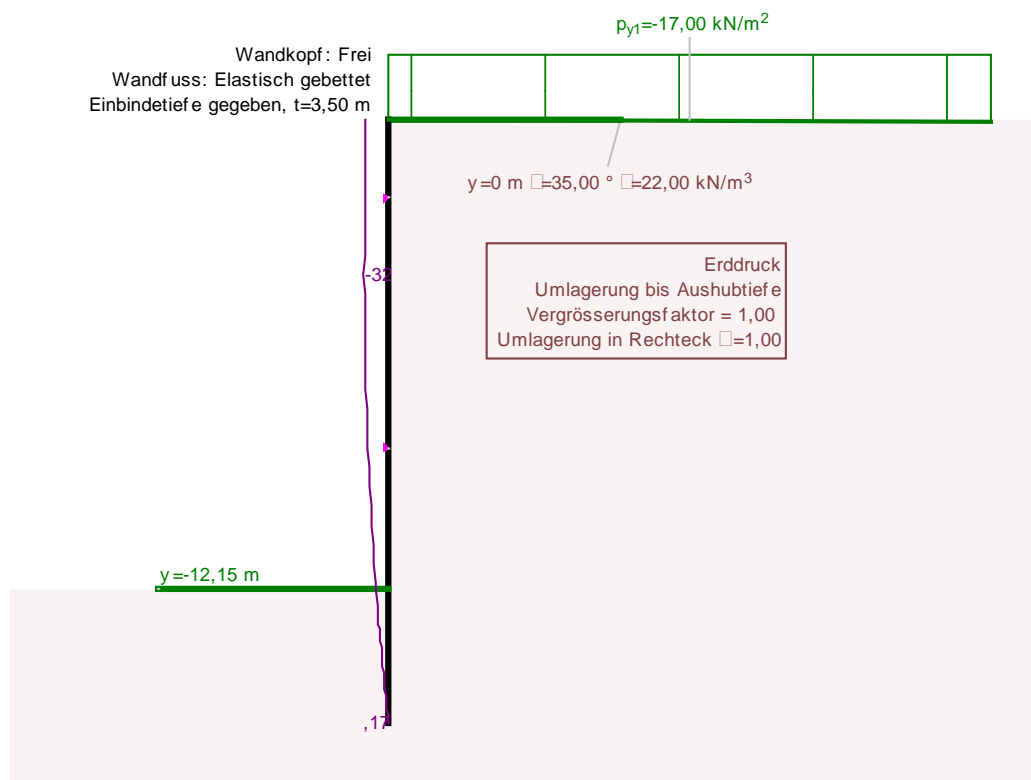
Erddruck  
Umlagerung bis Aushubtiefe  
Vergrößerungsfaktor = 1,00  
Umlagerung in Rechteck  $\gamma=1,00$

$y=-12,15 \text{ m}$

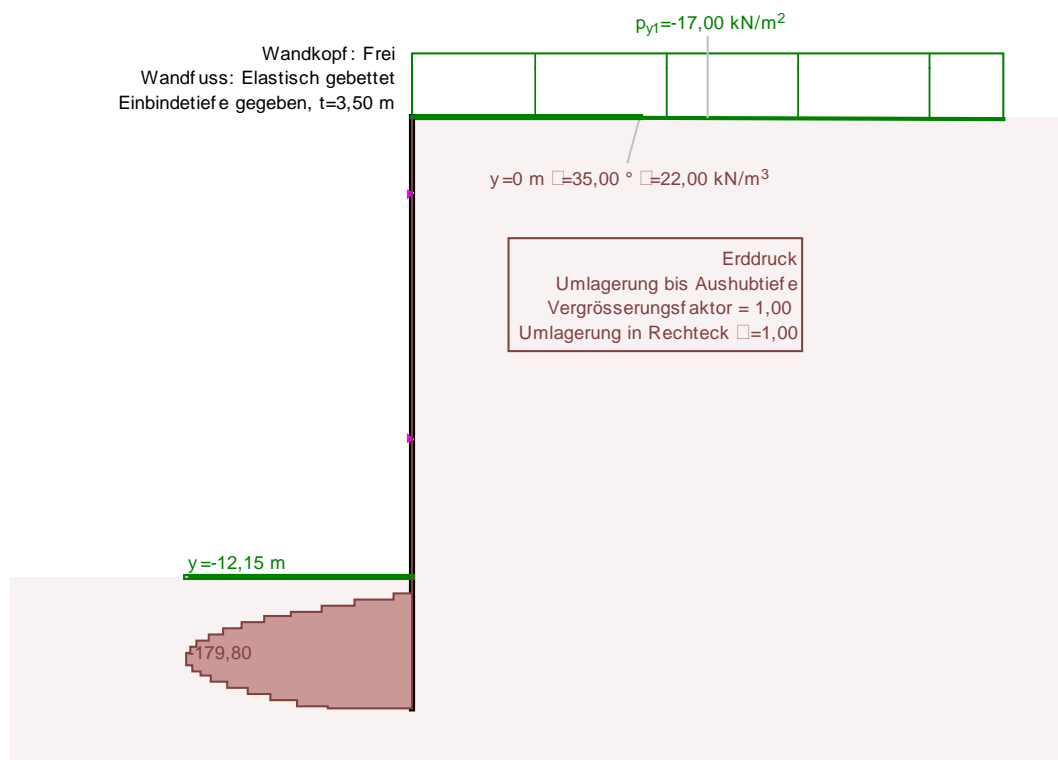
Diagram of a retaining wall cross-section. The wall is shown in profile, with a vertical stem and a base. The ground surface is indicated by a horizontal line at the top. The wall is labeled with dimensions and properties:

- Wandkopf: Frei (Free top)
- Wandfuss: Elastisch gebettet (Elastically supported base)
- Einbindetiefe gegeben,  $t=3,50$  m (Embedment depth given,  $t=3,50$  m)
- Soil properties:  $\gamma = 22,00$  kN/m<sup>3</sup>,  $\phi = 35,00^\circ$
- Surcharge:  $p_{y1} = -17,00$  kN/m<sup>2</sup>
- Erddruck (Earth pressure) calculation parameters:
  - Umlagerung bis Aushubtiefe (Redistribution up to excavation depth)
  - Vergrößerungsfaktor = 1,00 (Increase factor = 1,00)
  - Umlagerung in Rechteck  $\eta = 1,00$  (Redistribution in rectangle  $\eta = 1,00$ )
- Excavation depth:  $y = 12,15$  m
- Resultant earth pressure point:  $113,82$  m

