



Projekt/progetto:

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

AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO

3	01.10.2018	Lizenznummer/ Estremi licenza d'uso	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
2	10.08.2018	Kapitel 3 ergänzt/ Cap. 3 aggiunto	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
1	23.01.2018	Versch. Ergänzungen / Div. integrazioni	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
0	22.01.2016	erste Ausgabe / prima edizione	M. Böhm	O.Pape	R.Feldbacher
Rev.	Datum/data	Ausgabe, Änderung/edizione, aggiornamento	erstellt/elaborato	geprüft/esaminato	freigegeben/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:

UMFAHRUNG VAHRN
BAUGRUBENSICHERUNG
STATISCHE BERECHNUNG

Titolo del documento:

GALERIA VARNA
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-722

Einlage Nr./allegato n.:

7-2

INHALTSVERZEICHNIS

1	ALLGEMEINES	1
2	ZUGEHÖRIGE DOKUMENTE	1
3	HERKUNFT UND CHARAKTERISTIK DER BERECHNUNGSMETHODE	3
4	QUERSCHNITT	4
5	BAUGRUND	5
6	BELASTUNGEN	8
6.1	Eigengewicht	8
6.2	Auflast Lärmschutzdamm	8
6.3	Erdlast	8
6.4	Wasserdruck	8
6.5	Verkehrslasten auf der Böschung	8
7	TEILSICHERHEITSBEIWERTE	8
8	BAUSTOFFE	9
8.1	Beton	9
8.2	Betonstahl	9
9	STATISCHES SYSTEM BOHRPFAHLWAND	9
9.1	Aufgelöste Bohrpfahlwand	9
9.2	Statische Kennwerte Bohrpfahlwand Ø90	10
9.3	Statische Kennwerte Mikropali Ø40	10
9.4	Bettung	10
9.5	Minimale Einbindetiefe	11
10	QUERSCHNITT TYP K1 _A ^{BPFW} (BLOCK 39)	12
10.1	Geometrie	12
10.2	Minimale Einbindetiefe	13
10.3	Untersuchung der Aushubzustände	14
10.4	Bemessung Bohrpfahl	34
10.5	Bemessung Ausfachung	36
10.6	Vorspannanker	37
11	QUERSCHNITT TYP K1 _B ^{BPFW} (BLOCK 22 BIS 24)	51
11.1	Geometrie	51
11.2	Minimale Einbindetiefe	54
12	QUERSCHNITT TYP K2 ^{BPFW}	55
12.1	Geometrie	55
12.2	Minimale Einbindetiefe	56
12.3	Untersuchung der Aushubzustände	57
12.4	Bemessung Bohrpfahl	63

12.5	Bemessung Ausfachung	64
12.6	Vorspannanker	65
13	QUERSCHNITT TYP K3 ^{BPfW} (MIKROPALI)	69
13.1	Geometrie	69
13.2	Minimale Einbindetiefe	70
13.3	Untersuchung der Aushubzustände	71
13.4	Bemessung Mikropfahl	74
13.5	Bemessung Gurtung	75
13.6	Vorspannanker	76
14	ZUSAMMENSTELLUNG DER ERGEBNISSE	80
14.1	Querschnitt K1 _A ^{BPfW}	80
14.2	Querschnitt K1 _B ^{BPfW}	80
14.3	Querschnitt K2 ^{BPfW}	80
14.4	Querschnitt K3 ^{BPfW}	81
14.5	Werkstoffe	81
14.6	Angaben über Litzenanker	82

1 ALLGEMEINES

Im Zuge der Umfahrung Vahrn wird wegen der Nähe der SS12 zur Autobahn A22 für die Herstellung des Tunnels Vahrn zur Sicherung der westlichen Baugrubenwände die Errichtung von temporären Baugrubensicherungen erforderlich. Diese werden teils mittels Nagelwand, teils mittels rückverankerter Kleinbohrpfahlwand und teilweise als rückverankerte aufgelöste Bohrpfahlwand hergestellt. Lokal ist es wegen der unmittelbaren Nähe der Autobahn erforderlich, die Bohrpfähle in eine Deckelbauweise zu integrieren. Diese Abschnitte sind nicht Teil der vorliegenden Statik.

Nachfolgend werden die Abschnitte:

$$3 + 800 - 4 + 087$$

$$4 + 176 - 4 + 212$$

$$4 + 248 - 4 + 390$$

untersucht. Dabei werden 3 repräsentative Querschnitte für die Bemessung der Bohrpfahlwand mit den Bezeichnungen $K1^{BPfW}$, $K2^{BPfW}$ und $K3^{BPfW}$ betrachtet. Diese Berechnungsquerschnitte korrespondieren im Wesentlichen mit den Berechnungsquerschnitten der Tragwerksbemessung der Kastenquerschnitte des Tunnels K1, K2 und K3 gemäß Bericht 725.

Die Typen $K1^{BPfW}$ und $K2^{BPfW}$ werden als aufgelöste Bohrpfahlwand mit Spritzbetonausfachung hergestellt. Typ $K3^{BPfW}$ ist mit Mikropfählen geplant.

Die Wand hat Aushubhöhen bis ca. 15.30m zuzüglich einer Berme mit Böschung am Wandkopf.

Die östlichen Baugrubenwände sowie die flach einschneidenden Portalbereiche werden mittels einer 3:1 (ca. 70°) geneigten und vernagelten Spritzbetonwand gesichert. Bei hinreichenden Platzverhältnissen wird die Baugrube in den Portalbereichen Nord und Süd und auf der Ostseite des Tunnels geböscht mit Neigung 2:3 ausgeführt.

2 ZUGEHÖRIGE DOKUMENTE

- [1] Autonome Provinz Bozen, Umfahrung Vahrn, Einreichprojekt 2006, Geotechnischer Bericht, Einlage 5-2
- [2] EAB, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, 3. Auflage, 1994
- [3] Dywidag Systems Internat., Dywidag Ankersysteme, Litzendaueranker, Zulassung
- [4] ÖNORM EN 1537, Ausgabe 2000-09-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Verpressanker

- [5] Grundbautaschenbuch Teil 2, 4. Auflage 1991
- [6] Grundbautaschenbuch Teil 3, 4. Auflage 1992
- [7] 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
- [8] UNI EN 1997-1, Ausgabe 2013: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
- [9] 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
- [10] ÖNORM EN 1537, Ausgabe 2013-11-01: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verpressanker
- [11] DYWIDAG-Systems International, SUSPA-Kompaktanker für Fels und Boden: Zulassungsnummer Z-20.1-64, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 17.03.2015
- [12] DYWIDAG-Systems International, Bodenvernagelung System „DYWIDAG“: Zulassungsnummer Z-20.1-106, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 01.05.2017
- [13] NTC 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.

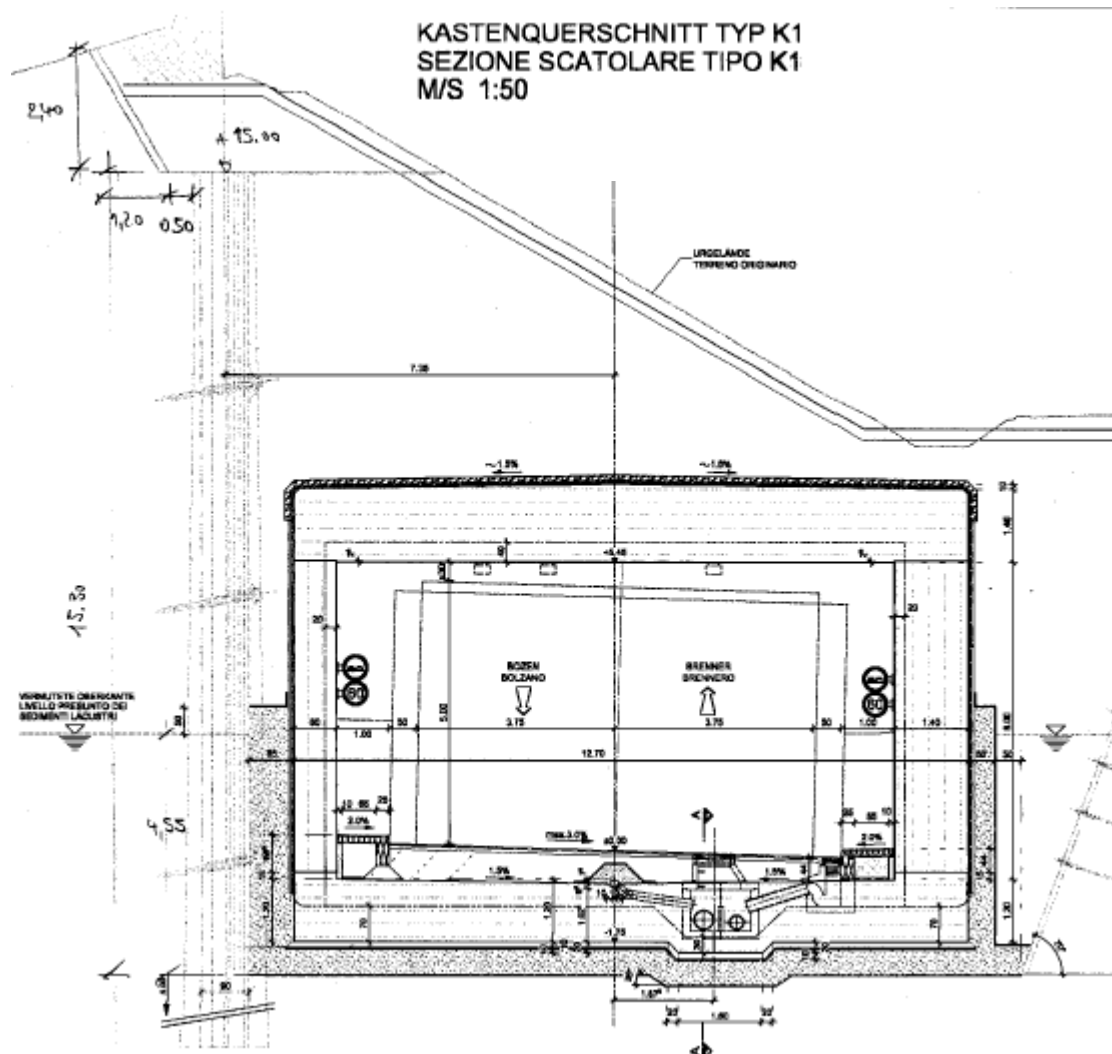
Validierung der Berechnungsmethoden

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 QUERSCHNITT

Die Stützwand wird als verankerte Bohrpfehlwand mit Ortbetonbohrpfählen mit Durchmesser 90 cm mit einem Achsabstand von 1.70 m ausgebildet. Der Zwischenraum wird mit einem Spritzbetongewölbe ausgefacht. Die Pfehle werden mit bis zu drei Lagen Temporärankern rückverankert. Die Bohrpfehle werden von einem vorab herzustellenden Bohrplanum abgeteuft.

Nachfolgend wird zur Verdeutlichung der Situation der Querschnitt Typ K1 dargestellt.



5 BAUGRUND

Zum Baugrund liegt der Geologisch – Geotechnische Bericht BV-U-601 vom 29.02.2008 zugrunde. Es stehen folgende Böden an:

a) Anschüttung

b) Murschutt

c) Übergangsfazies

d) Seesedimente

	AUFSCÜTTUNG RIPORTO
	MUR-/ SCHWEMMKEGELABLAGERUNGEN DEBRIS FLOW / DEPOSITI DI CONO ALLUVIONALE
	ÜBERGANGSFAZIES (MURSCHUTT-SEESSEDIMENTE) ZONA DI PASSAGGIO (DEBRIS FLOW-DEPOSITI LACUSTRI)
	SEESSEDIMENTE DEPOSITI LACUSTRI

Der Übergangsfazies ist gering durchlässig und wirkt für Hangwasser als Stauer. Damit ist mit einem Hangwasserzudrang von Seite des Autobahndammes zu rechnen. Die Bodenkennwerte sind:

Charakteristische Bodenkennwerte

Fazies			Aufschüttung	Murschutt	Übergangsfazie	Seesedimente
Bodenart			steinige Kiese	sandig steinige Kiese	schluffige Sande stark veränderlich	Schluffe
Bodenart ÖN B4401			X,G,s	G,S,u bis G,s,u	S,u* bis S,u*,t	U,t'
Lagerung			mitteldicht	mitteldicht bis dicht	mitteldicht	steif bis halbfest (bis weich)
Wichte, feucht	γ_f	kN/m ³	22,0	22,0	21,0	20,0
Wichte unter Auftrieb	γ'	kN/m ³	13,0	13,0	12,0	10,0
Reibungswinkel, dräniert	ϕ'	Grad	35,0	35,0	30,0	27,0
Kohäsion, dräniert	c'	kN/m ²	0,0	0,0	0,0	10,0
Kohäsion, undräniert	c_u	kN/m ²	0,0	0,0	0,0	30,0
Steifemodul	E_{smin}	MN/m ²	50	70	30	30
	E_{smax}		80	10	60	60

Konstruktionsabhängige Kennwerte

Ortbetonpfähle						
Pfahlmantelreibung	τ_{mgrenz}	MN/m ²	0,12	0,12	0,03	0,03
Spitzendruck bei Pfahlkopfsetzung s/D= 0,02	σ_{sgrenz}	MN/m ²	1,50	1,50	0,30	0,30
Vorspannanker						
Vorspannanker Grenzkraft *)	T_{grenz}	KN/m	170,00	170,00	100,00	120,00 **)

**) Werte im Schluff mit Nachverpressen

*) Haftstrecke ca. 8-10 m und Durchmesser der Ankerbohrung 150mm

Abbildung 1: Bodenkennwerte aus BV-U-601

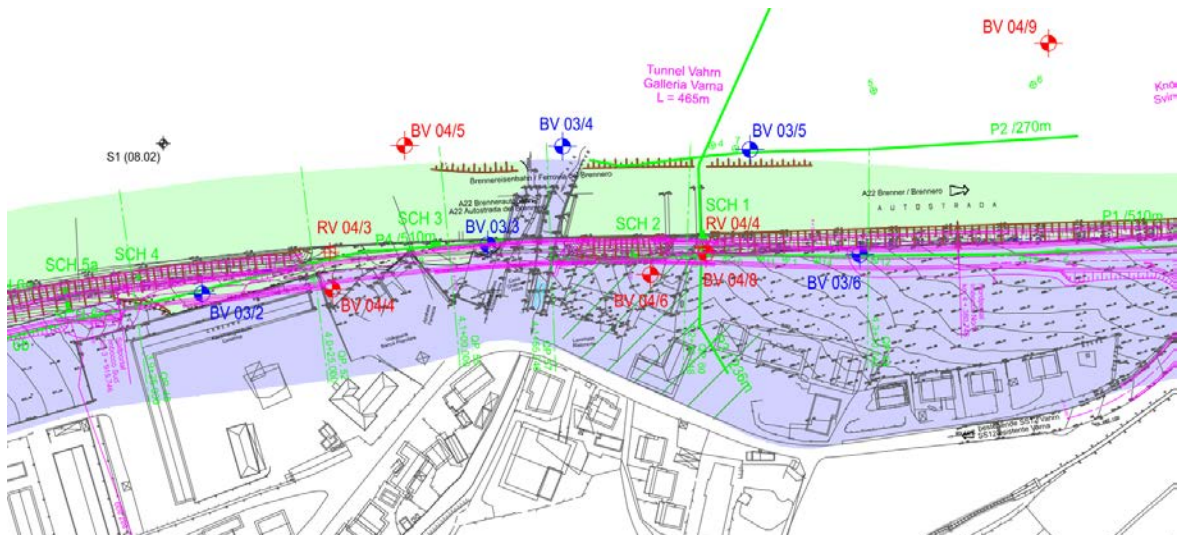


Abbildung 2: Auszug Lageplan mit Bodenaufschlüssen aus BV-U-603

Gemäß der Lage der Gradiente der Fahrbahn und dem geologischen Längsschnitt wird das Bauwerk in Folgenden Bodenschichten gegründet.

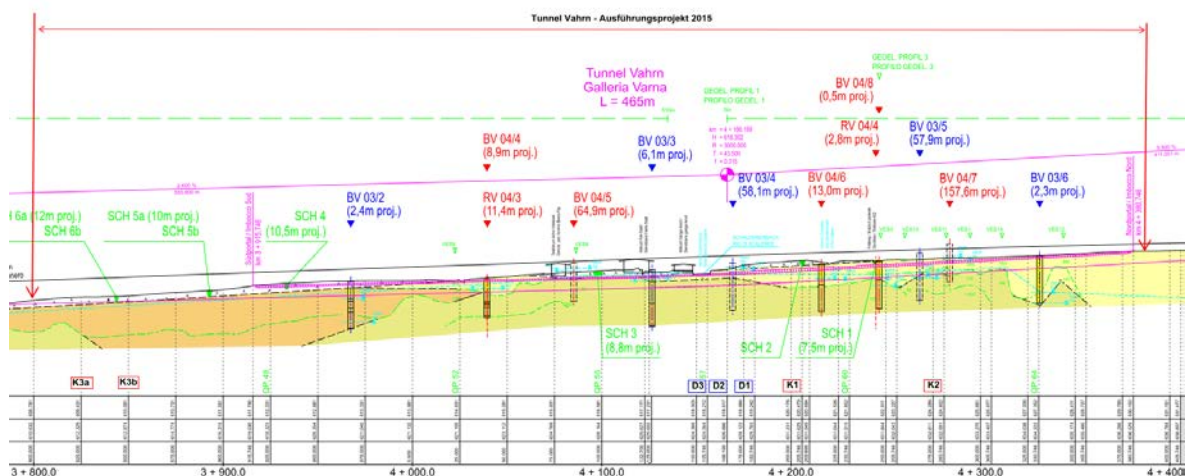
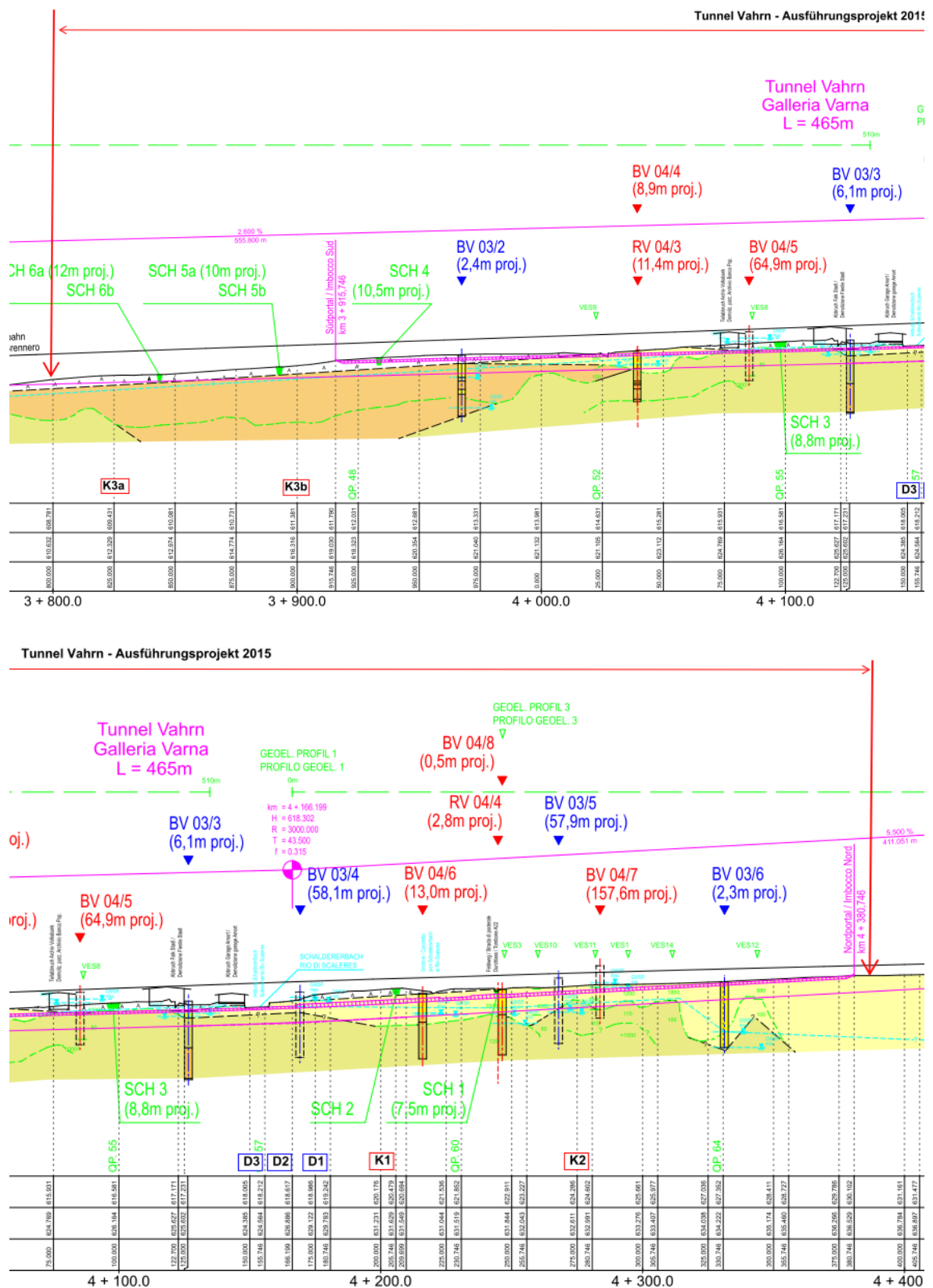