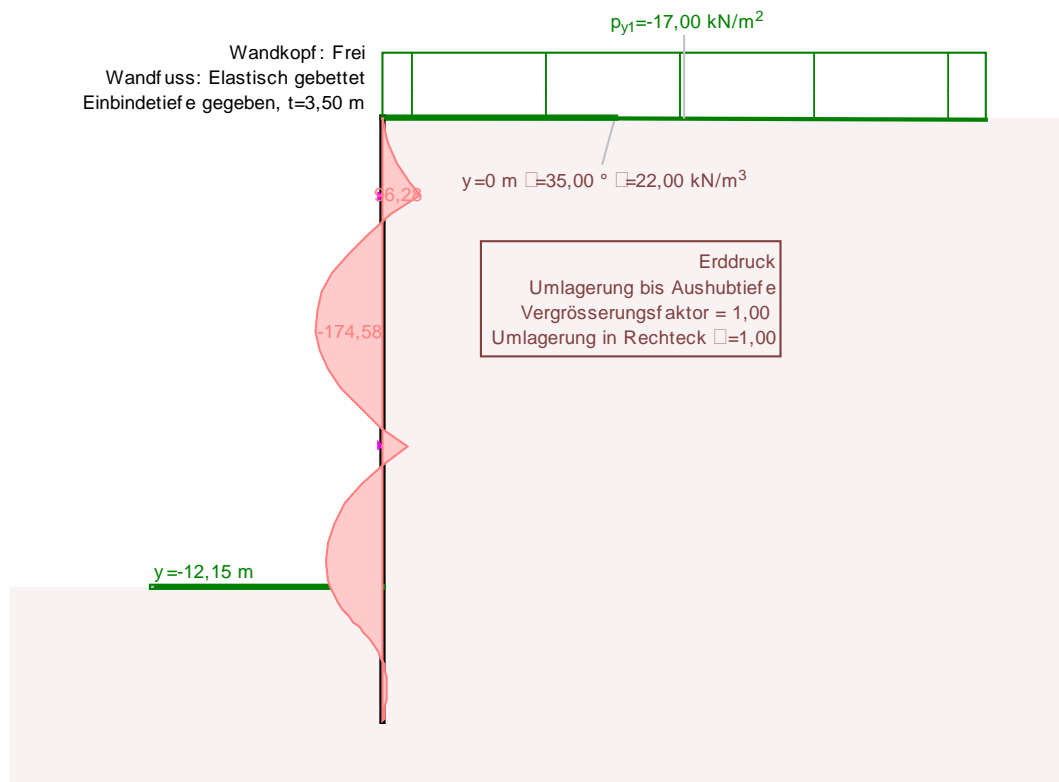
P:\PROJECT\900\024 UMF. VAHRN\PLANUNG\AUSFÜHRUNGSPROJEKT 2018 VALIDIERUNG\02 STAT BERICHT\1396 VAHRN MAPPE 6 DOCX PDF\6-1 BV-S-701.DOC



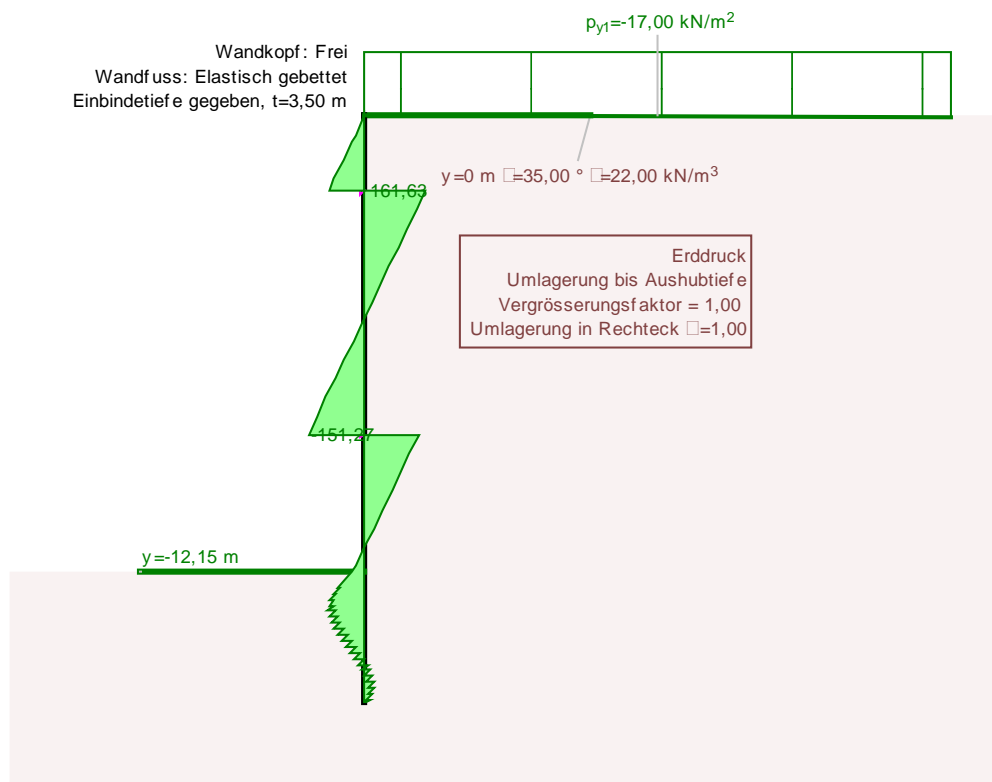
Deformazione



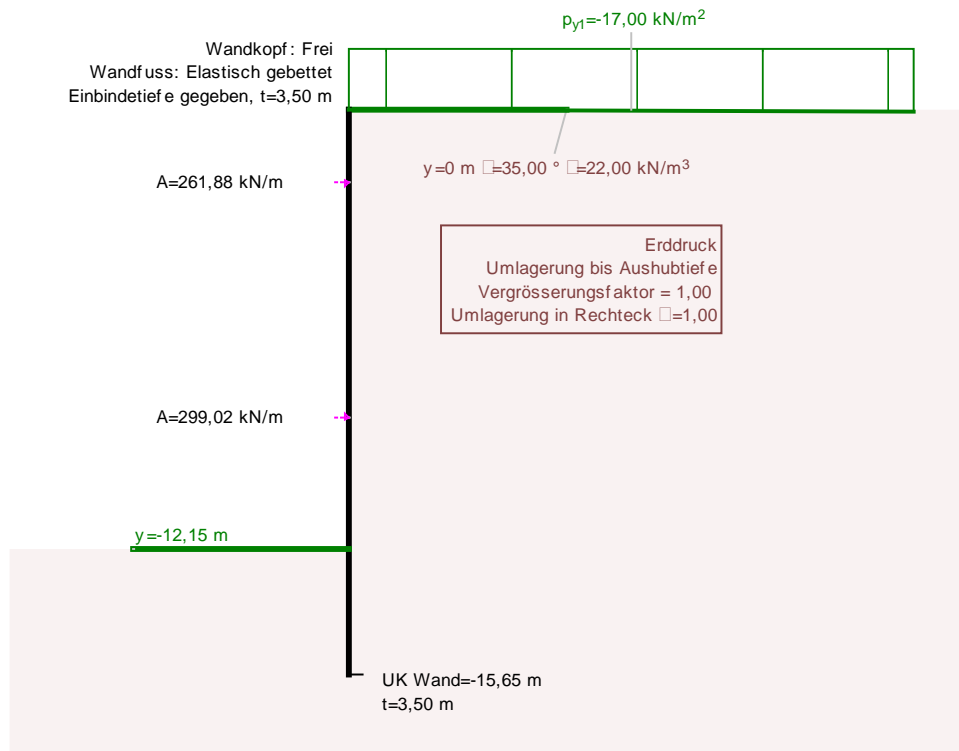
Sottofondo



Momento flettente

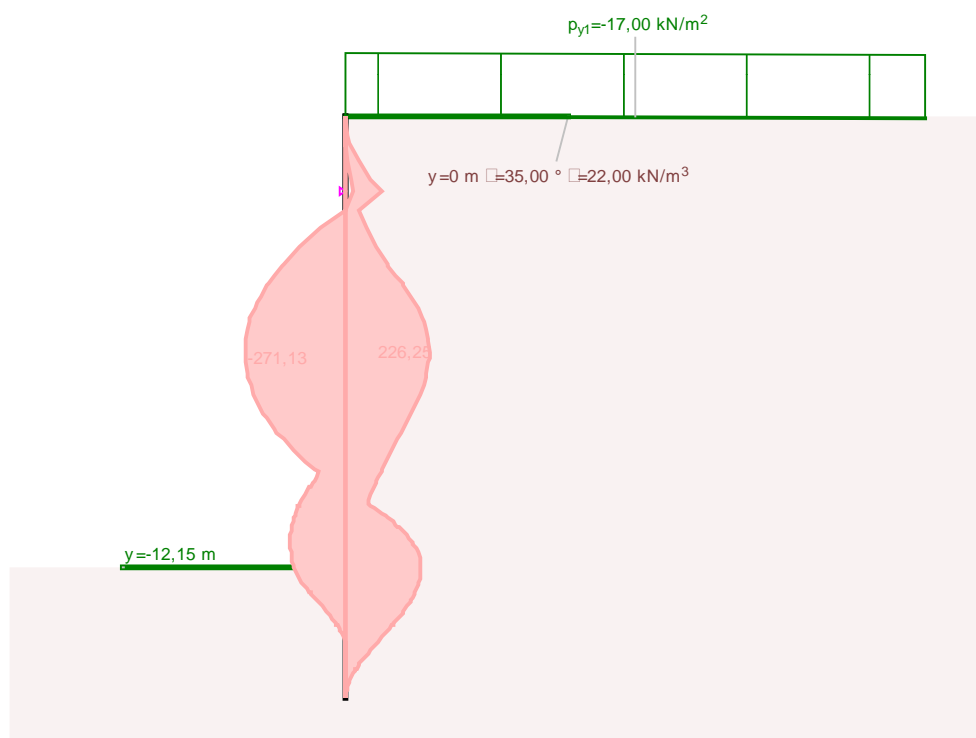


Forza di taglio

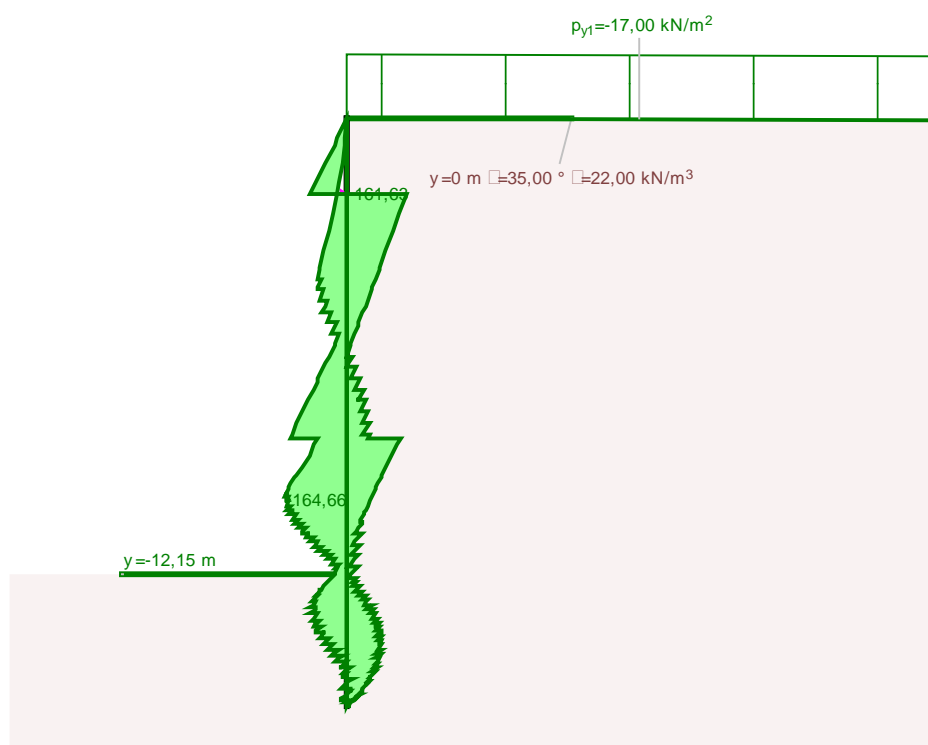


Forze di ancoraggio

#### 6.4.5 Sovrapposizione di tutte le fasi di scavo

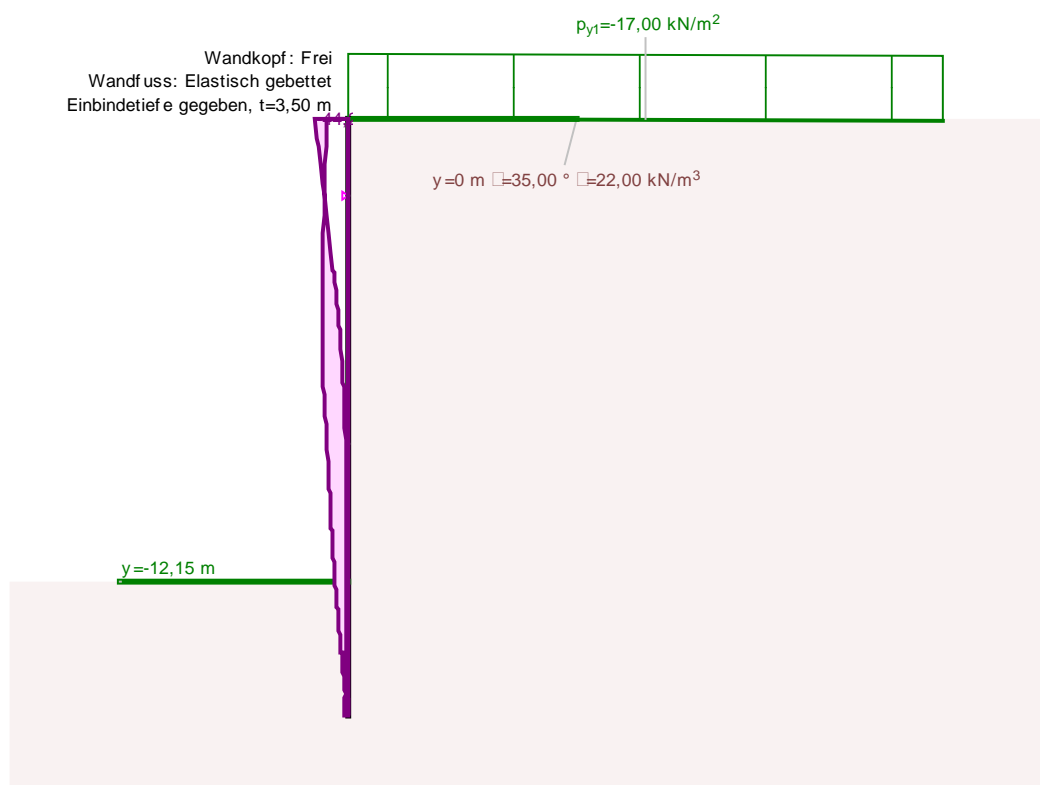


Momento flettente

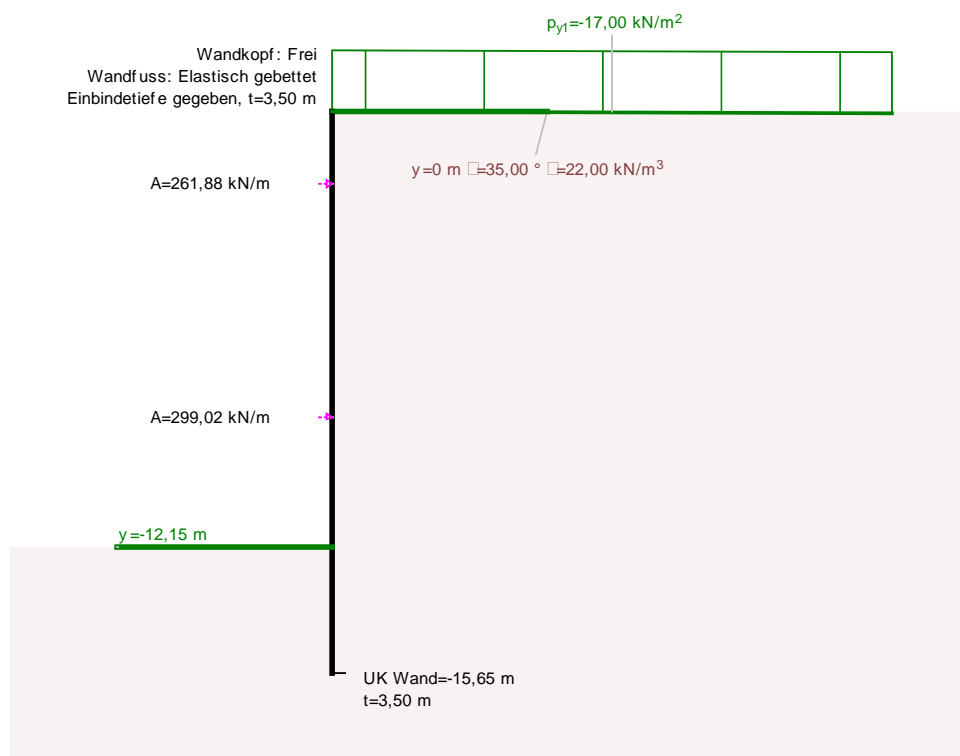


Forza di taglio





## Deformazione



## Forze di ancoraggio

#### 6.4.6 Verifica delle massime reazioni di sottofondo

Le reazioni massime di sottofondo si verificano, rispettivamente, durante lo scavo, a 2.76 m di profondità, con valore pari a 187 kN/m e, a scavo ultimato, ad una profondità di 1.65 m, con valore pari a 179 kN/m<sup>2</sup>, al disotto del fondo scavo. Considerando un solo palo trivellato ed un interasse del valore di 1.70 m, la reazione del terreno sul palo trivellato è pari a  $179 \times 1.7 / 0.9 = 338 \text{ kN/m}^2$ .

Secondo [ 3 ], pagina 433, l'angolo di attrito parete-terreno può essere applicato con  $\delta = -\varphi$ . Il coefficiente di spinta passiva delle terre, per un terreno con  $\varphi = 35^\circ$  e con angolo di attrito parete-terreno  $\delta = -\varphi$ , è di 18.8.

In questo modo, con valore  $-1.65 \text{ m}$ , è possibile ammettere una spinta delle terre di  $1.65 \times 22 \times 18.8 = 682 \text{ kN/m}^2$ . Secondo [ 8 ], paragrafo 5.4, la spinta delle terre ammissibile è, con fattore di sicurezza parziale di 2.0, pari a  $682 / 2.0 = 341 \text{ kN/m}^2$ . Detto valore è superiore alla spinta delle terre presso il palo trivellato determinata con il modello di calcolo (338 kN/m<sup>2</sup>).