Abbildung 3: Auszug aus Geologischen Längsschnitt aus BV-U-604 - Gesamtübersicht



6 BELASTUNGEN

6.1 Eigengewicht

Die Eigenlast wird mit $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

6.2 Auflast Lärmschutzdamm

Der Lärmschutzdamm an der Autobahn wird als Erdlast mit $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

6.3 Erdlast

Die Erdlasten werden mit der endgültigen Einschütthöhe, welche über die Oberkante Bohrpfahl reicht, angenommen. Die Wichte des Einschüttmaterials wird mit $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Für die Berechnung wird ein erhöhter aktiver Erddruck mit $50\% k_a + 50\% k_o$ berücksichtigt.

6.4 Wasserdruck

Das in den lakustrinen Sedimenten anstehende Grundwasser muss im Zuge der Herstellung der Baugrube durch geeignete Maßnahmen entfernt werden. Deshalb werden bei den lakustrinen Sedimenten die Bodenkennwerte für den drainierten Zustand herangezogen.

6.5 Verkehrslasten auf der Böschung

Als Verkehrslast wird ein Raupenfahrzeug am Rand der Autobahn mit 33 kN/m^2 angesetzt.

7 TEILSICHERHEITSBEIWERTE

Ständige Lasten 1.40

Beton 1.50

Betonstahl 1.15

8 BAUSTOFFE

8.1 Beton

Bohrpfahl: C25/30

Keine Anforderungen an die Dauerhaftigkeit

8.2 Betonstahl

B 450C

$f_{y, \text{nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t, \text{nom}}$	540 N/mm ²

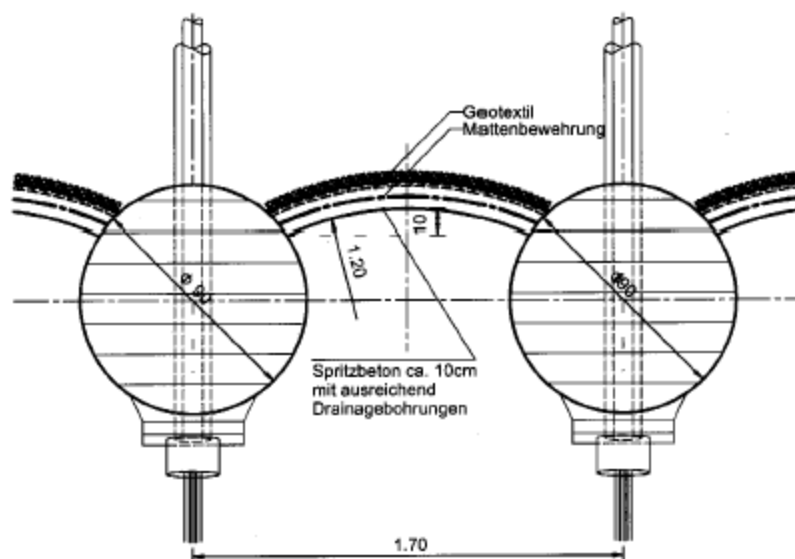
$$f_{y, \text{nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t, \text{nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

9 STATISCHES SYSTEM BOHRPFAHLWAND

9.1 Aufgelöste Bohrpfehlwand

Je nach Höhe der zu stützenden Böschung wird die Bohrpfehlwand durch 2 bzw. 3 Lagen temporärer Freispiel-Litzenanker rückverankert. Der Durchmesser beträgt 90 cm und der Achsabstand wird mit 1.70 m festgelegt.



9.2 Statische Kennwerte Bohrpfahlwand Ø90

Bohrpfahl Ø90 cm

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

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

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

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

$$\text{bei Achsabstand 1.70 m: } EJ/m = 320 / 1.7 = 188 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

9.3 Statische Kennwerte Mikropali Ø40

Bohrpfahl Ø40 cm

$$J = \pi d^4 / 64 = 0.0012 \text{ m}^4$$

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

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

$$EJ_{\text{Einzelpfahl}} = 0.0012 \times 10000 = 1,26 \text{ MNm}^2$$

$$\text{bei Achsabstand 0,40 m: } EJ/m = 1,26 / 0,4 = 3,14 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

9.4 Bettung

Für die Ermittlung des Bettungsmoduls der Bohrpfähle wird in den lakustrinen Sedimenten der Steifemodul $30\,000 \text{ kN/m}^2$ und für die Bettung oberhalb dieser bindigen Bodenschicht der Steifemodul des Murschuttes mit $70\,000 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

$$k_{\text{AUF SCH}} \text{ pro Pfahl} = E / d = 50000 / 0.9 = 55\,000 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Pfahlabstand } 1.70 \text{ m: } k_{\text{AUF SCH}} \text{ pro lfm} = 55\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 29.1 \text{ MN/m}^3$$

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

$$\text{Pfahlabstand } 1.70 \text{ m: } k_{\text{MUR}} \text{ pro lfm} = 77\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 40.8 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{\text{SEDIN}} \text{ pro Pfahl} = E / d = 30000 / 0.9 = 33\,300 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Pfahlabstand } 1.70 \text{ m: } k_{\text{SEDIN}} \text{ pro lfm} = 33\,300 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 17.6 \text{ MN/m}^3$$

Die Neigung der Freispielanker wird mit 10° Neigung zur Horizontalen vorgegeben.

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.

9.5 Minimale Einbindetiefe

Die minimale Einbindetiefe ergibt sich aus der Betrachtung des Bauendzustandes unter Annahme eines durch passiven Erddruck gestützten Wandfußes. Der Erdwiderstand wird gemäß [3] Abschnitt 5.4 mit der Sicherheit 2.0 abgemindert und die erforderliche Länge der Einbindung ermittelt. Es wird davon ausgegangen, dass der Grundwasserspiegel im Bauzustand abgesenkt ist.

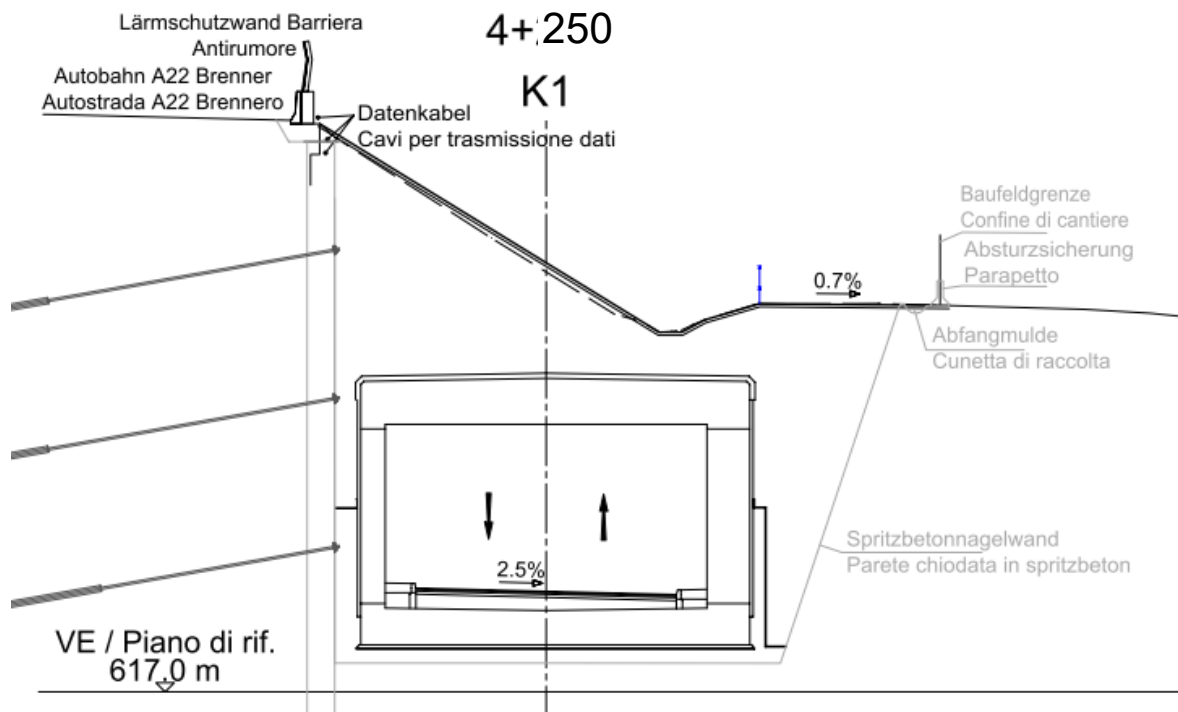
10 QUERSCHNITT TYP K1_A^{BPFW} (BLOCK 39)

10.1 Geometrie

Als maßgebender Querschnitt wird der Querschnitt Typ K1 bei km 4+250 gewählt. Die Gültigkeit erstreckt sich auf Block 39 und betrifft den Bereich nach den Deckelbauweisen und stellt den ungünstigsten Zustand für die Bohrpfehlwand dar.

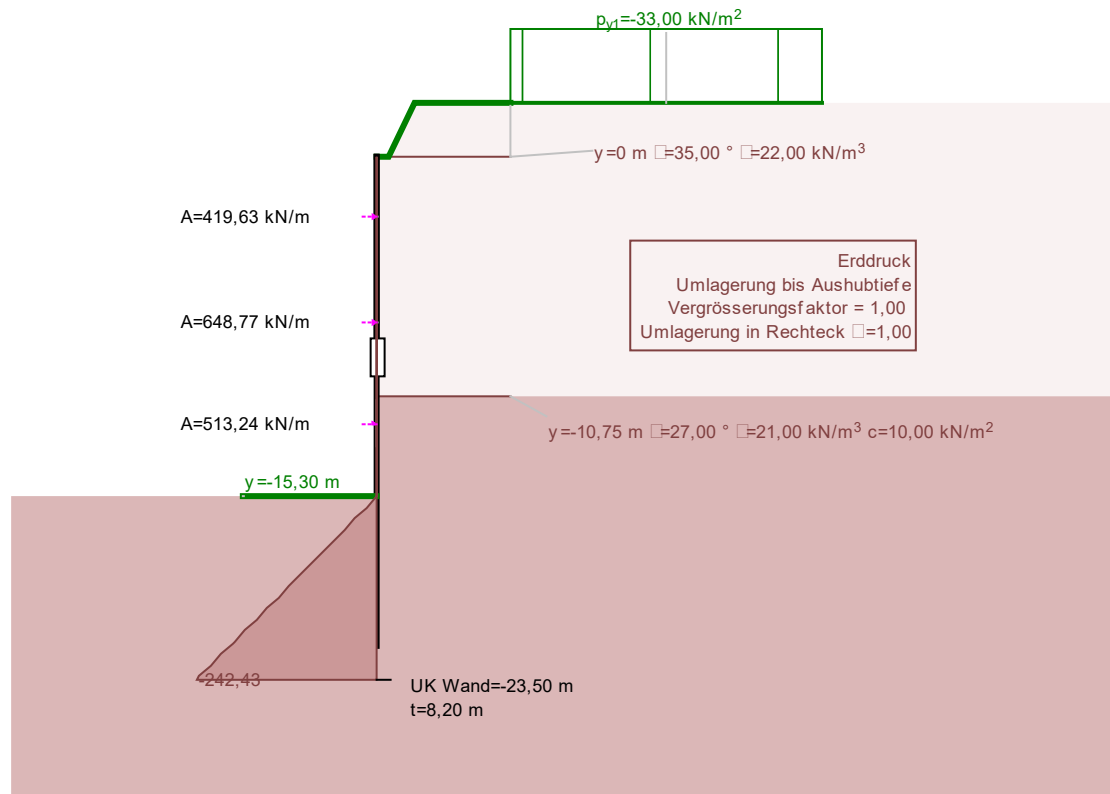
Die Rückverankerung erfolgt durch Freispiel-Litzenanker. Die maximale freie Baugrubenhöhe bis zum Bohrplanum beträgt 15,3 m mit einer ca. 2,50 (Gesamthöhe 17,80) hohen Böschung mit Berme.

In der nachfolgenden Abbildung ist der Querschnitt K1^{BPFW} dargestellt.



10.2 Minimale Einbindetiefe

Die minimale Einbindetiefe ergibt sich aus der Betrachtung des Bauendzustandes unter Annahme eines durch passiven Erddruck gestützten Wandfußes. Der Erdwiderstand wird gemäß [3] Abschnitt 5.4 mit der Sicherheit 2.0 abgemindert und die erforderliche Länge der Einbindung ermittelt.



Die minimal erforderliche Einbindetiefe beträgt 8.20 m. Als Einbindetiefe wird 8.30 m gewählt.

Wegen der vergleichsmäßig schlechten Bodenkennwerte der lakustrinen Sedimente mit dem dadurch bedingten geringen Erdwiderstand wird der letzte Aushubzustand zweifach untersucht: einmal mit dem Ansatz einer elastischen Bettung und einmal mit dem Ansatz eines dreieckig verteilten Widerstandes.

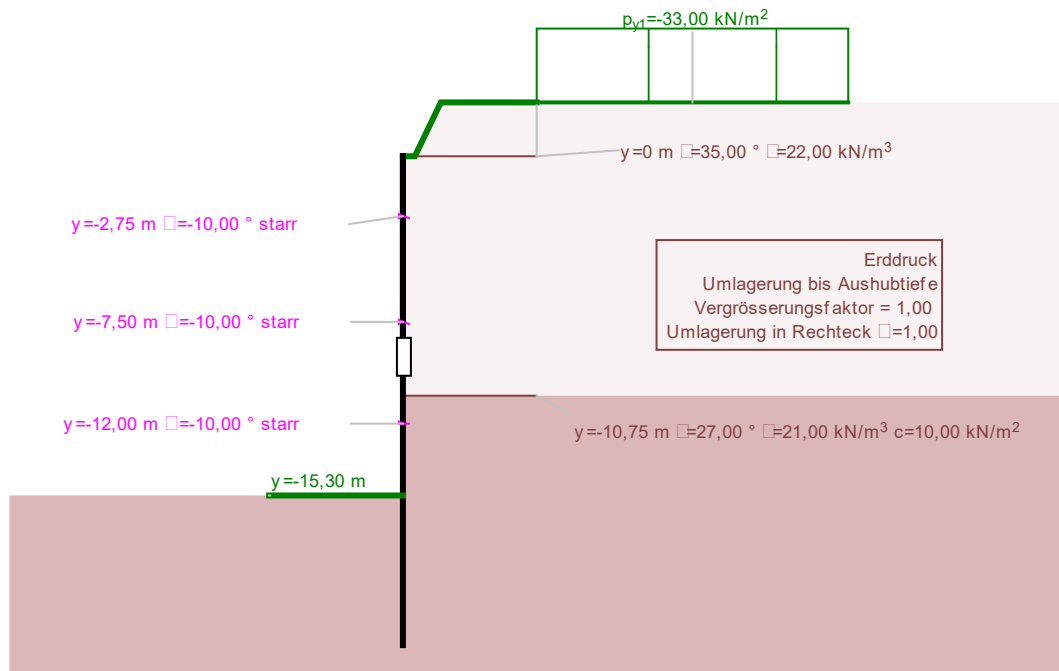
10.3 Untersuchung der Aushubzustände

10.3.1 Statisches System

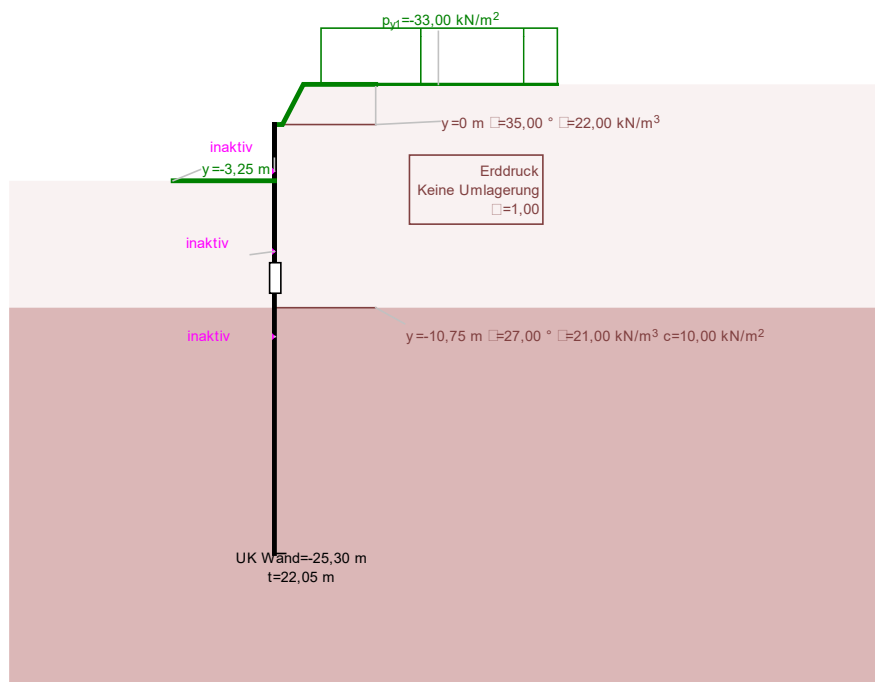
Die Bohrpfähle werden bis in eine Tiefe von $15.30 + 8.30 = 23.60$ m ausgeführt.

Für diesen Querschnitt werden die Teilergebnisse aller Bauetappen dargestellt. Bei den weiteren Querschnitten wird nur mehr die Überlagerung angegeben.

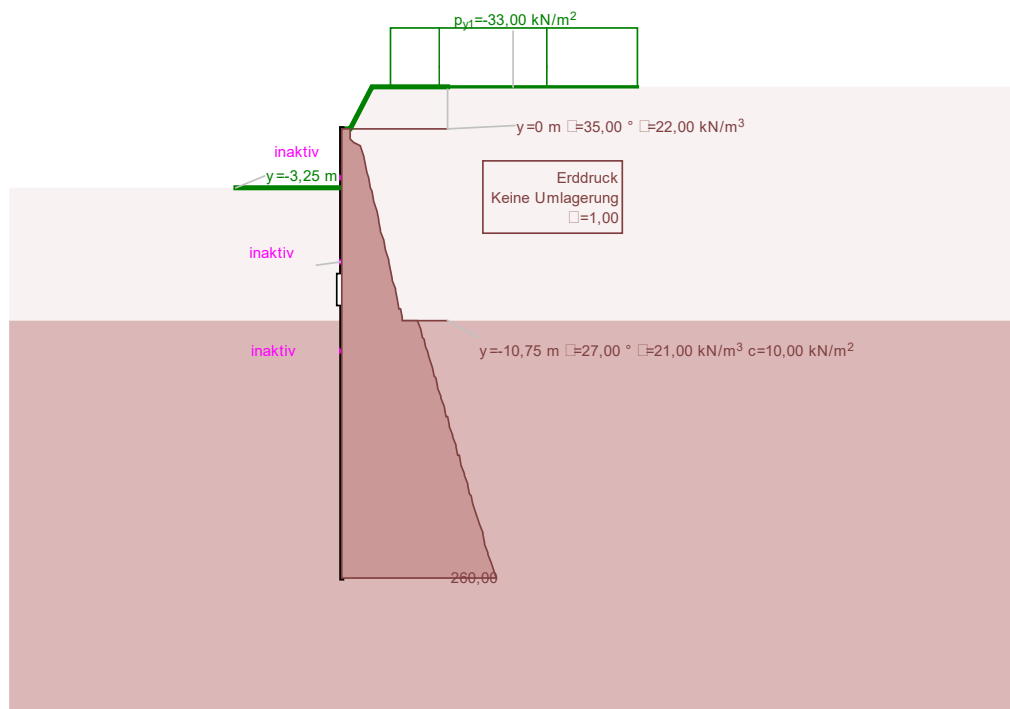
Die Anker werden in einem Abstand von 2.75 m, 7.50 m und 12.00 m vom Bohrplanum angeordnet. Der etappenweise Aushub erfolgt bis 50 – 75 cm unterhalb der Ankerlagen. Weiters wird der letzte Aushubzustand mit zwei Lagerungsbedingungen des Bohrpfahles simuliert.



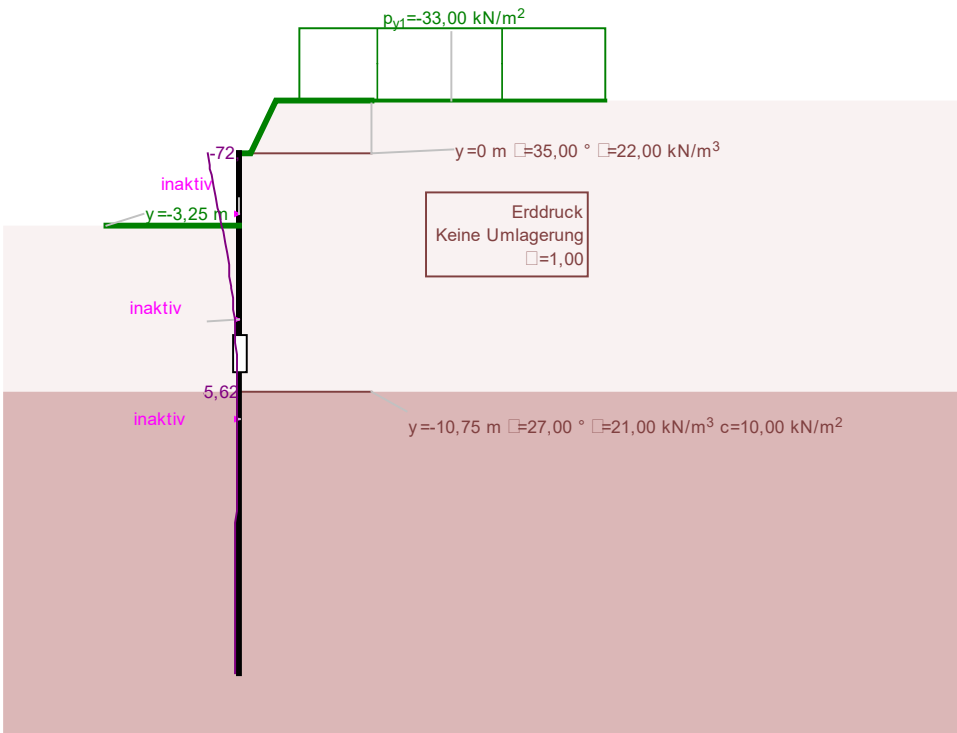
10.3.2 Aushubzustand –3.25 m unter Bohrplanum



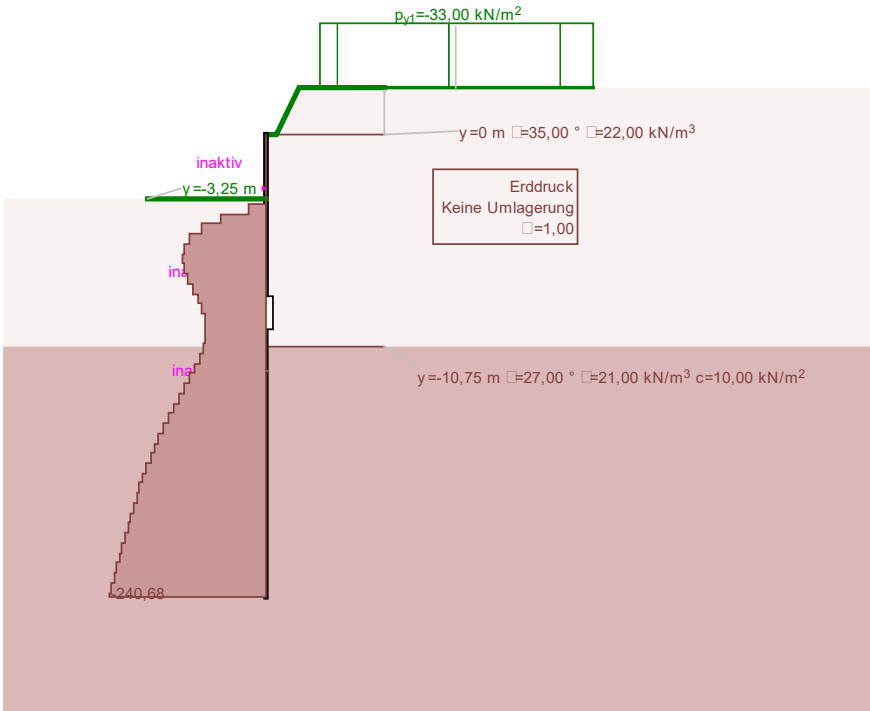
Geometrie



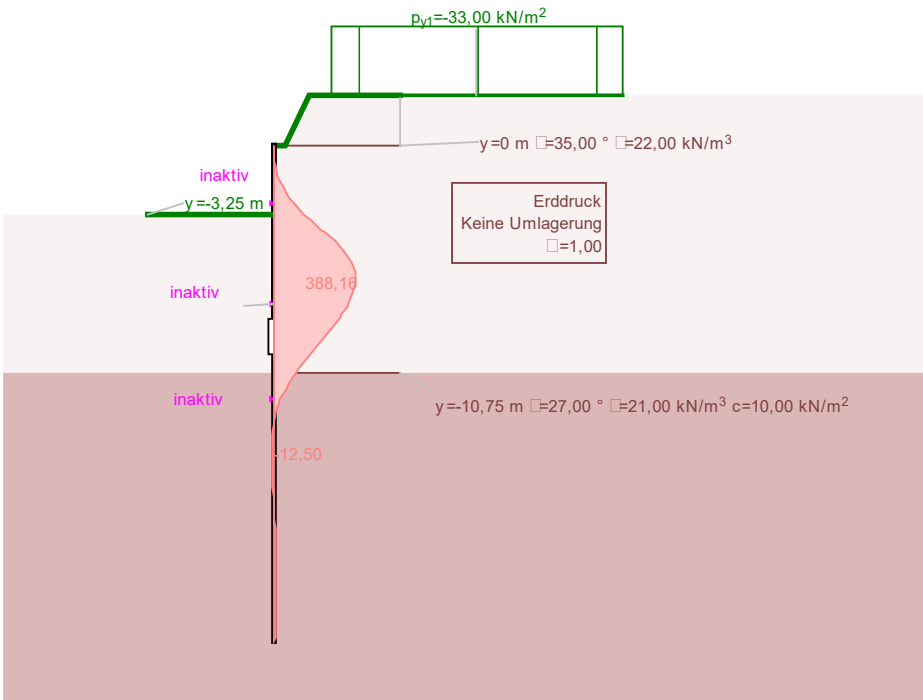
Erddruck



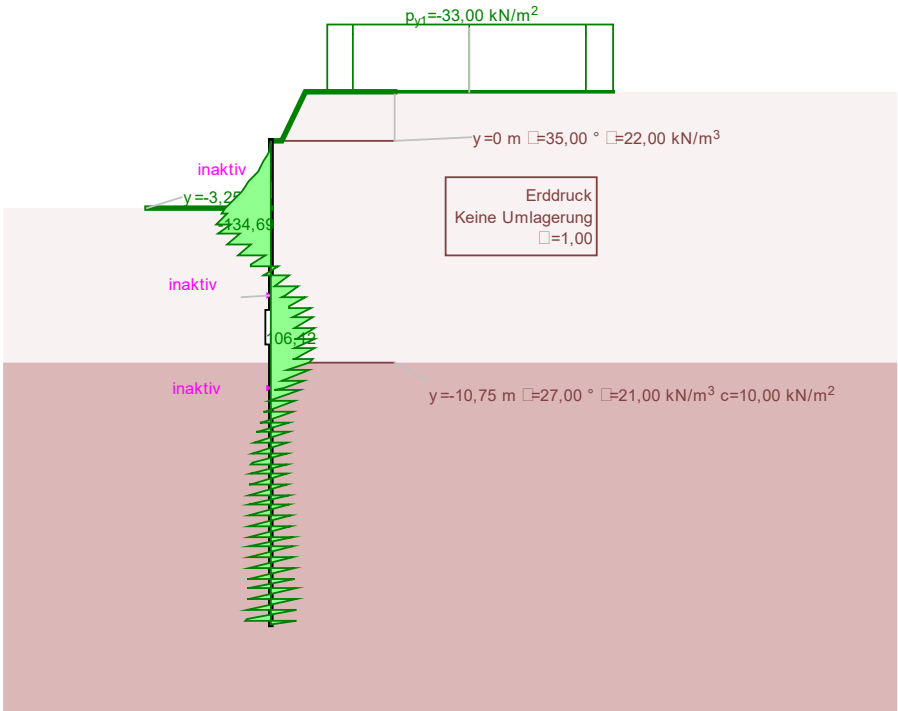
Verformung



Bettung

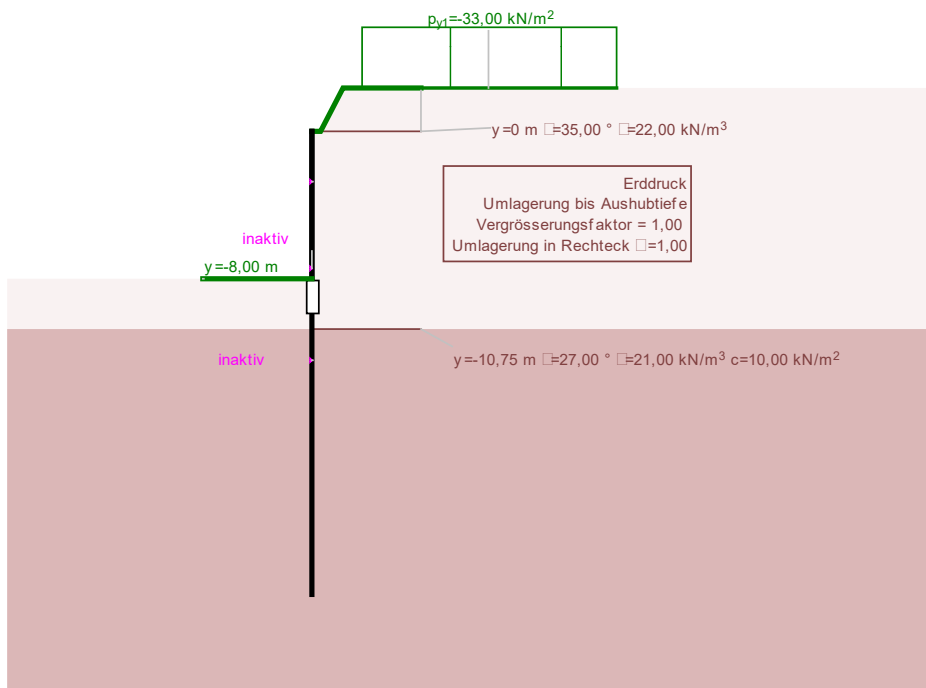


Biegemoment

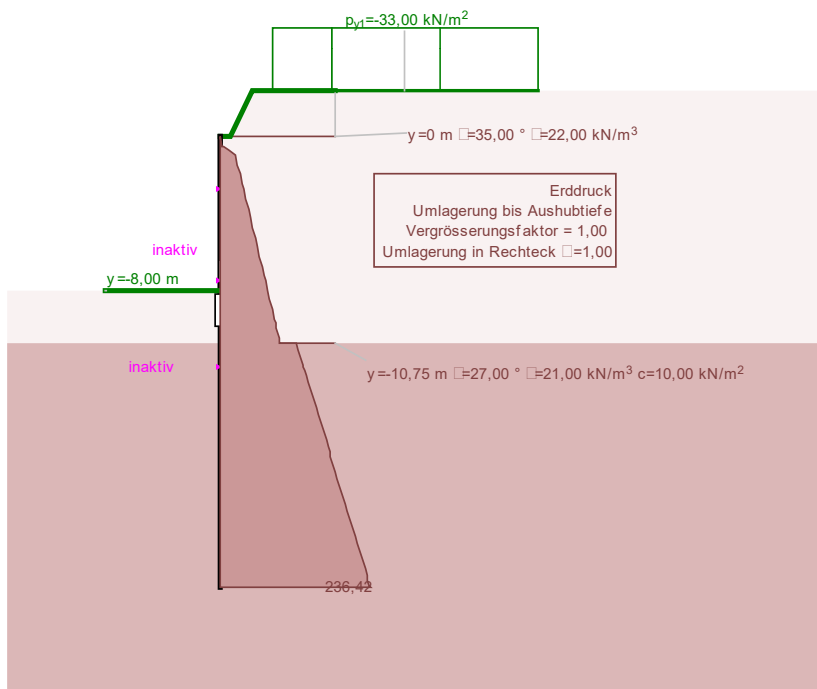


Querkraft

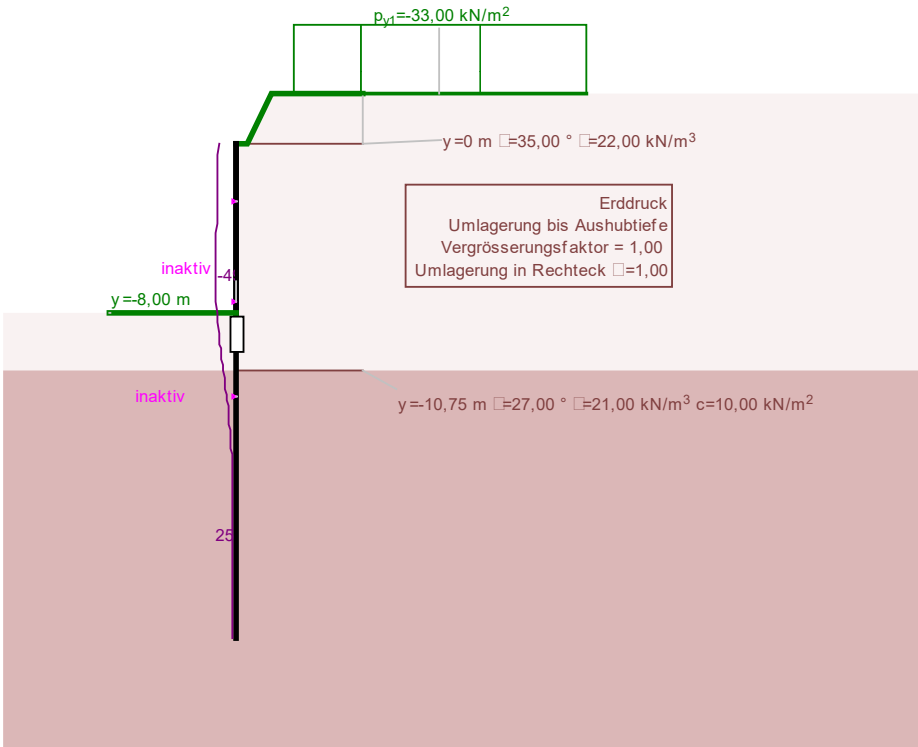
10.3.3 Aushubzustand –8.00 m unter Bohrplanum