### 6.5 Dimensionamento palo trivellato

#### 6.5.1 Armatura a flessione

Il massimo momento flettente è 271 kNm/m.

Alla luce del passo dei pali trivellati, pari a 1.70 m, il momento flettente determinante per il dimensionamento del palo trivellato singolo è pari a  $271 \times 1.7 = 461 \text{ kNm/palo}$ .

$$M_{sd} = 1.4 \times 461 = 646 \text{ kNm}$$

Il coefficiente di sicurezza parziale 1.4, dovuto al peso proprio, è rispondente alla disposizione nazionale italiana [ 11 ].

La sezione circolare, con diametro di 90 cm, viene mutata in un quadrato equivalente. La lunghezza laterale diventa dunque 80 cm.

con  $z = 0.65 \text{ m}$ :

$$a_s = 646 \times 1.15 / 0.65 / 42 = 27.2 \text{ cm}^2$$

scelto: 8Ø22 per parte

corrispondente a 16Ø22 distribuito sul perimetro.

$$\text{Perimetro: } d \pi = 0.83 \times \pi = 2.60 \text{ m}$$

Distanza dei Ø22: ca. 16 cm

### 6.5.2 Armatura a taglio

Il valore massimo della forza di taglio è pari a 165 kN/m.

Alla luce del passo dei pali trivellati, pari a 1.70 m, la forza di taglio determinante per il dimensionamento dell'armatura a taglio del palo trivellato singolo è pari a  $165 \times 1.7 = 281$  kN/palo. Il calcolo viene eseguito con la sezione quadrata equivalente di  $80 \times 80$  cm<sup>2</sup>.

$$V_{sd} = 1.4 \times 281 = 393 \text{ kNm}$$

Il coefficiente di sicurezza parziale 1.4, dovuto al peso proprio, è rispondente alla disposizione nazionale italiana [ 11 ].