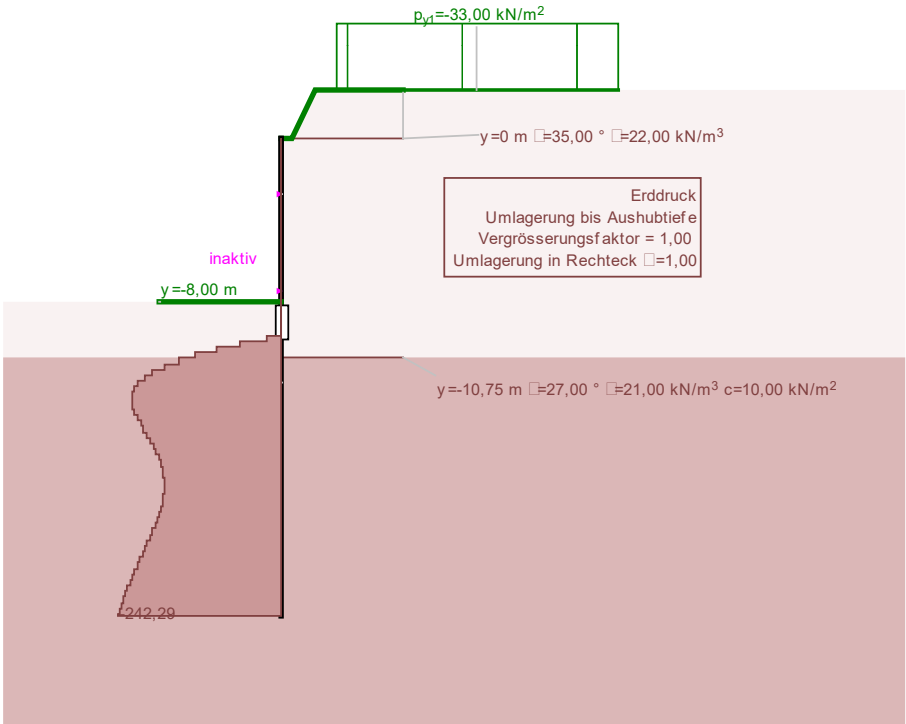
Geometrie



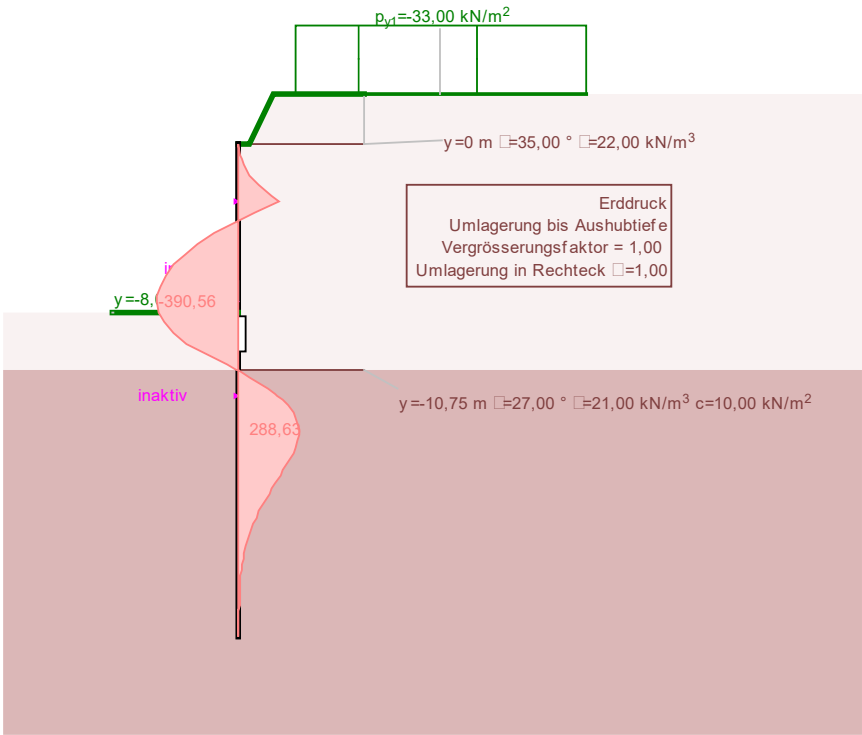
Erddruck



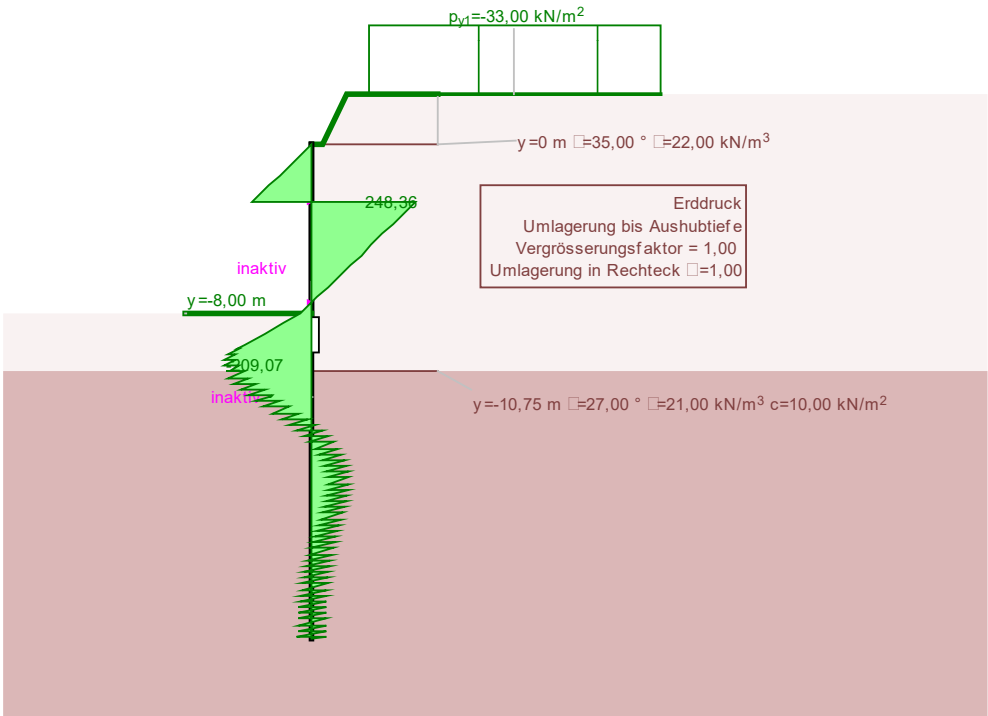
Verformung



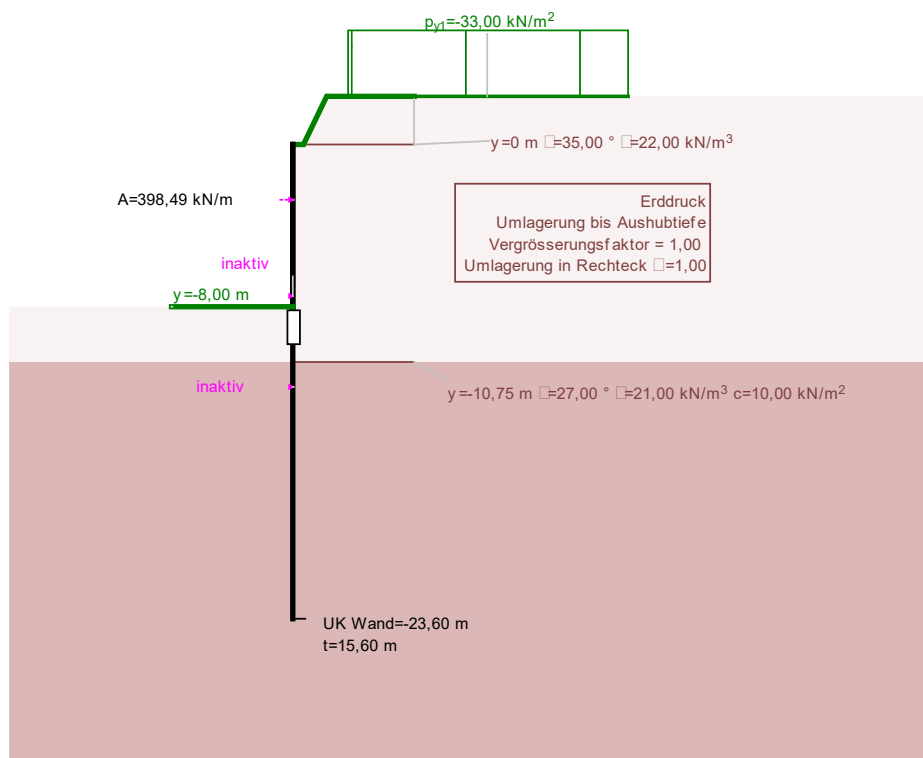
Bettung



Biegemoment

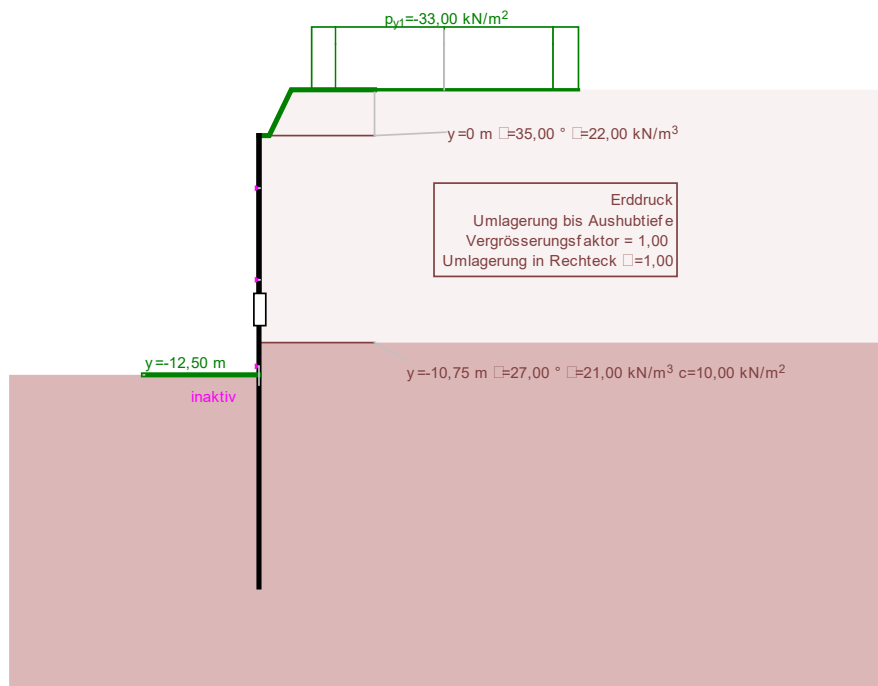


Querkraft

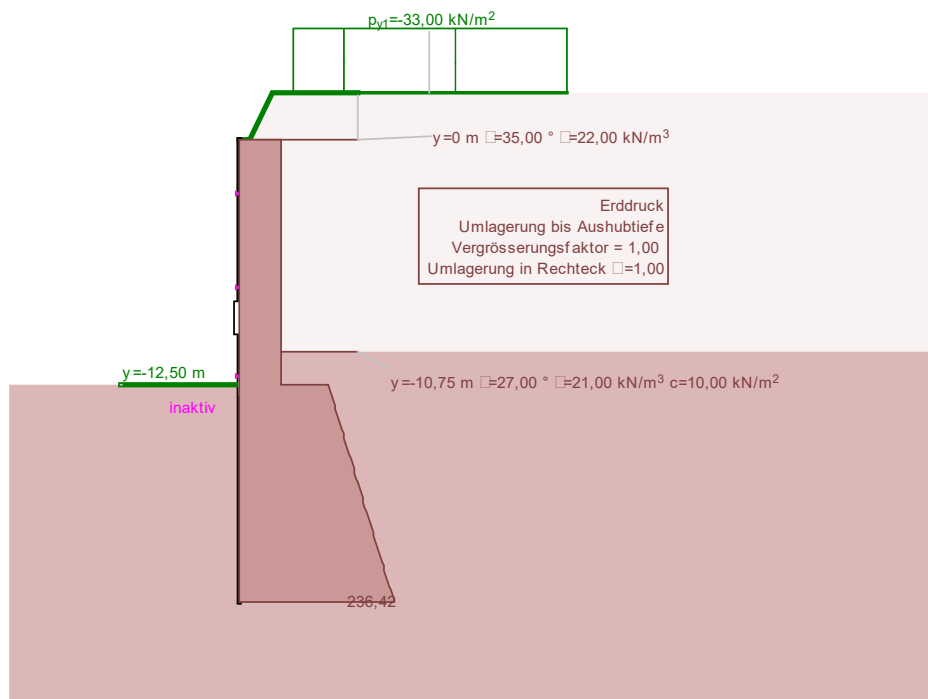


Ankerkraft

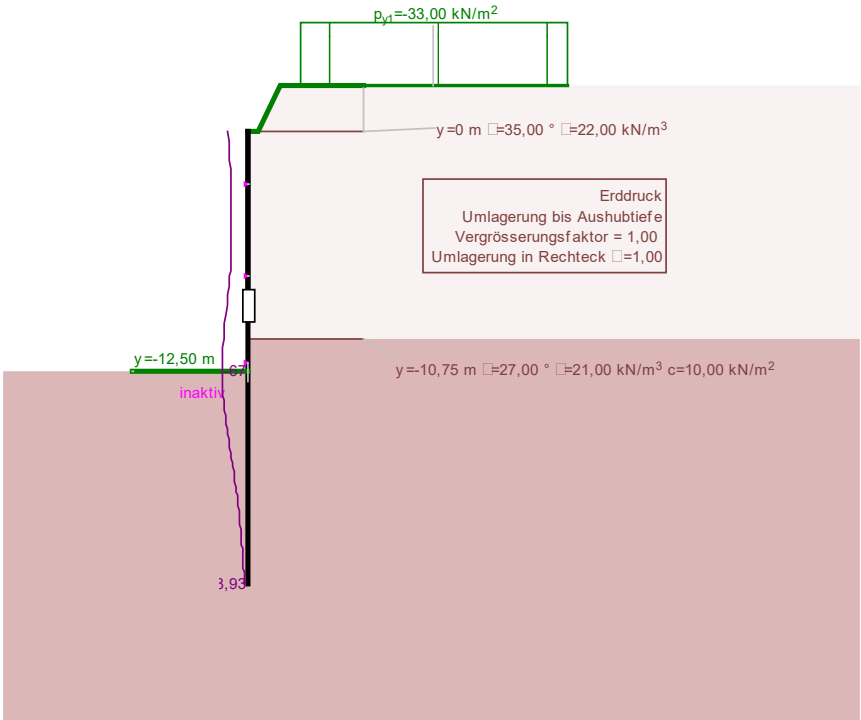
10.3.4 Aushubzustand –12.50 m unter Bohrplanum



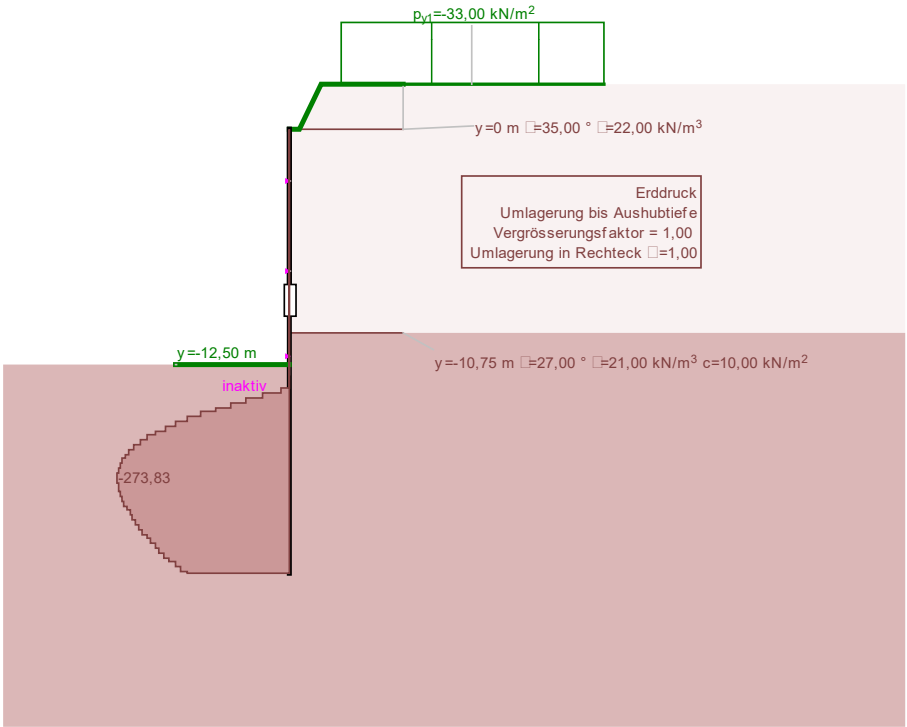
Geometrie



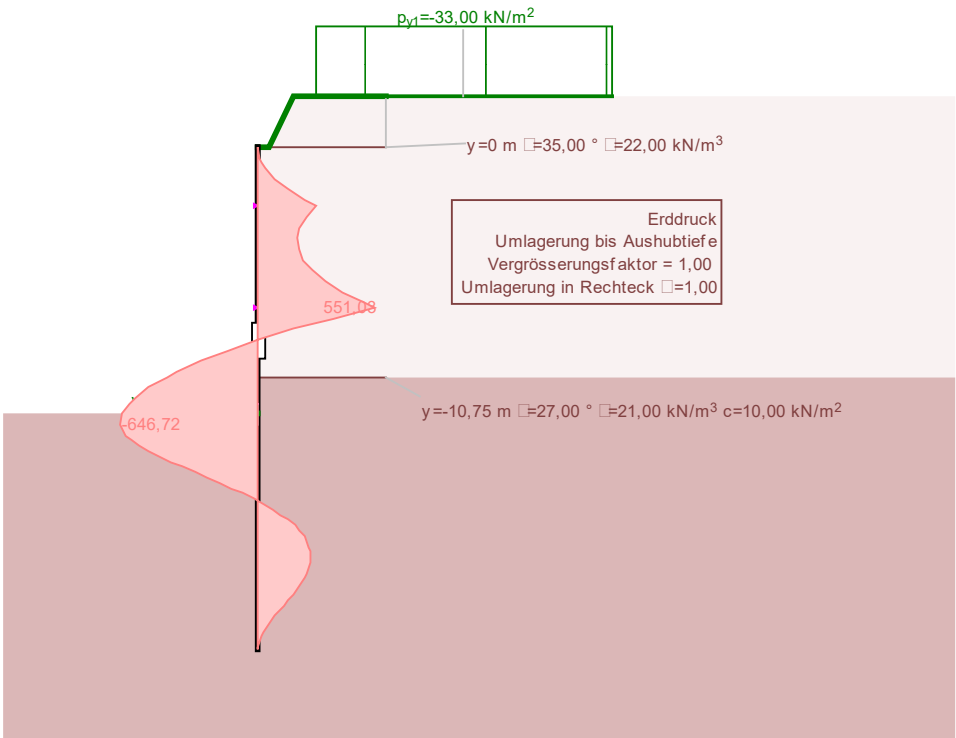
Erddruck



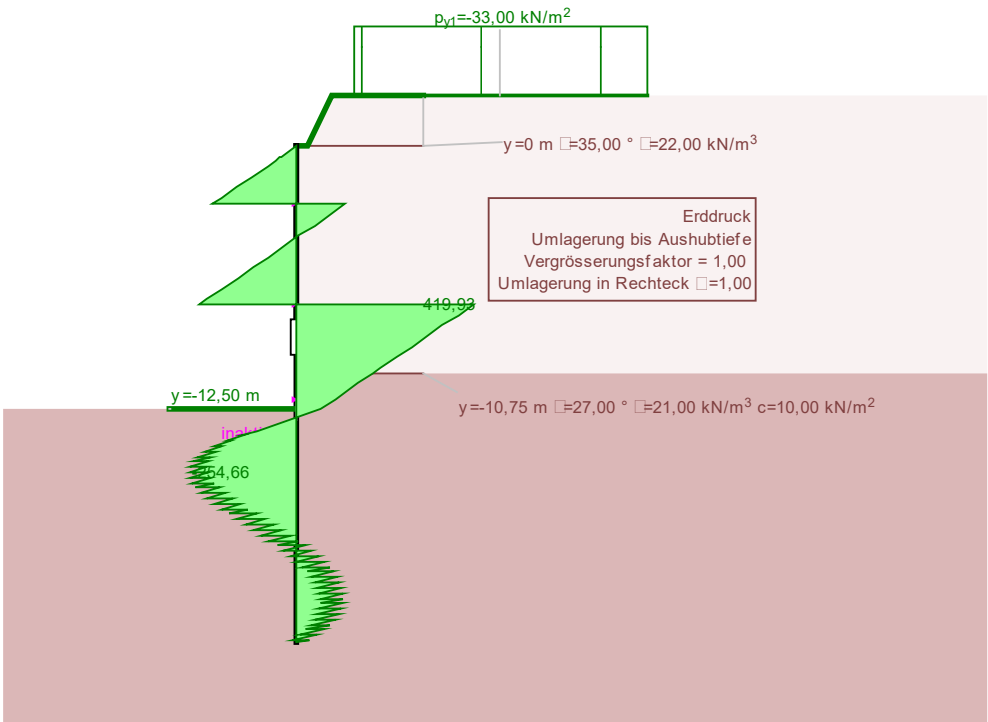
Verformung



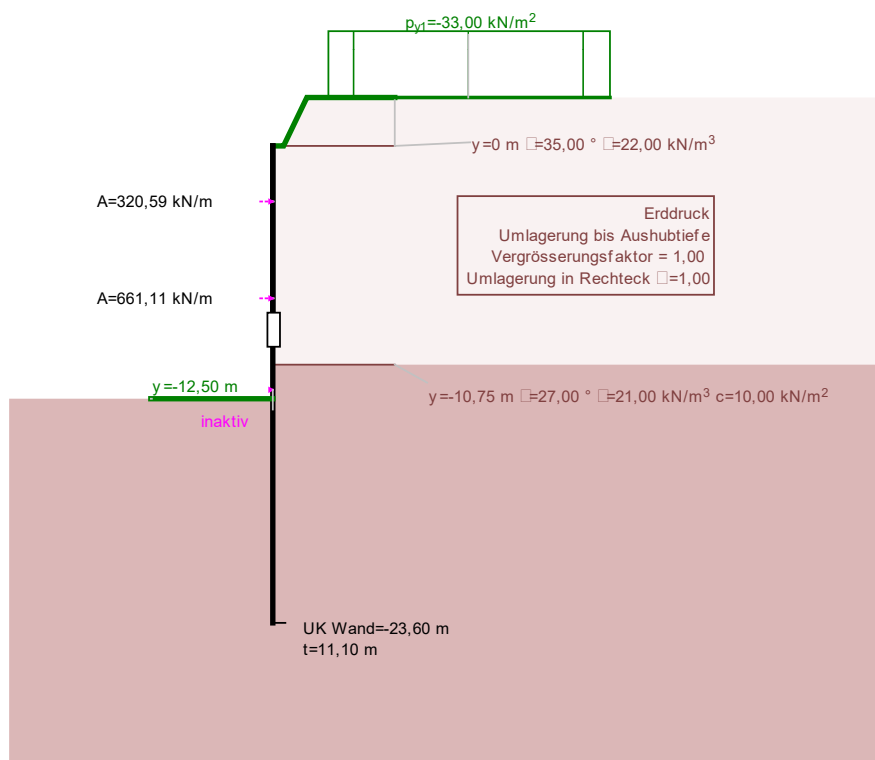
Bettung



Biegemoment

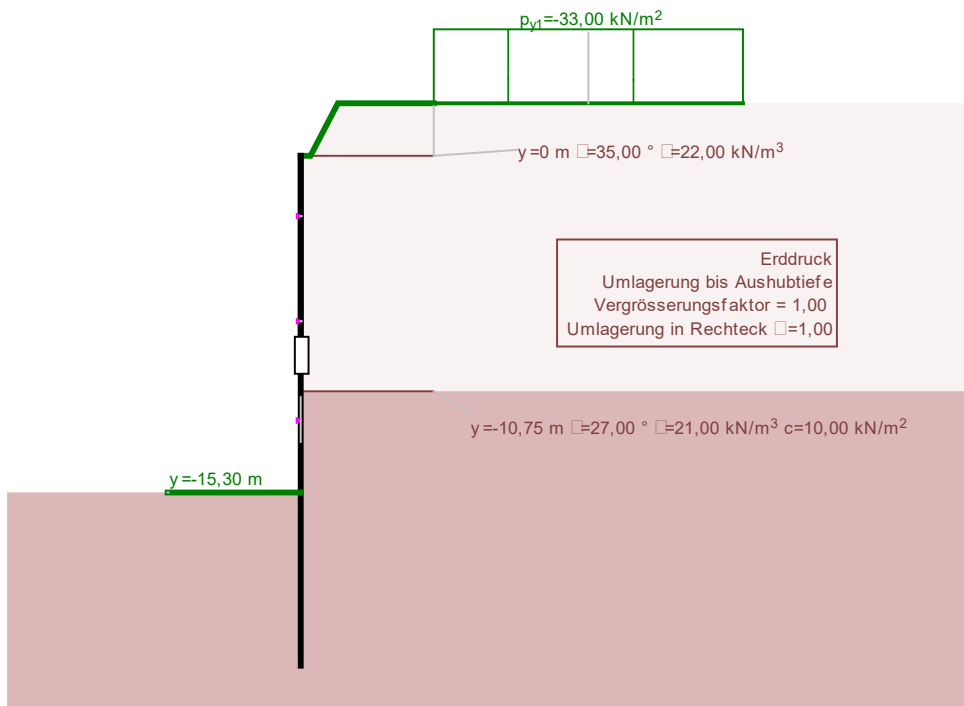


Querkraft

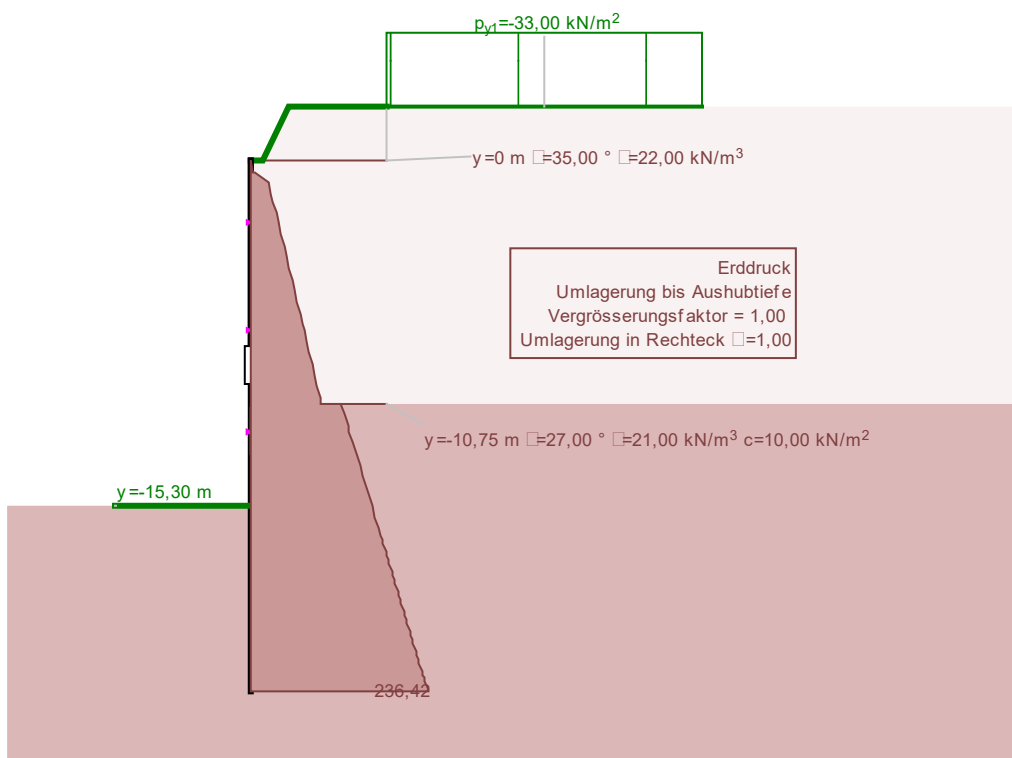


Ankerkraft

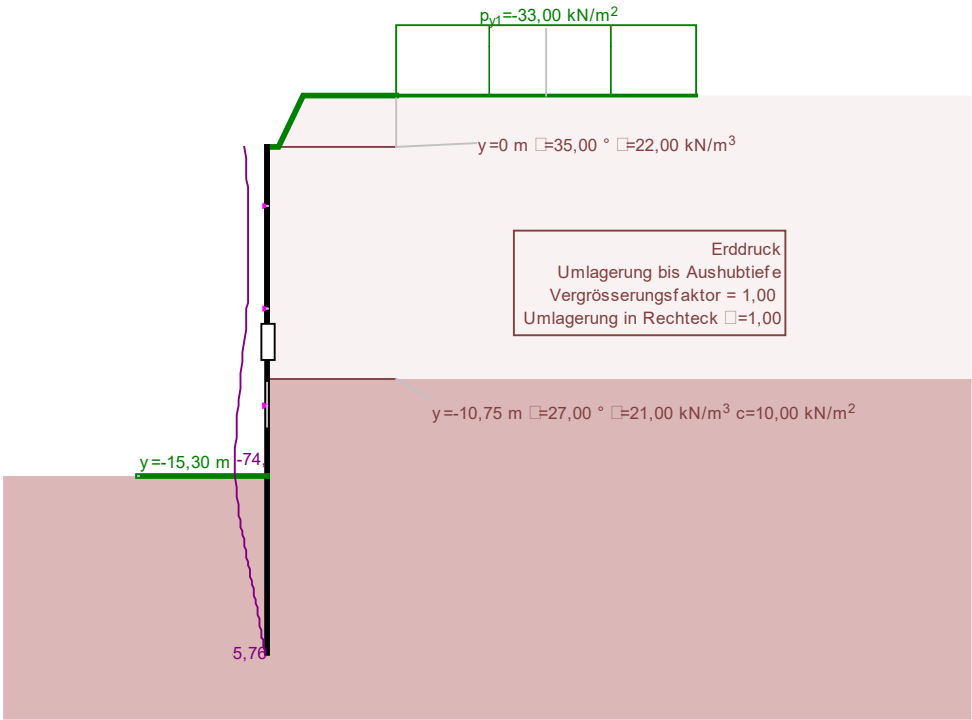
10.3.5 Aushubzustand bis Baugrubensohle, elast. Bettung