Resistenza allo sforzo di taglio del puntone di cls:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.6 (1 - 20/250) = 0.552$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \text{ (Paragrafo 3.16 EN 1992-1-1)}$$

$$\alpha_{cc} = 0.8 - 1.0$$

$$f_{cd} = 0.8 \times 20 / 1.5 = 10.67 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \times 0.8 \times 0.65 \times 0.552 \times 10.67 / 2 = 1.53 \text{ MN} > 0.39 \text{ MN}$$

Armatura a taglio:

$$a_{sw} = V_{Rds} / z / f_{ywd} = 393 \times 1.15 / 0.65 / 42 = 16.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

scelta: elica Ø14 con passo 17.5 cm

### 6.5.3 Palo trivellato Ø90 cm: riepilogo

Calcestruzzo C20/25

Armatura longitudinale: 16 Ø22 rundum

Elica: Ø14 con passo 17.5 cm

## 6.6 Dimensionamento tamponamento

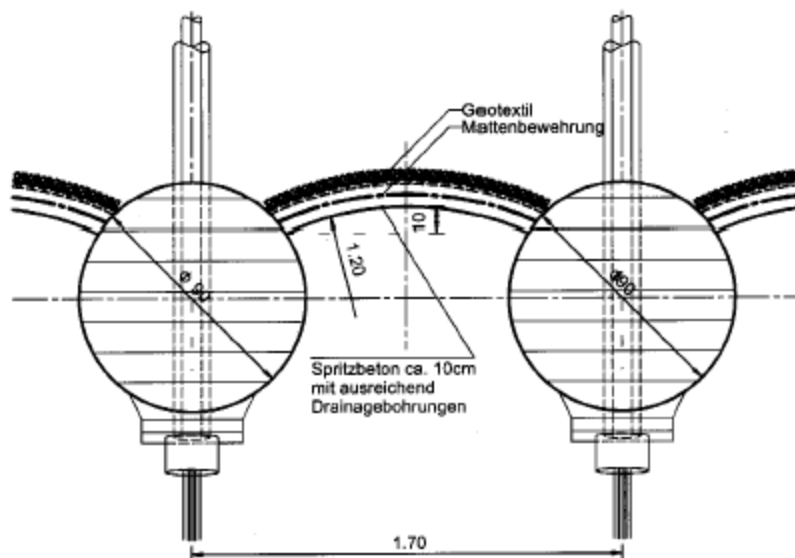
Il tamponamento viene eseguito con spritz beton, spessore  $d = 10$  cm, lunghezza  $1.0$  m, scostamento  $10$  cm. Ciò corrisponde ad un raggio di arrotondamento di ca.  $1.20$  m.

Carico da spinta delle terre a riposo:

Coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0.43$

A  $12.15$  m di profondità ed assumendo un carico mobile:

$$e_0 = (16.67 + 12.15 \times 22) \times 0.426 = 121 \text{ kN/m}^2$$



viene osservata la sezione inferiore del tamponamento, sottoposta ad un carico di  $121 \text{ kN/m}^2$ , oltre  $1\text{m}$  di altezza.

$$\text{Sforzo normale } N = p \times r = 121 \times 1.20 = 145 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{Spritzbeton}} = 1.0 \times 0.10 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$N_{R_s} = 145 \times 1.5 = 217 \text{ kN}$$

$$N_{R_d}: f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.8 \times 20 / 1.5 = 10.67 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{R_d} = f_{cd} A = 10.67 \times 0.1 = 1.067 \text{ MN/m} = 1067 \text{ kN/m} > 217 \text{ kN/m}$$

Spritz beton C20/25 con spessore  $10$  cm, scostamento  $a = 10$  cm.

## 6.7 Ancoraggi pretesi

### 6.7.1 Forza di ancoraggio e posizione

Nel modello di calcolo, la forza massima di ancoraggio è 299 kN/m.

Alla luce del passo dei pali trivellati, pari a 1.70 m, la forza massima di ancoraggio per palo trivellato è pari a  $299 \times 1.7 = 508$  kN (carico di esercizio).

Gli ancoraggi sono ubicati rispettivamente a 2.0 m ed a 8.5 m sotto il piano campagna. L'inclinazione degli ancoraggi è di  $10^\circ$  rispetto alla superficie orizzontale.

### 6.7.2 Tipo di ancoraggi

Tiranti temporanei: ancoraggi a trefoli Dywidag:

	Stahlgüte [N/mm <sup>2</sup> ]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm <sup>2</sup> ]	Last an der Streckgrenze* [kN]	Bruchlast* [kN]
•	1570/1770	0,6"	140	220	248
•	1570/1770	0,62"	150	236	266
	1670/1860	0,6"	140	234	260
	1670/1860	0,62"	150	251	279
*pro Litze					
• gängiger Typ					

St 1570/1770: 4 x 0.60":

Carico di rottura  $F_b = 4 \times 248 = 992$  kN

Carico di snervamento:  $4 \times 220 = 880$  kN

Le verifiche vengono eseguite in conformità alla UNI EN 1537, paragrafo D.

### 6.7.3 Resistenza interna degli ancoraggi

Carico  $E_d = 1.4 \times 508 = 711$  kN

In conformità a [ 6 ], la sicurezza parziale è 1.35.

Resistenza ancoraggi  $R_d = 992 / 1.35 = 734$  kN >  $E_d$

Forza di pretensionamento: 80% del carico di esercizio =  $0.8 \times 508 = 405$  kN.

La forza di fissaggio al momento 0 rimane, in tal modo, sotto  $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 992 = 595$  kN.

#### 6.7.4 Verifica della resistenza a trazione

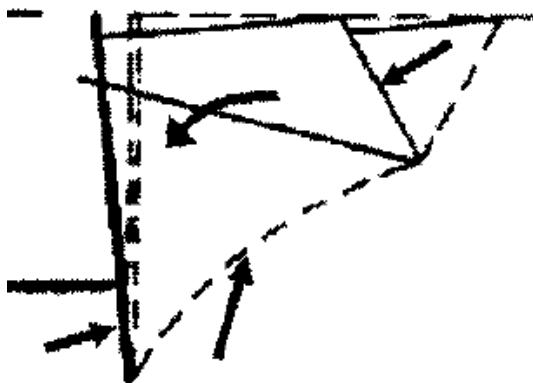
La resistenza a trazione per aderenza viene assunta pari a 170 kN/m, per riporti e depositi di debris, di cui [ 1 ]. Il coefficiente di sicurezza viene fissato pari a 2.00. In questo modo, la forza di aderenza ammessa è pari a  $170 / 2.0 = 85$  kN/m.

Tratto di aderenza:  $l = \text{carico di esercizio} / \text{forza di aderenza ammessa} = 508 / 85 = 6.00$  m

#### 6.7.5 Lunghezza ancoraggi

La lunghezza necessaria degli ancoraggi, intesa come somma della lunghezza libera e del tratto di aderenza, deriva dalla verifica del giunto di scivolamento profondo; la verifica viene condotta rispetto ad una rottura del cuneo di terreno a tergo della paratia di pali trivellati, compreso l'ancoraggio.

### Versagen in der tiefen Gleitfuge



La geometria da considerare per il cuneo di terreno è condizionata dalla paratia di pali, dal centro del tratto di aderenza e dal punto di torsione del piede della paratia di pali. Detto punto di torsione è definito, in pali trivellati in tensione, come il punto in cui la forza di taglio è nulla.