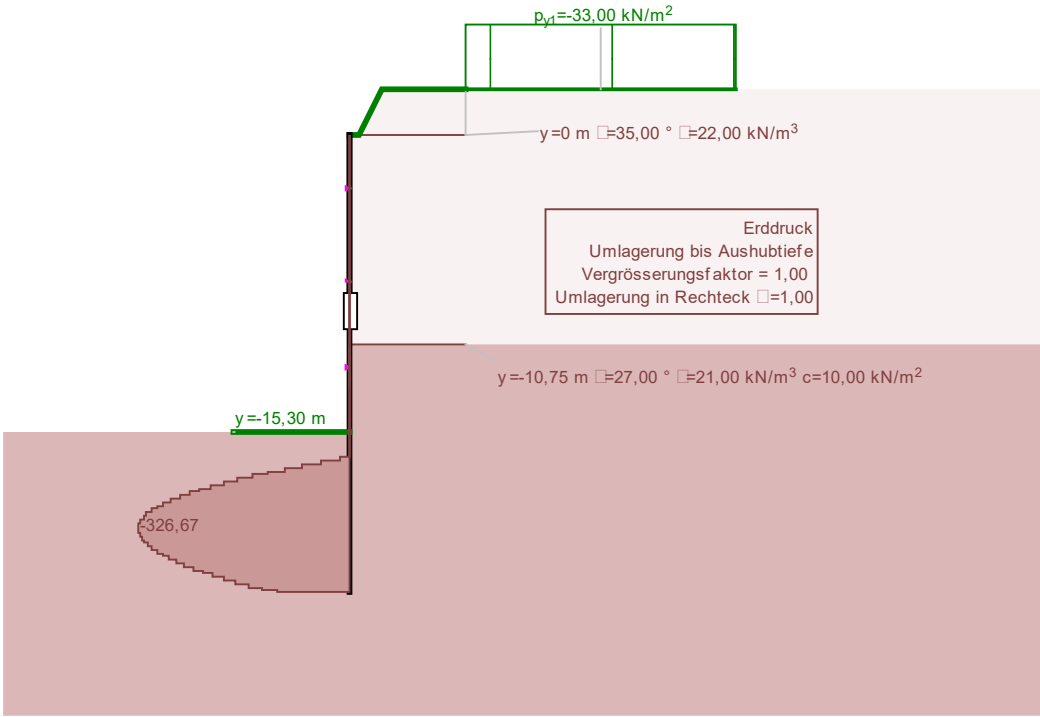
Geometrie



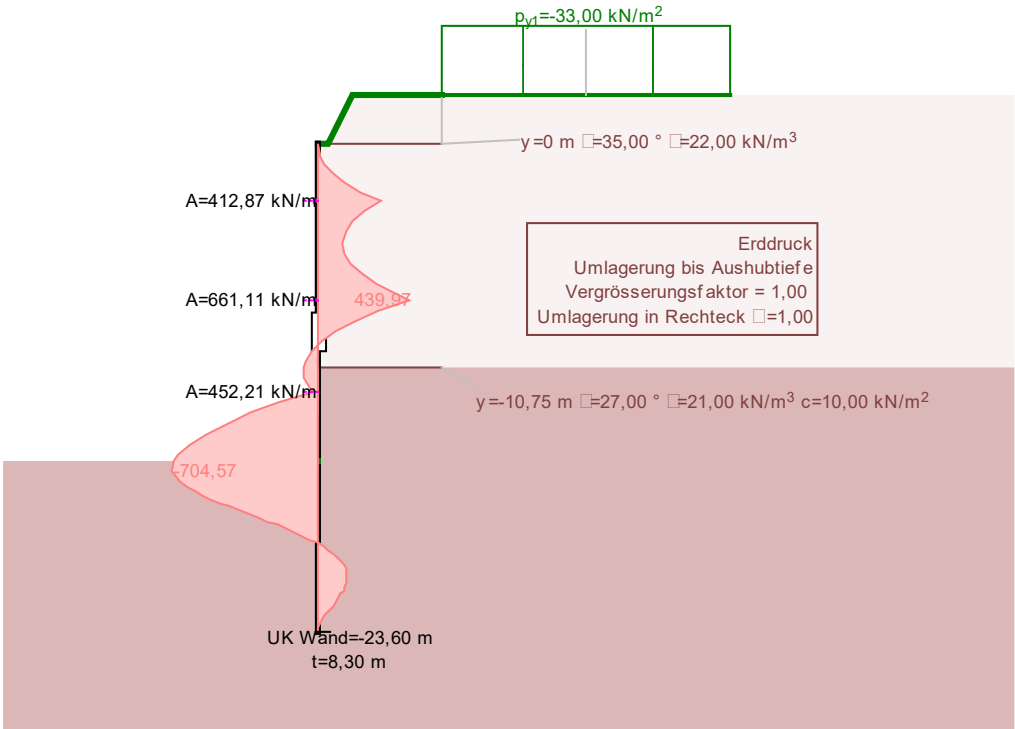
Erddruck



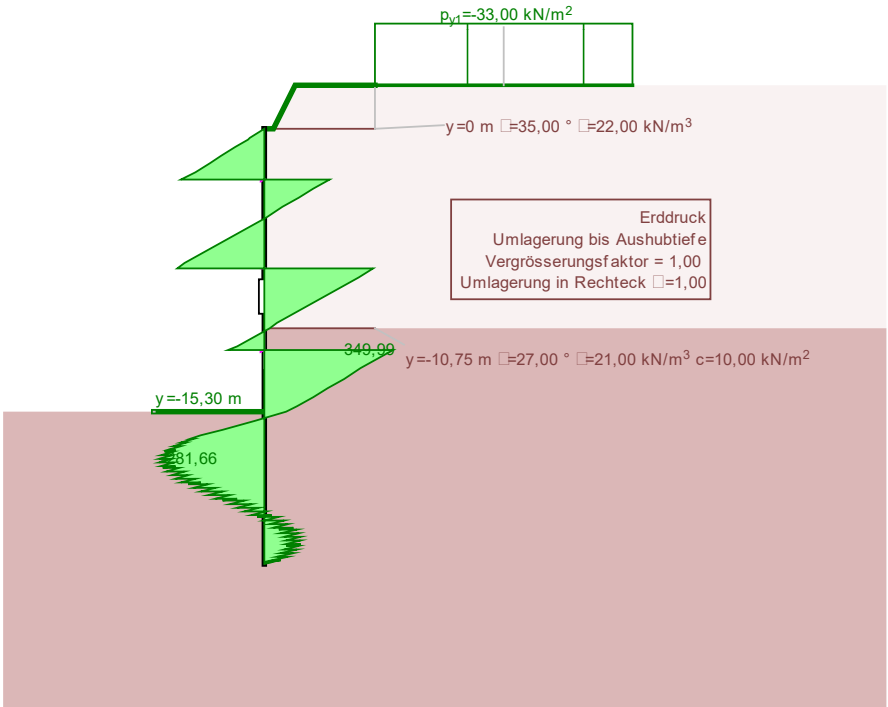
Verformung



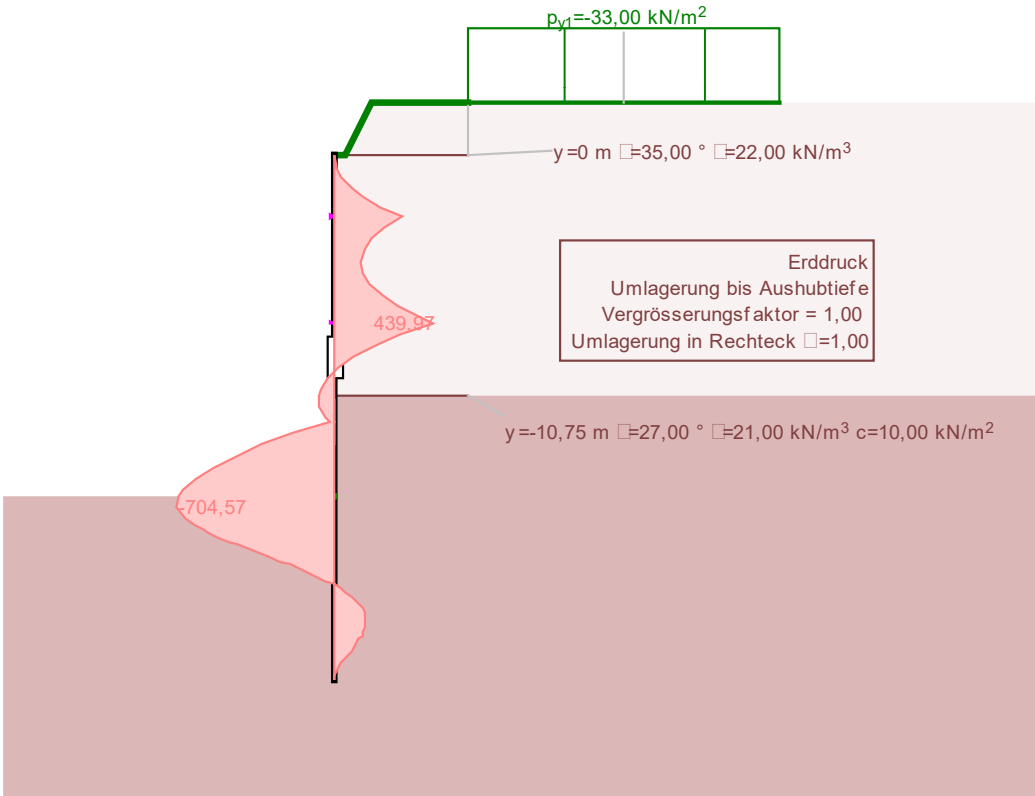
Bettung



Biegemoment

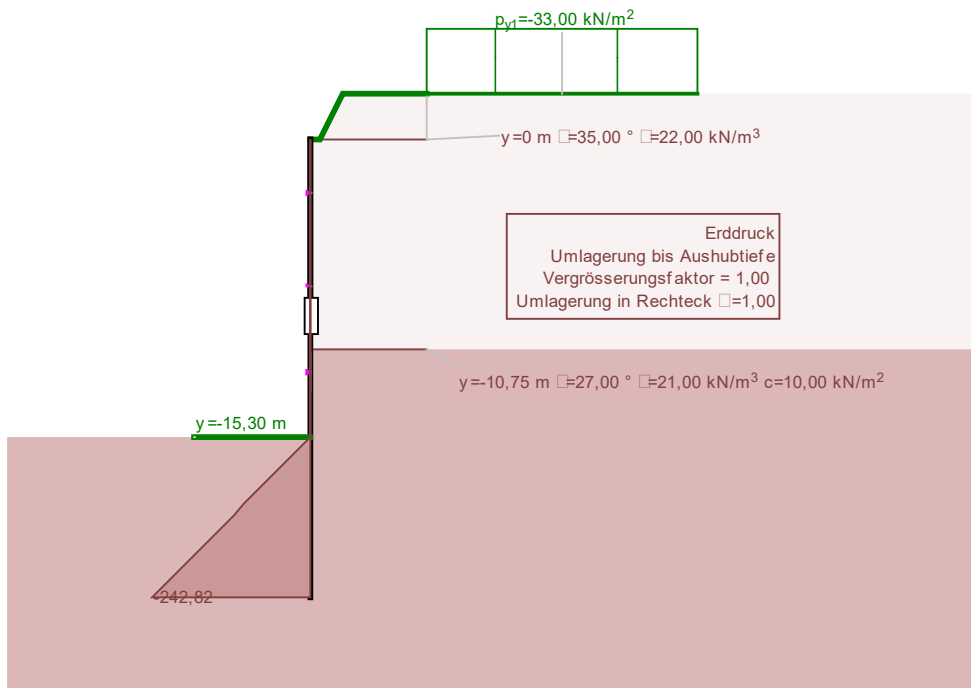


Querkraft

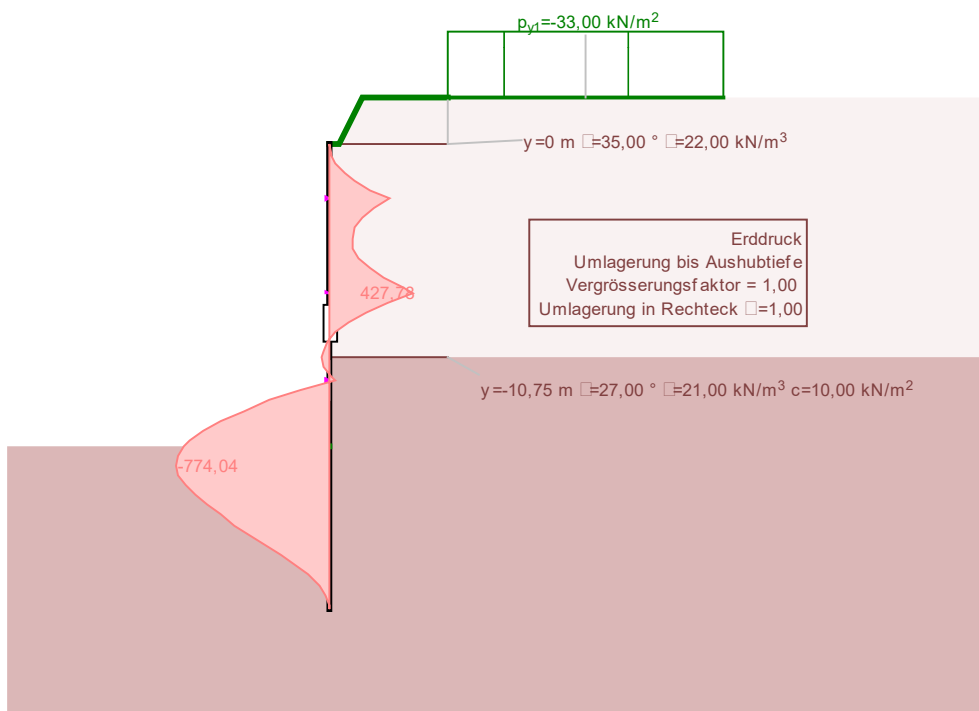


Ankerkraft

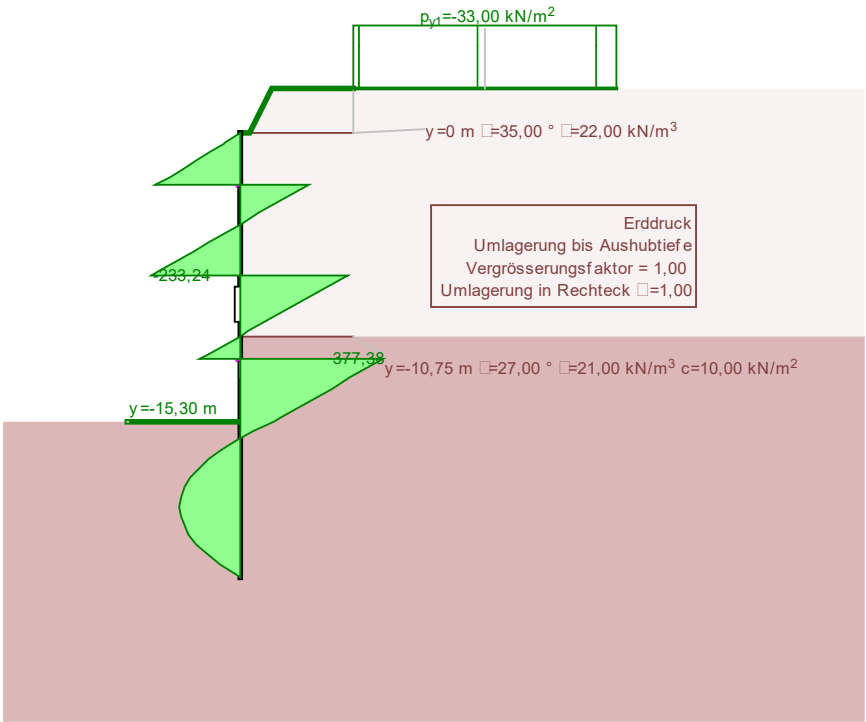
10.3.6 Aushubzustand bis Baugrubensohle, linearer Verlauf Erdwiderstand



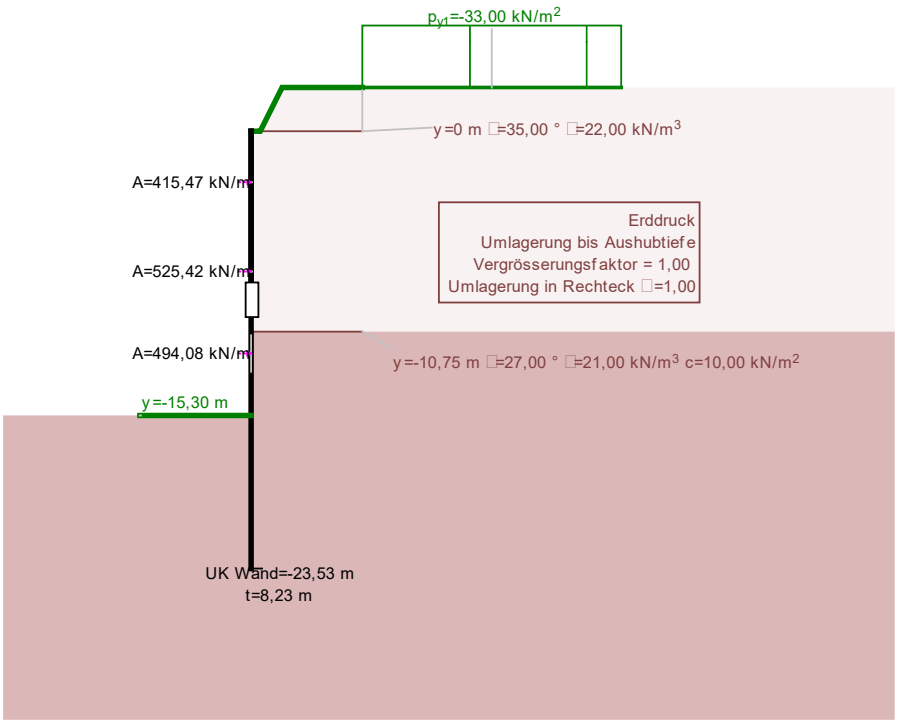
Bettung



Biegemoment

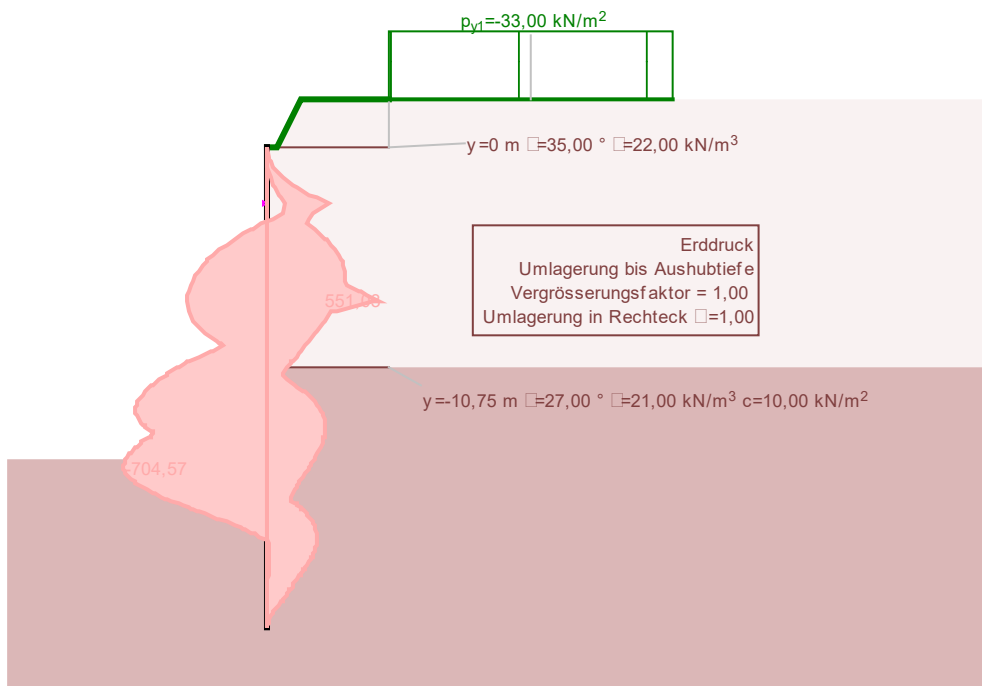


Querkraft

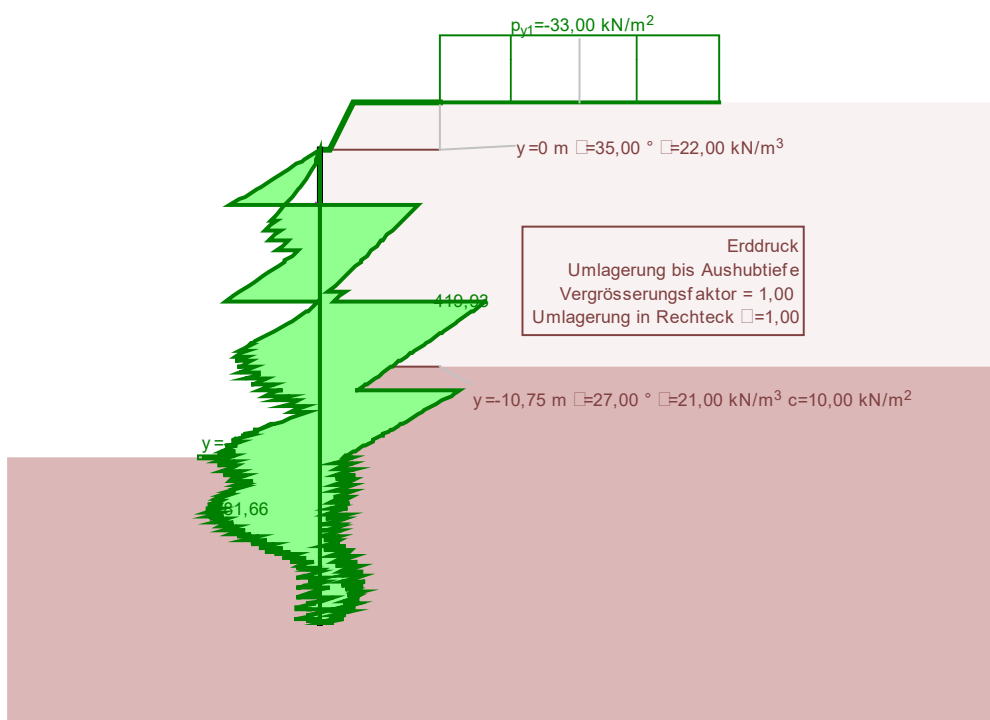


Ankerkraft

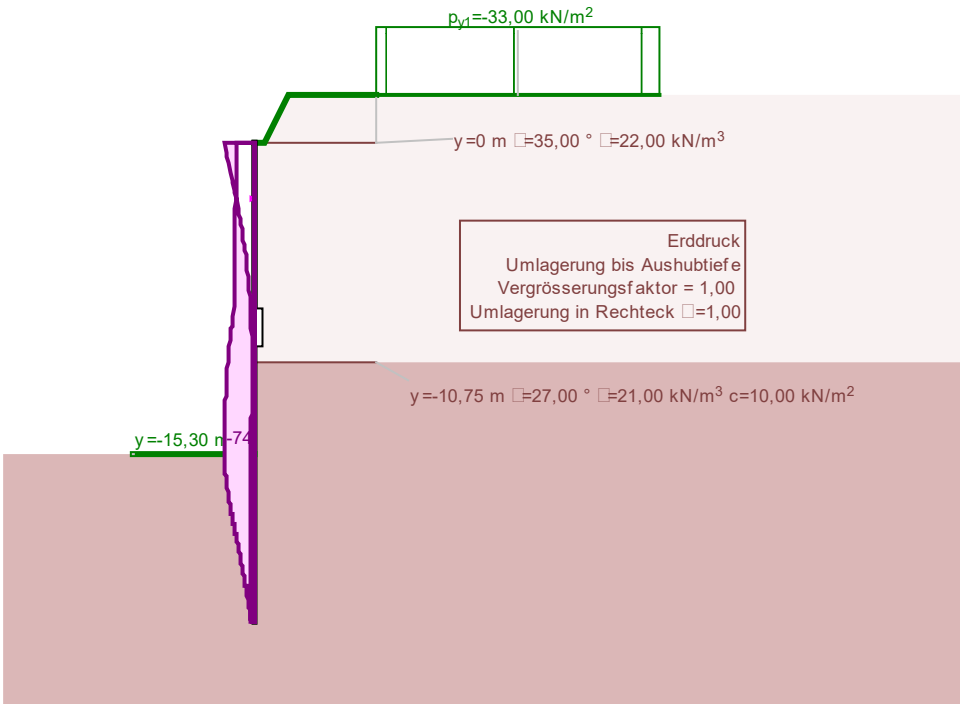
10.3.7 Überlagerung aller Aushubzustände



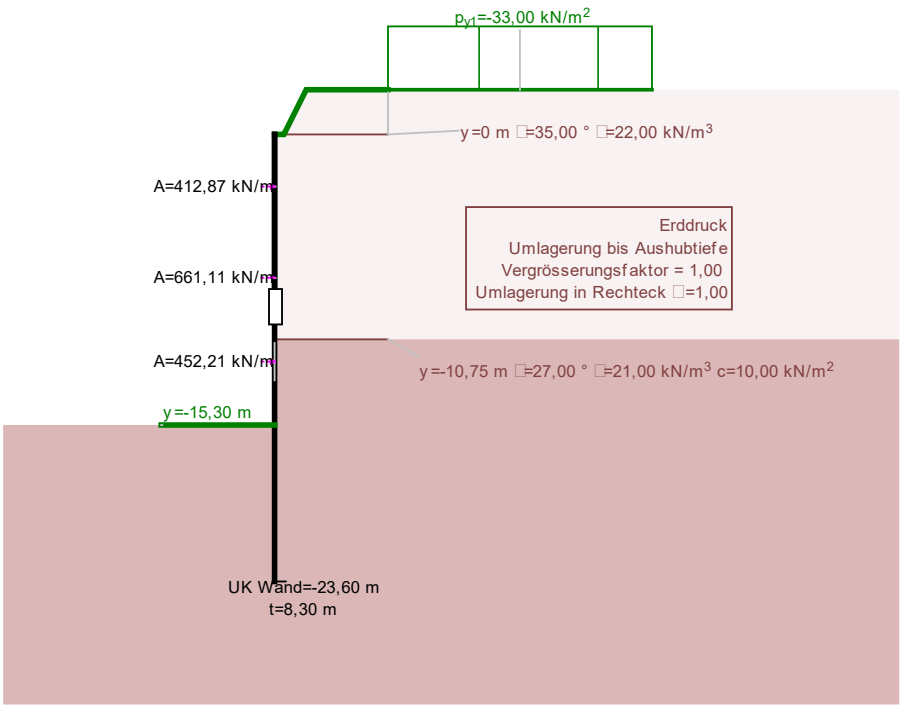
Biegemoment



Querkraft



Verformung



Ankerkraft

10.4 Bemessung Bohrpfahl

10.4.1 Biegebewehrung

Das betragsmäßig größte Biegemoment beträgt 704 kNm/m.

Auf Grund der Abstände der Bohrpfähle von 1.70 m ist für die Bemessung des Einzelbohrpfahles das Biegemoment von $709 \times 1.7 = 1205$ kNm/Bohrpfahl maßgebend.

$$M_{sd} = 1.4 \times 1205 = 1687 \text{ kNm}$$

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

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

mit $z = 0.69$ m:

$$a_s = 1687 \times 1.15 / 0.69 / 43 = 65.0 \text{ cm}^2$$

gewählt: 12Ø26 pro Seite

das entspricht 24Ø26 um den Umfang verteilt.