Questa verifica deve essere eseguita per la prima fase di scavo, -9.0 m sotto il piano campagna e per la fase finale. L'angolo di attrito parete-terreno  $\delta$  viene assunto di  $2/3 \varphi$ . La lunghezza del tratto libero degli ancoraggi superiori viene stabilita di 9.50 m; quella degli ancoraggi inferiori di 7.75 m. Il tratto di aderenza è pari a 6.00 m per ciascun ancoraggio.

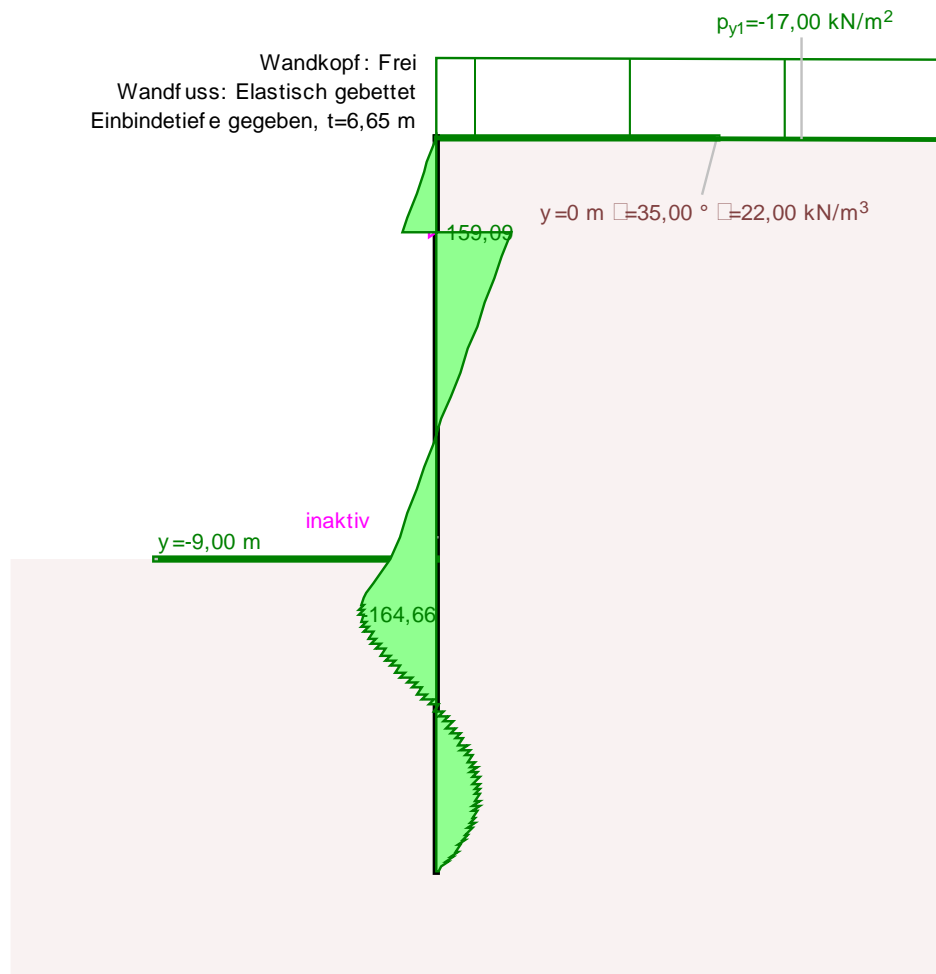
Coefficiente di spinta del terreno attiva per  $\varphi = 35^\circ$  ed angolo di attrito parete-terreno  $2/3 \varphi$ :  $k_a = 0.244$

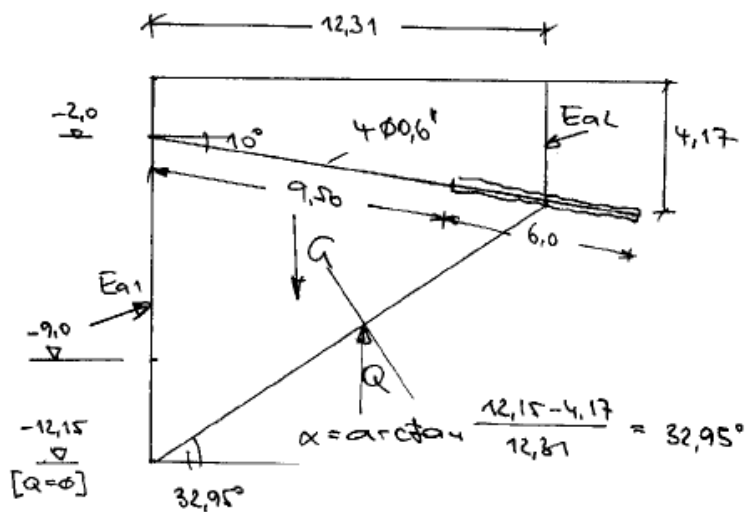
Fase di scavo –9.00 m prima del tensionamento dell'ancoraggio inferiore:

Lo scavo avviene fino a 9 m sotto il piano campagna.

Il punto zero della forza di taglio si trova a 3.15 m sotto il fondo dello scavo.

La forza di ancoraggio per metro è, per questa fase di costruzione, di 201 kN/m.





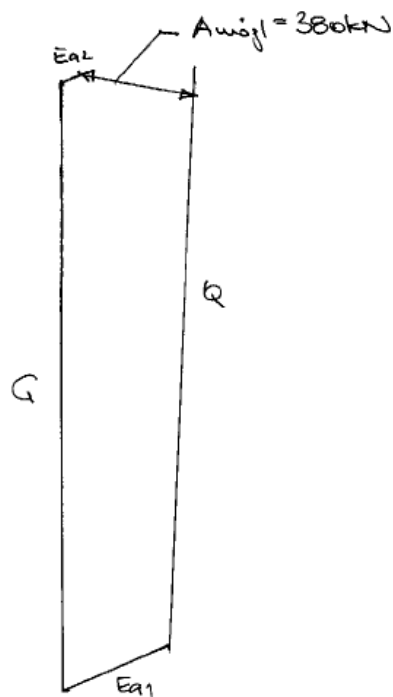
$$Ea1 = 12.15 \times 22 \times 0.244 \times \frac{12.15}{2} = 396 \text{ kN/m}$$

$Ea2$  mit Verkehrslast:

$$Ea2 = 4.17 \times 22 \times 0.244 \times \frac{4.17}{2} + 16.7 \cdot 0.244 \cdot 4.17 = 46.7 + 17 = 64 \text{ kN/m}$$

$$G = \frac{4.17 + 12.15}{2} \cdot 12.31 \cdot 22 = 2210 \text{ kN/m}$$

Außerkraft: 236 kN/m



$$\text{Sicurezza: } \eta = A_{mögl} / A_{vorh} = 380 / 236 = 1.61 > 1.50$$

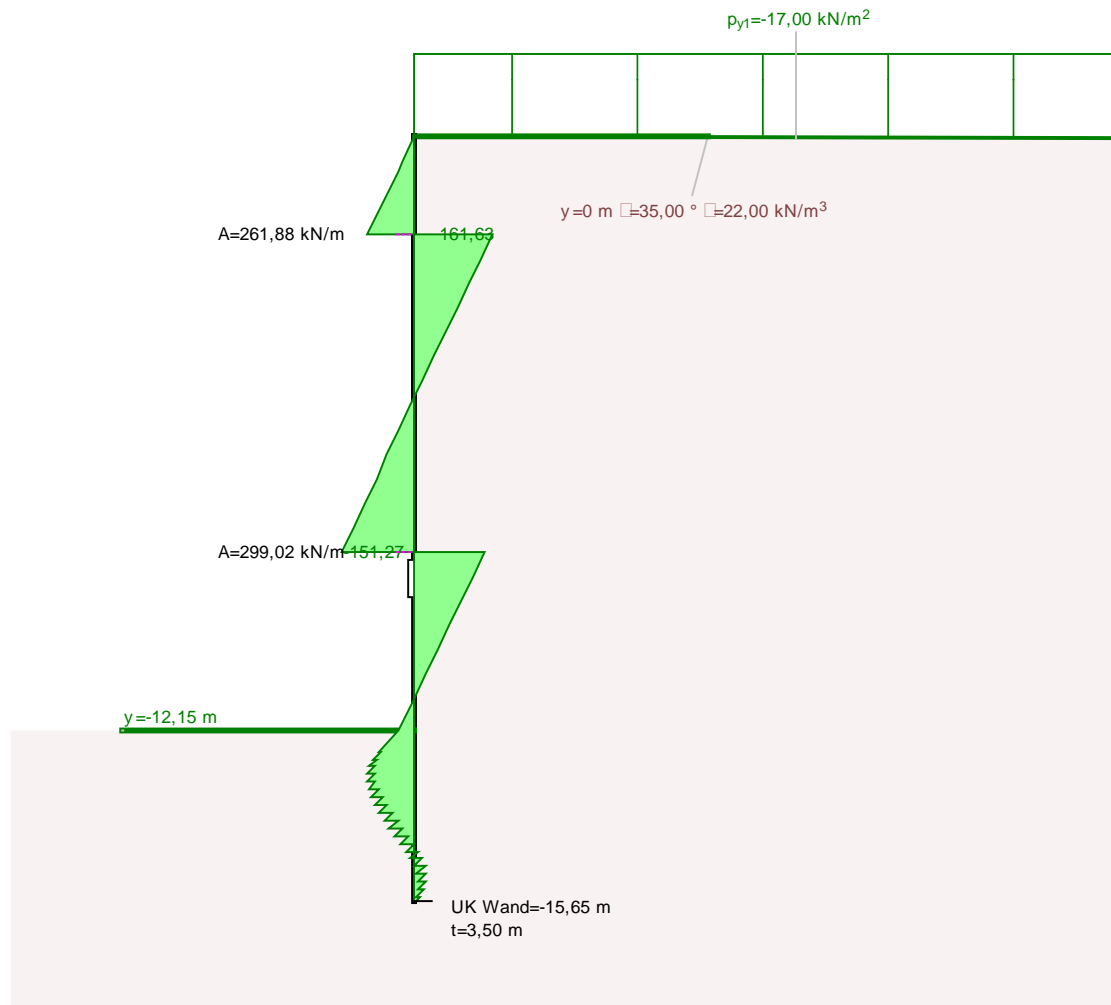


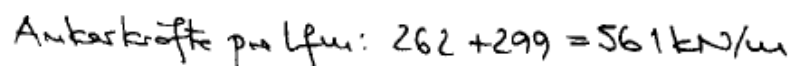
Fase finale dopo il tensionamento di tutti gli ancoraggi:

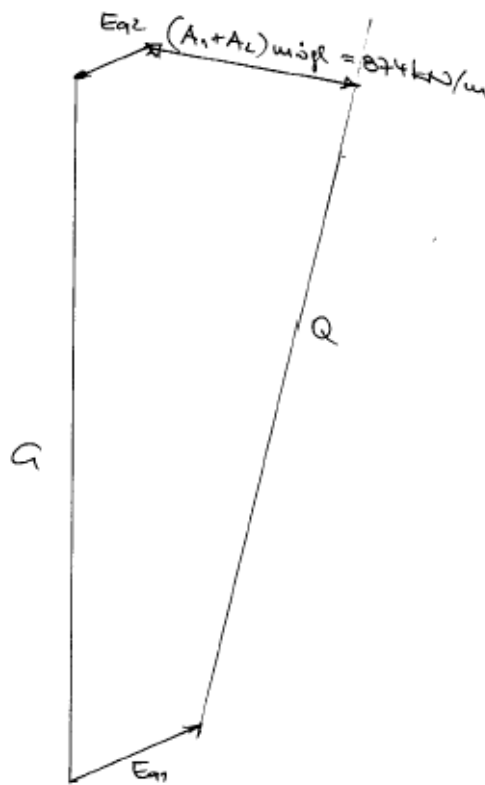
Lo scavo viene eseguito fino a 12.15 m sotto il piano campagna.

Il punto zero della forza di taglio si trova a 2.5 m sotto il fondo dello scavo.

La forza di ancoraggio per metro è, per questa fase di costruzione, di  $262 + 299 = 561$  kN/m.







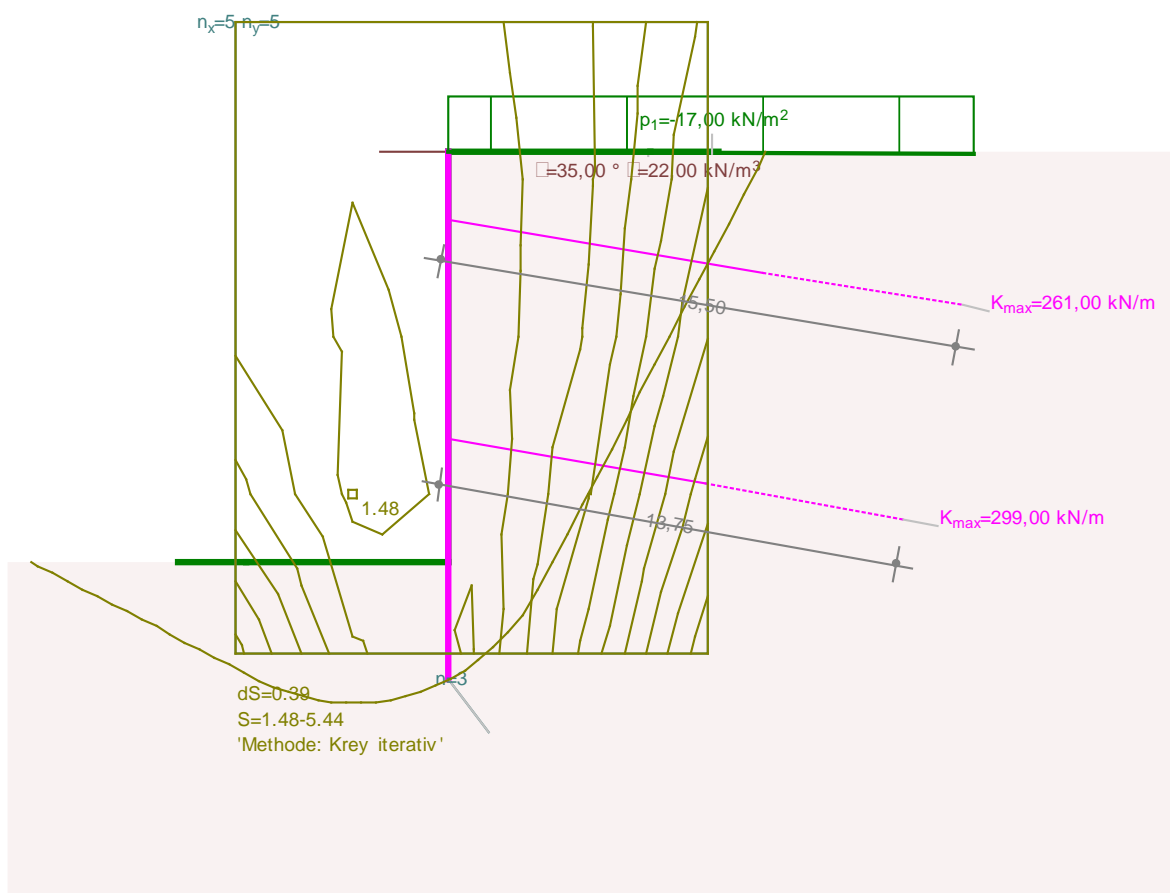
Ne deriva una somma possibile delle forze di ancoraggio di 874 kN/m.