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

Abstand der Ø26: ca. 11 cm

10.4.2 Schubbewehrung

Die betragsmäßig größte Querkraft beträgt 419 kN/m.

Auf Grund der Abstände der Bohrpfähle von 1.70 m ist für die Schubbemessung des Einzelbohrpfahles die Querkraft von $419 \times 1.7 = 712$ kN/Bohrpfahl maßgebend. Die Berechnung erfolgt mit dem flächengleichen quadratischen Querschnitt von $80 \times 80 \text{ cm}^2$.

$$V_{sd} = 1.4 \times 712 = 997 \text{ kNm}$$

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

Querkraftwiderstand Betondruckstrebe:

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

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.6 (1 - 30/250) = 0.528$$

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

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

$$f_{cd} = 0.8 \times 30 / 1.5 = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \times 0.8 \times 0.65 \times 0.528 \times 16 / 2 = 2.20 \text{ MN} > 0.997 \text{ MN}$$

Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Rds} / z / f_{ywd} = 997 \times 1.15 / 0.65 / 43 = 41.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: Wendel Ø16 mit Steighöhe 10.0 cm

10.4.3 Zusammenfassung Bohrpfahl Ø90 cm

Beton C25/30

Längsbewehrung: 24 Ø26 rundum

Wendel: Ø16 mit Steighöhe 10.0 cm

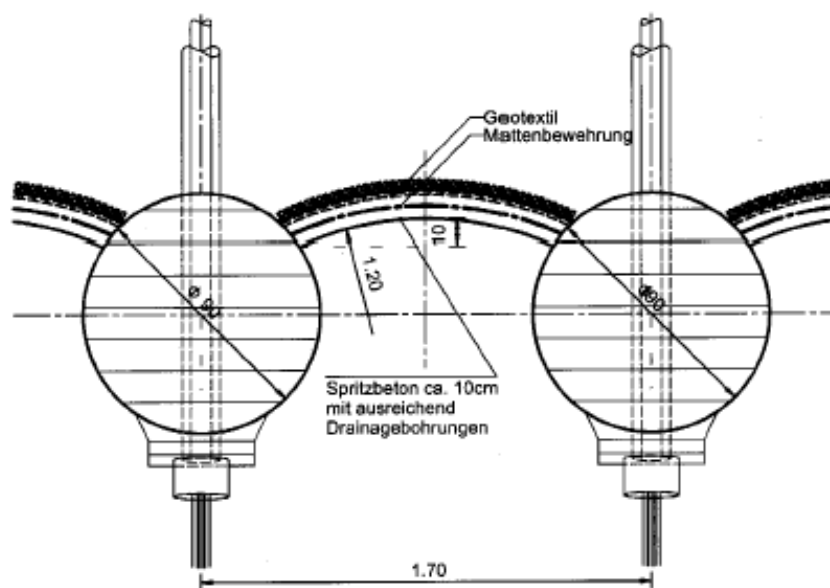
10.5 Bemessung Ausfachung

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

Beanspruchung durch Erdruchedruck unter Berücksichtigung der mit 2:3 geneigten Böschung:

Erdruchedruckbeiwert $k_0 = 0.80$

In Tiefe 15.30 m wirkt ein Horizontaldruck $e_0 = (15.30 \times 22) \times 0.80 = 269 \text{ kN/m}^2$



Es wird der unterste Abschnitt der Ausfachung betrachtet. Diese wird über die Höhe von 1 m mit 269 kN/m^2 beansprucht.

Normalkraft $N = p \times r = 269 \times 1.20 = 322 \text{ kN/m}$

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

$N_{Rs} = 323 \times 1.5 = 484 \text{ kN}$

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

$N_{Rd} = f_{cd} A = 10.67 \times 0.1 = 1.067 \text{ MN/m} = 1067 \text{ kN/m} > 484 \text{ kN/m}$

Spritzbeton C20/25 mit Stärke 10 cm , Stich $a = 10 \text{ cm}$.

Dieses Ergebnis gilt für die gesamte Bohrpfahlwand.

10.6 Vorspannanker

10.6.1 Ankerkraft und Lage

Die maximale rechnerische Rückhaltekraft in den Ankern der jeweiligen Lagen beträgt:

obere Lage: 412.9 kN/m

mittlere Lage: 661.1 kN/m

untere Lage: 452.2 kN/m

Unter Berücksichtigung des Achsabstandes des Bohrpfahles von 1.70 m beträgt die maximale Ankerkraft pro Bohrpfahl als Gebrauchslast:

obere Lage: $412.9 \text{ kN/m} \times 1.7 = 702 \text{ kN}$

mittlere Lage: $661.1 \text{ kN/m} \times 1.7 = 1124 \text{ kN}$

untere Lage: $452.2 \text{ kN/m} \times 1.7 = 769 \text{ kN}$

Die Ankerlagen befinden sich 2.75 m, 7.50 m und 12.0 m unter Bohrplanum. Die Ankerneigung beträgt ca. 10° zur Horizontalen.

10.6.2 Ankertyp

Temporärer Freispielanker Dywidag Litzenanker:

	Stahlgüte [N/mm ²]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm ²]	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: 0.60":

Bruchlast $F_b = 6 \times 248 = 1488 \text{ kN}$

St 1570/1770: 0.62":

Bruchlast $F_b = 8 \times 266 = 2128 \text{ kN}$

Die Nachweise erfolgen nach der ÖNORM EN 1537, Abschnitt D.

10.6.3 Innerer Ankerwiderstand

Die Teilsicherheit gemäß [5] beträgt 1.35.

Obere Ankerreihe: 6x0,60“

$$\text{Beanspruchung } E_d = 1.4 \times 702 = 982 \text{ kN}$$

$$\text{Ankerwiderstand } R_d = 1488 / 1.35 = 1102 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{aufgebrachte Vorspannkraft: } 80\% \text{ der Gebrauchslast} = 0.8 \times 702 = 561 \text{ kN.}$$

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1488 = 892 \text{ kN}$.

Mittlere Ankerreihe: 8x0,62“

$$\text{Beanspruchung } E_d = 1.4 \times 1124 = 1573 \text{ kN}$$

$$\text{Ankerwiderstand } R_d = 2128 / 1.35 = 1576 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{aufgebrachte Vorspannkraft: } 80\% \text{ der Gebrauchslast} = 0.8 \times 1124 = 899 \text{ kN.}$$

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 2128 = 1277 \text{ kN}$.

Untere Ankerreihe: 6x0.60“

$$\text{Beanspruchung } E_d = 1.4 \times 769 = 1077 \text{ kN}$$

$$\text{Ankerwiderstand } R_d = 1488 / 1.35 = 1102 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{aufgebrachte Vorspannkraft: } 80\% \text{ der Gebrauchslast} = 0.8 \times 769 = 615 \text{ kN.}$$

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1488 = 892 \text{ kN}$.

10.6.4 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 $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$.

In den lakustrinen Sedimenten beträgt die zulässige Haftkraft $100 / 2.0 = 50 \text{ kN/m}$. Die zweite Ankerlage wird zur Hälfte in Murschutt und zur Hälfte im bindigen Boden verankert, weshalb für diesen Anker eine Haftkraft von 67.5 kN/m angesetzt wird.

$$\text{Haftstrecke: } l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 702 / 85 = 8.25 \text{ m}$$

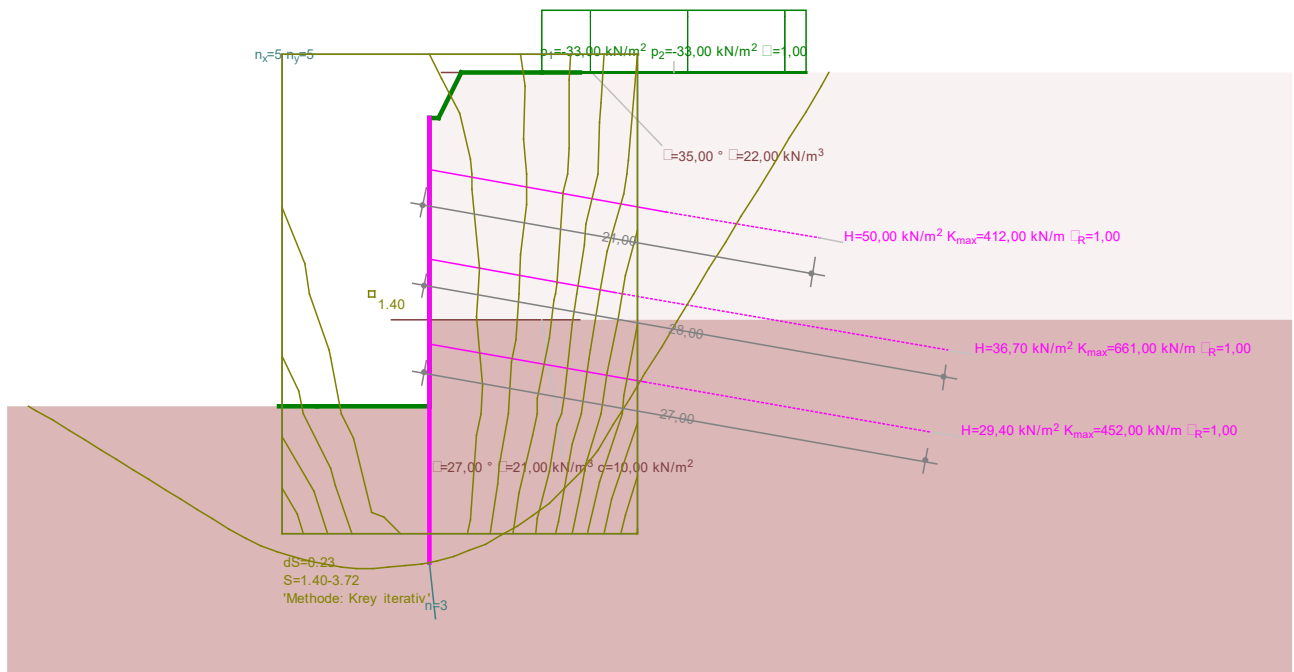
$$\text{Haftstrecke: } l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 1124 / 62.5 = 18.00 \text{ m}$$

$$\text{Haftstrecke: } l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 769 / 50 = 15.50 \text{ m}$$

10.6.5 Geländebruchsicherheit

Zusätzlich zum Nachweis der tiefen Gleitfuge ist auch ein Nachweis der Geländebruchsicherheit zu erbringen. Dieser Nachweis ist gemäß [3] Abschnitt 7.4 (5) bei Ansatz von erhöhtem 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 ermittelten Ankerlängen werden anschließend durch den Nachweis der tiefen Gleitfuge nach Kranz überprüft.

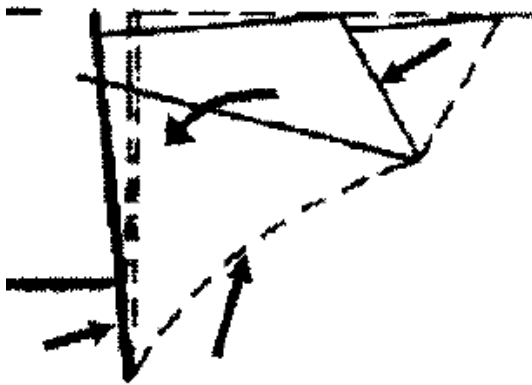


Die rechnerische Sicherheit beträgt $1.40 \geq 1.40$.

10.6.6 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 der Bohrpfahlwand befindlichen Bodenkörpers inklusive Verankerung geführt.

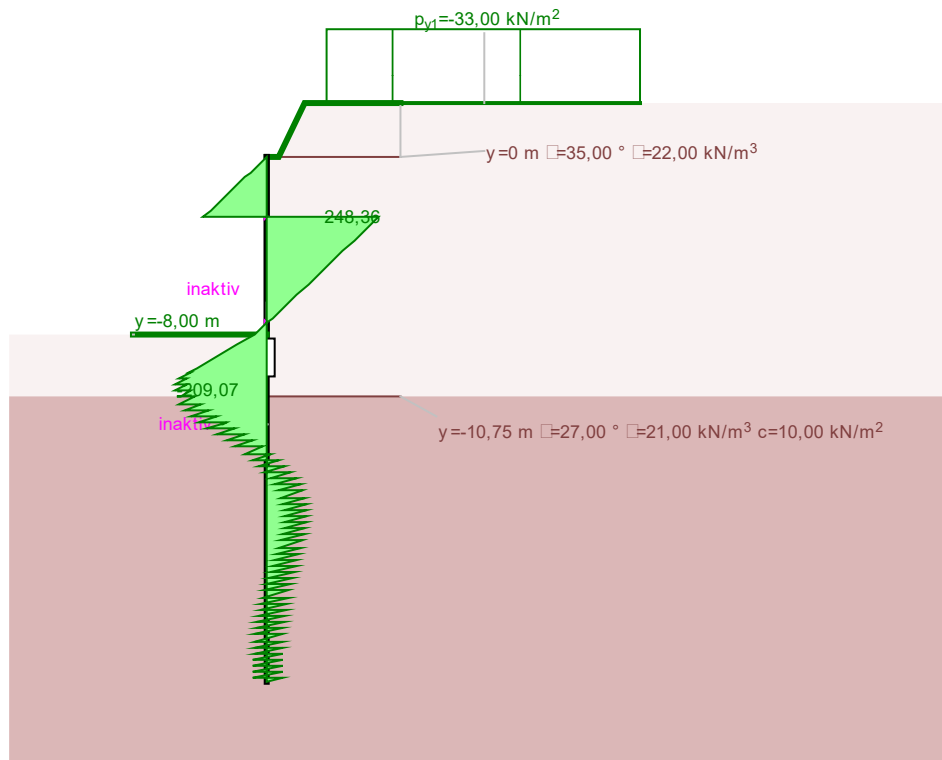
Versagen in der tiefen Gleitfuge

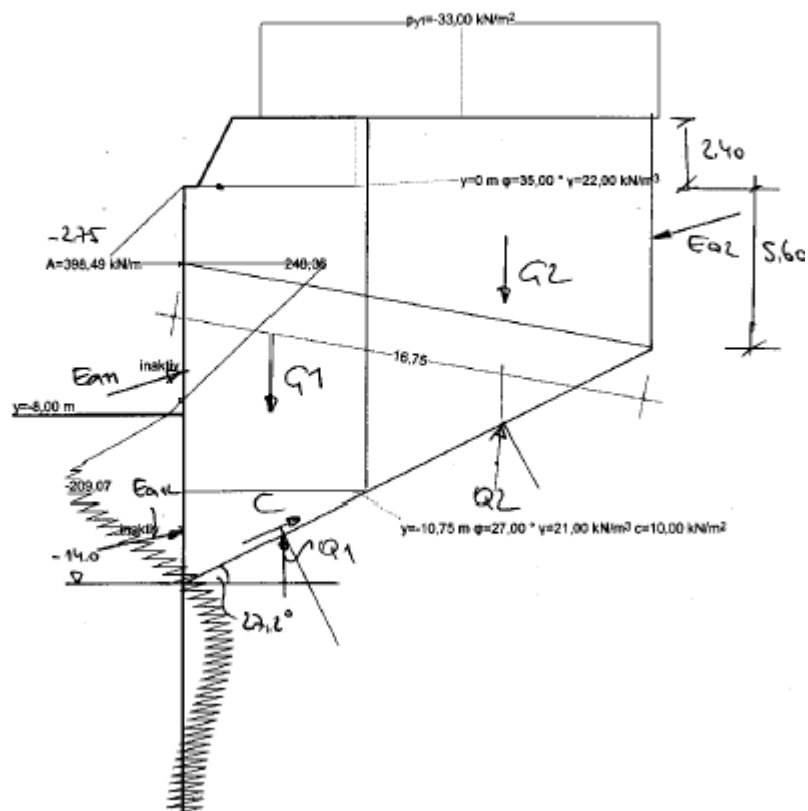


Die zu betrachtende Geometrie des Bodenkörpers ist begrenzt durch die Bohrpfahlwand, durch den Mittelpunkt der Haftstrecke und durch den Fußdrehpunkt der Bohrpfahlwand. Dieser Fußdrehpunkt ist bei eingespannten Bohrpfählen definiert als jene Stelle, wo die Querkraft zu null wird.

Dieser Nachweis ist für den ersten Aushubzustand -8.00 m unter Geländeoberkante und für den Bauendzustand zu führen. Der Wandreibungswinkel δ wird mit $2/3 \varphi$ angenommen. Die Länge der Freispielstrecke des oberen Ankers wird mit 9.30 m festgelegt, die des unteren Ankers mit 8.70 m. Die Haftstrecke beträgt jeweils 6.30 m.