Sicurezza:  $\eta = A_{mögl} / A_{vorh} = 874 / (299 + 262) = 1.55 > 1.50$

### 6.7.6 Sicurezza contro rottura

Alla verifica del giunto di scivolamento profondo è da aggiungere quella della sicurezza contro rottura. Detta verifica deve essere eseguita in conformità a [ 8 ], paragrafo 7.4 (5), con le spinte attive delle terre aumentate del fattore di sicurezza pari 1.4.

Gli ancoraggi pre-tesi vengono inseriti come elementi di aderenza. La forza di trazione di calcolo in questi elementi viene derivata dal risultato del dimensionamento della paratia di pali trivellati.

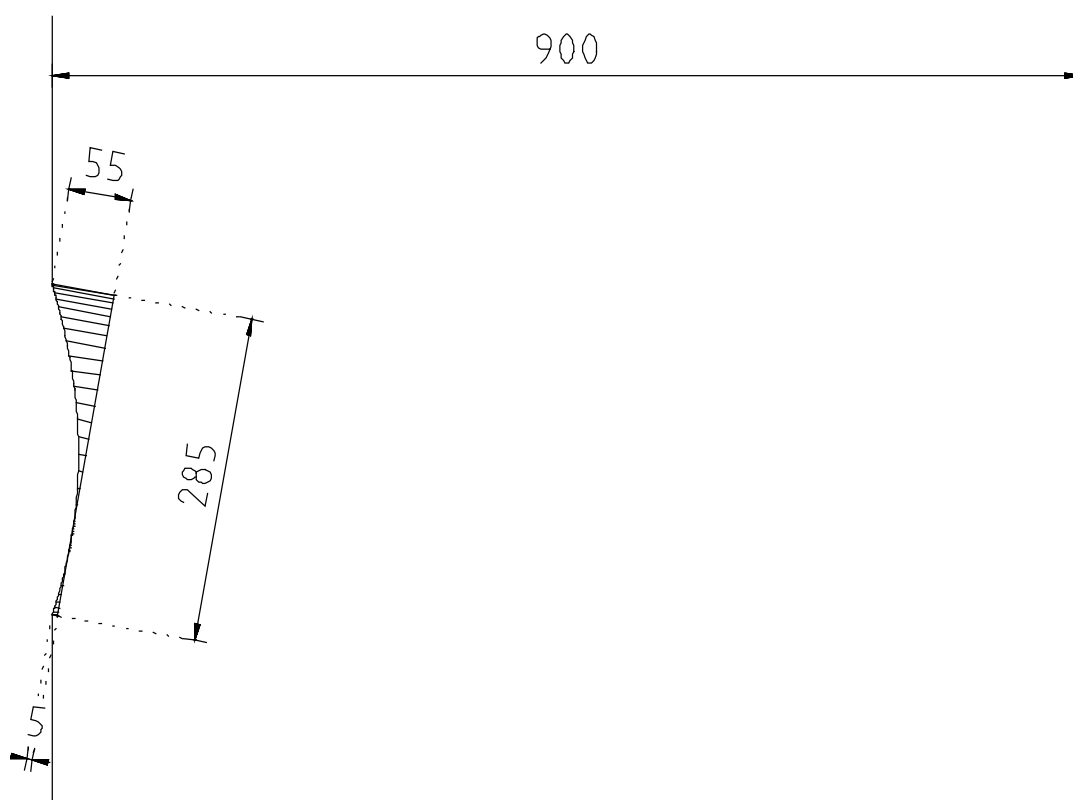


La sicurezza di calcolo è pari a  $1.48 > 1.40$ .

#### 6.7.7 Struttura della testa di ancoraggio

Secondo la concessione di cui al punto [ 9 ] della letteratura di riferimento, la testa dei tiranti a trefoli, 4 x 0.6", con inclinazione pari a  $10^\circ$ , necessita di una piastra di appoggio di dimensioni 250 mm x 250 mm x 30 mm. L'alloggiamento viene realizzato successivamente per fresatura; viene pertanto impiegata una piastra di appoggio circolare di uguale superficie, del diametro di 28.5 mm e spessa 30 mm.

L'inclinazione di  $10^\circ$  fa sì che, in corrispondenza del punto di fresatura più alto, l'asportazione di cls sia inferiore a 6 cm ( $< 6$ ). In questo modo viene garantito che, dato un copriferro di 7 cm, l'armatura posata non risenta della realizzazione dell'appoggio circolare inclinato.



#### 6.7.8 Ancoraggi pretesi: riepilogo

Ubicazione: 2.0 m e 8.5 m sotto il piano campagna in ciascun palo trivellato

Ancoraggi a trefoli temporanei Dywidag qualità acciaio St 1570/1770: 4 x 0.60" o equivalenti

Serie superiore di ancoraggi: 2 m sotto il piano campagna

Tratto libero: 9.5 m

Tratto di ancoraggio: 6.0 m

Forza di pretiro:  $0.8 \times 261 \times 1.7 = 355 \text{ kN}$

Serie inferiore di ancoraggi: 8.5 m sotto il piano campagna

Tratto libero: 7.75 m

Tratto di ancoraggio: 6.0 m

Forza di pretiro:  $0.8 \times 299 \times 1.7 = 405 \text{ kN}$

Inclinazione: 10°

Piastra di appoggio: circolare, Ø285 mm x 30 mm

Alloggiamento testa di ancoraggio: per fresatura nel palo trivellato; profondità max. (sul piano campagna) < 6 cm

Carotaggio nel palo trivellato: adeguato all'asta di perforazione

Armatura elicoidale non necessaria