Der Erddruckbeiwert aktiv für $\varphi = 35^\circ$ und Wandreibungswinkel $2/3 \varphi$ beträgt $k_a = 0.244$, jener für die lakustrinen Sedimente $\varphi = 27^\circ$ und $2/3 \varphi$: $k_a = 0.334$. Der Einfluss der Kohäsion wird berücksichtigt.





$$E_{a1}: \varphi = 35^\circ \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi \quad k_a = 0,244$$

zusätzl. Höhe: $n = 2 \text{ m}$

$$V_0 = 2 \times 22 \times 0,244 = 10,7 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{10,75} = (2 + 10,75) \cdot 22 \times 0,244 = 68 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a1} = (10,7 + 68) / 2 \times 10,75 = 423 \text{ kN/m}$$

$$E_{a2}: \varphi = 27^\circ \quad c = 10 \quad \delta = \frac{4}{5} \varphi \quad k_a = 0,334$$

$$c \cdot k_{ac} = 11,7 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{10,75} = (2 + 10,75) \cdot 22 \times 0,334 - 2 \cdot 10 \sqrt{0,334} = 82,2 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{14} = 82,2 + (14 - 10,75) \cdot 21 \times 0,334 = 105 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a2} = (82,2 + 105) / 2 \times (14 - 10,75) = 304 \text{ kN/m}$$

$$E_{a3}: V_0 = 2,4 \cdot 22 \cdot 0,244 = 12,88 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = 12,88 + 5,60 \cdot 22 \cdot 0,244 = 42,91 \text{ kN/m}^2$$

$$V_p = 33 \times 0,244 = 8,05 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = (12,88 + 42,9) / 2 \times 5,60 + 8,05 \cdot 5,60 = 202 \text{ kN/m}$$

$$G_1: 6,40 \times 14 \times 22 = 1971 \text{ kN/m}$$

$$G_2: 10 \times 10,8 \times 22 = 2376 \text{ kN/m}$$

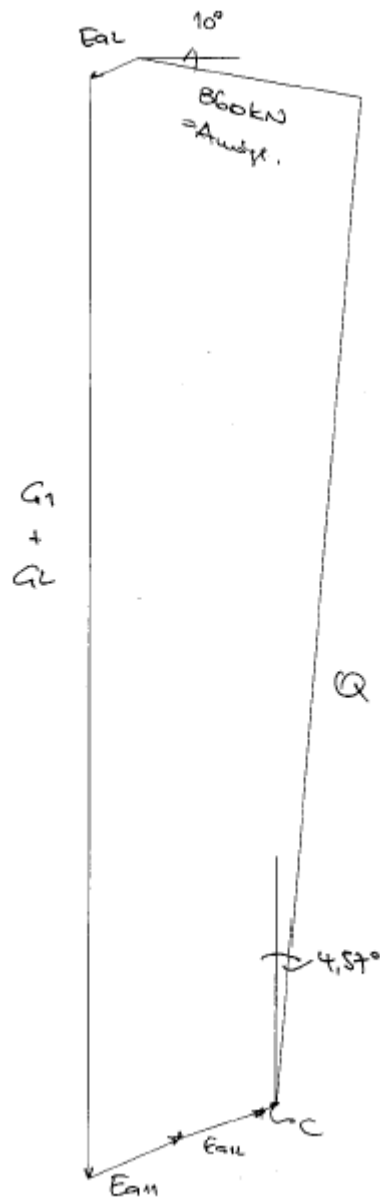
$$C = 7,2 \times 10 = 72 \text{ kN/m}$$

mittlerer Reibung φ proport. zu G :

$$\alpha = \frac{35 \times 2376 + 27 \times 1971}{2376 + 1971} = 31,37^\circ$$

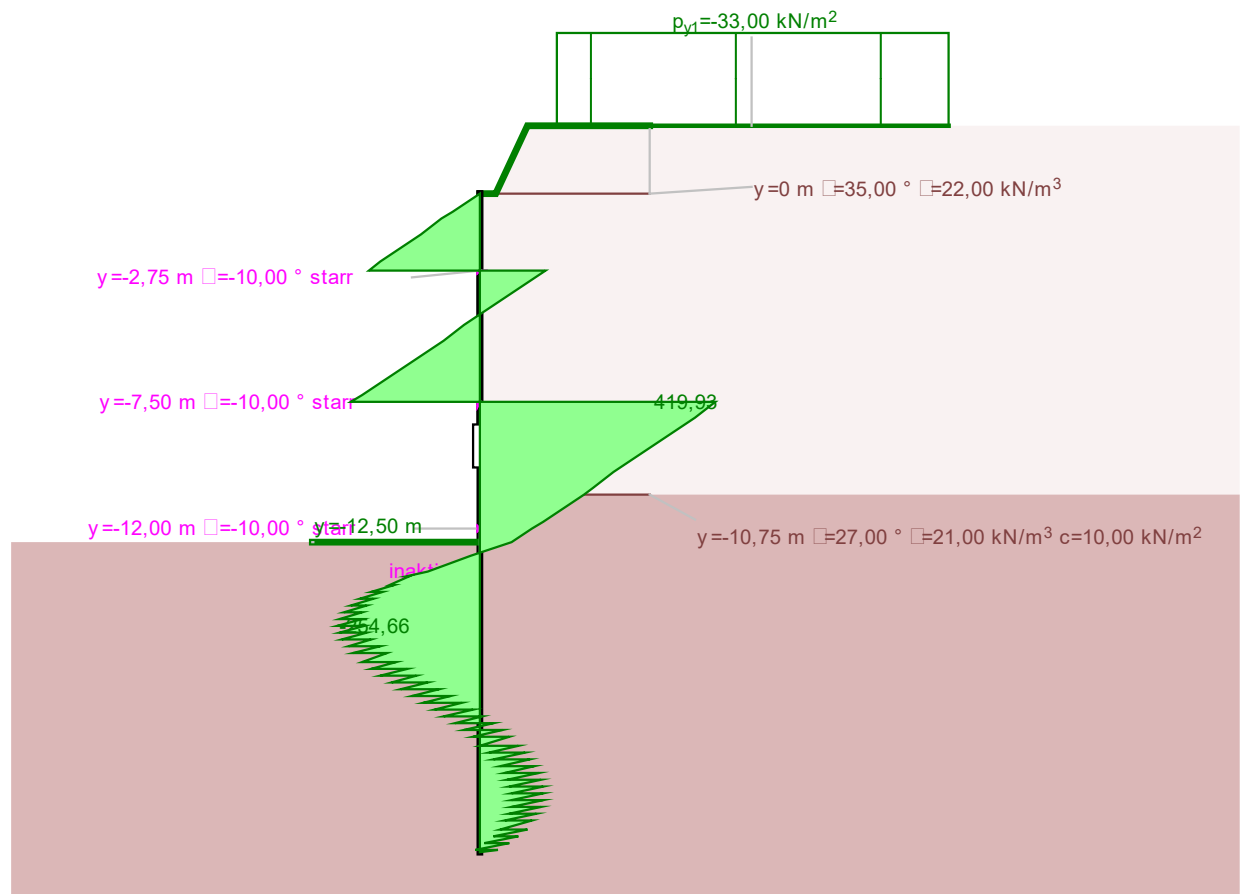
$$\text{plateini: } 26,8^\circ$$

$$\Rightarrow \Delta \alpha = 4,57^\circ \quad (\text{aufwärts})$$

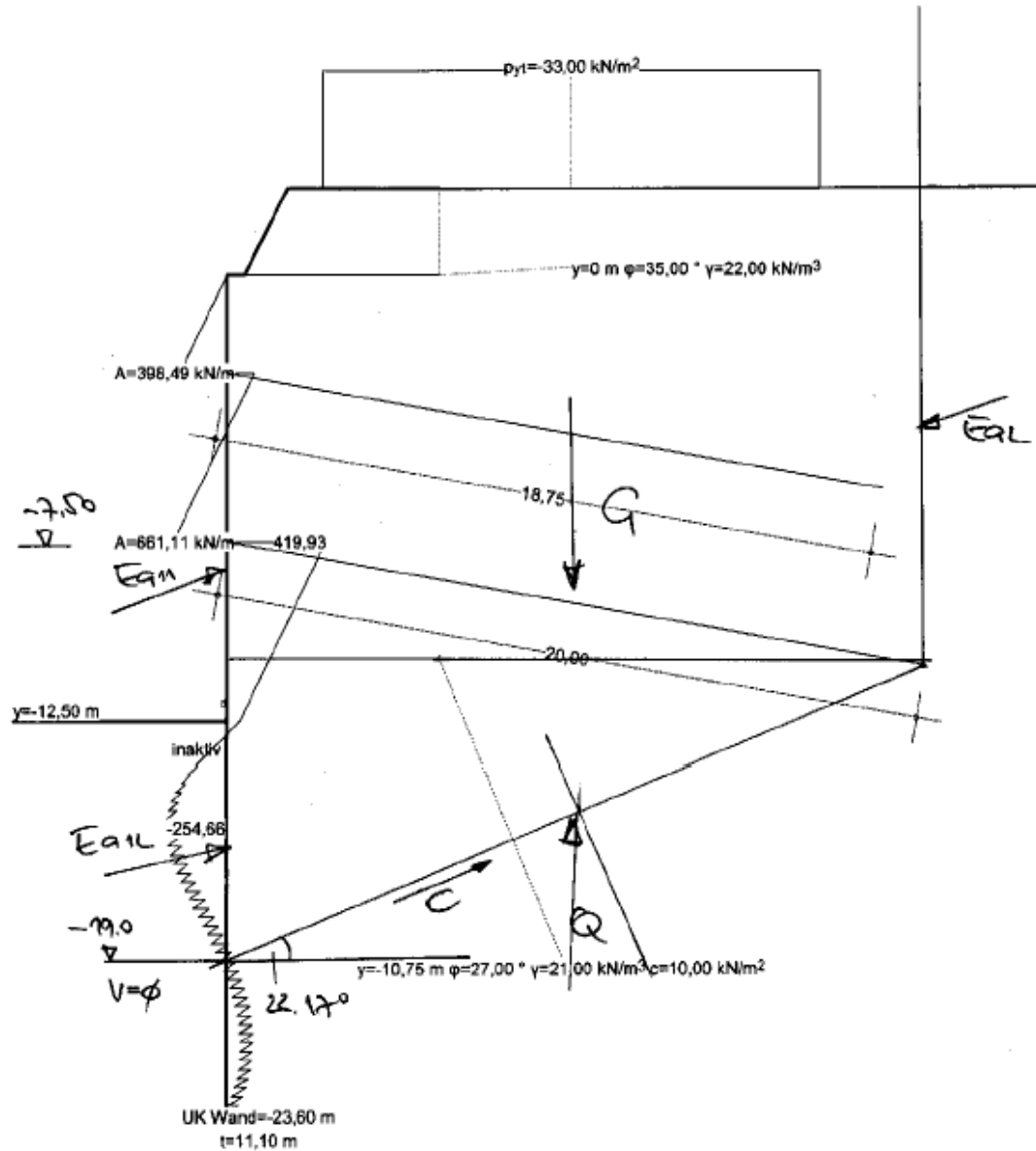


Sicherheit: $\eta = A_{m\ddot{o}gl} / A_{vorh} = 860 / 400 = 2.15 > 1.50$

Die Ankerkraft pro Laufmeter beträgt für diesen Bauzustand $399 + 661 = 1060 \text{ kN/m}$.



Die Ankerlänge bis zur Mitte Haftstrecke der mittleren Lage wird mit 20 m festgelegt. Die Ankerlänge beträgt somit $20 + 18/2 = 29$ m.



$$E_{a1} = 426 \text{ kN/m}$$

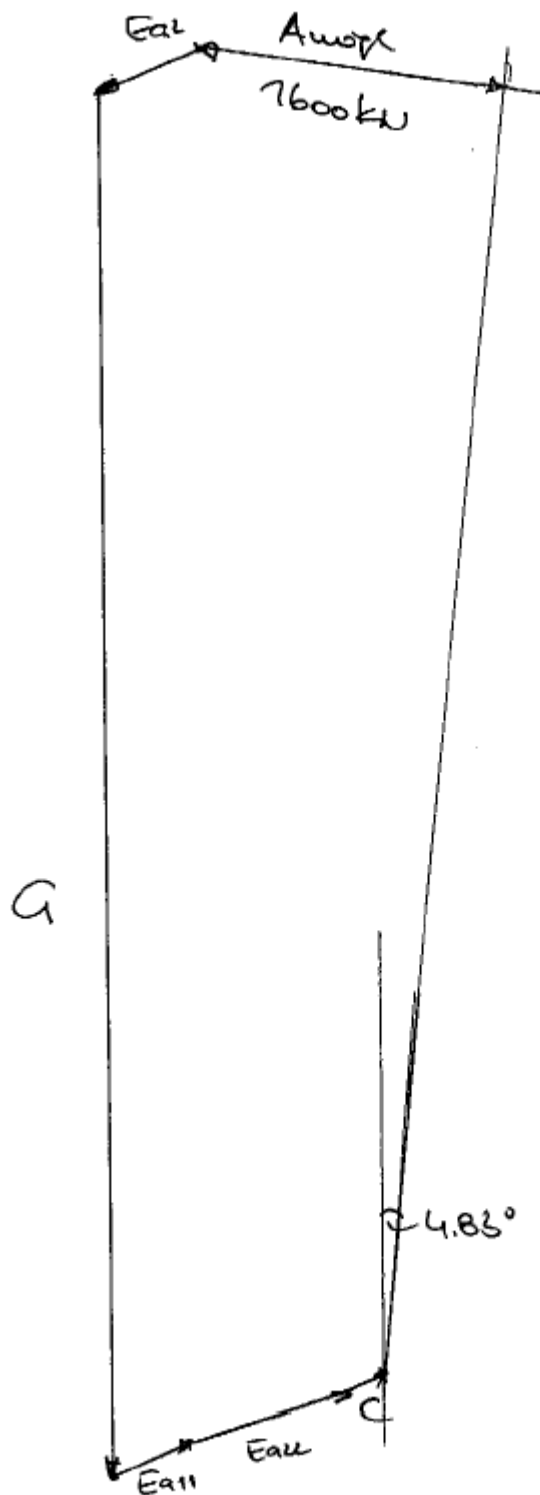
$$E_{a2} = 917 \text{ kN/m}$$

$$C = 210 \text{ kN/m}$$

$$E_{a2} = 559 \text{ kN/m}$$

$$G = 19,6 \times 17,25 \times 21,75 = 7350 \text{ kN/m}$$

$$\alpha_Q = 27^\circ - 22,17^\circ = 4,83^\circ$$



Daraus ergibt sich eine mögliche Summe der Ankerkräfte von 1600 kN/m.

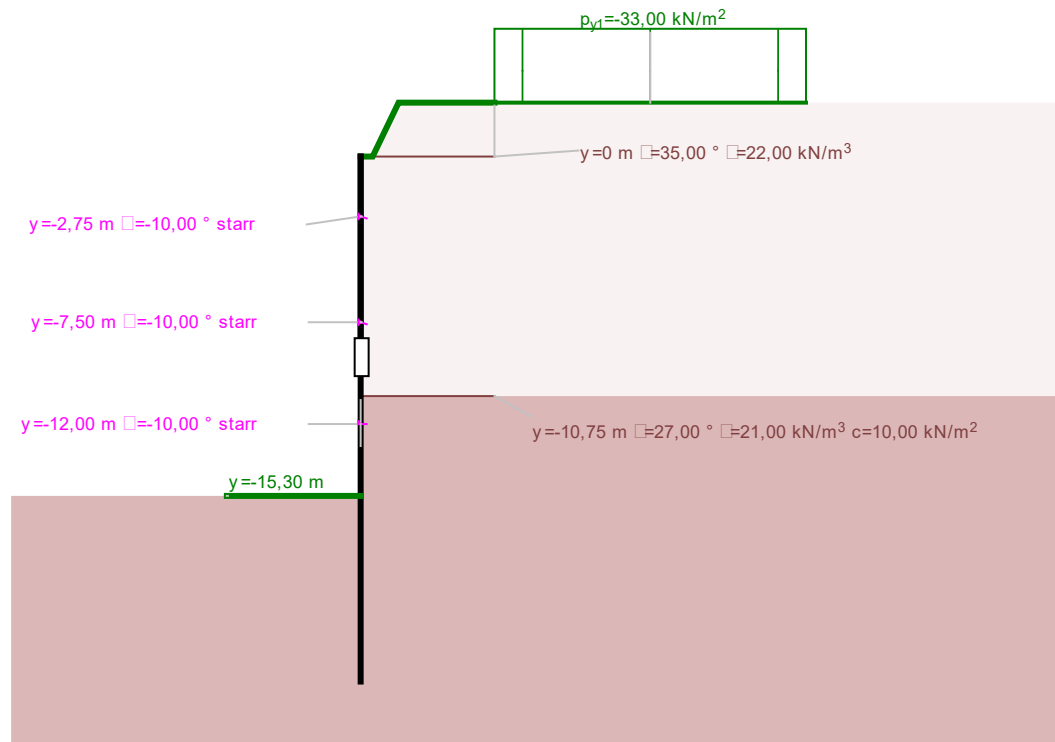
Sicherheit: $\eta = A_{\text{mögl}} / A_{\text{vorh}} = 1600 / 1060 = 1.51 > 1.50$

Bauendzustand nach Spannen der unteren Ankerlage:

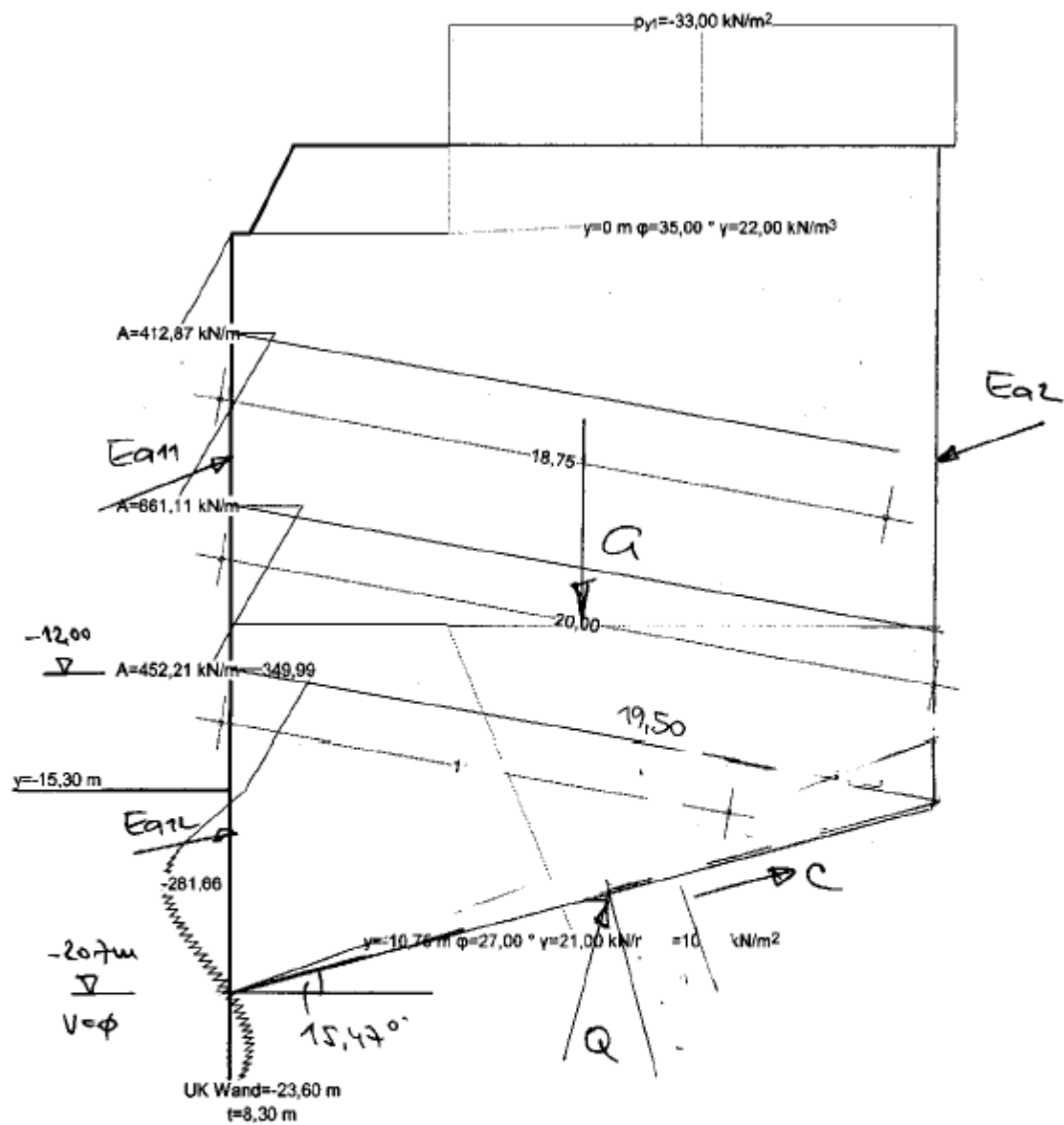
Der Aushub erfolgt bis 15.30 m unter Bohrplanum.

Der Querkraftnullpunkt liegt 5.40 m unter der temporären Aushubsohle.

Die Ankerkraft pro Laufmeter beträgt für den Bauendzustand $412 + 661 + 452 = 1525$ kN/m.



Die Ankerlänge bis zur Mitte Haftstrecke der mittleren Lage wird mit 19.5 m festgelegt.
Die Ankerlänge beträgt somit $19.5 + 15.5/2 = 27.25 \text{ m}$.



$$E_{a1} = 425 \text{ kN/m}$$

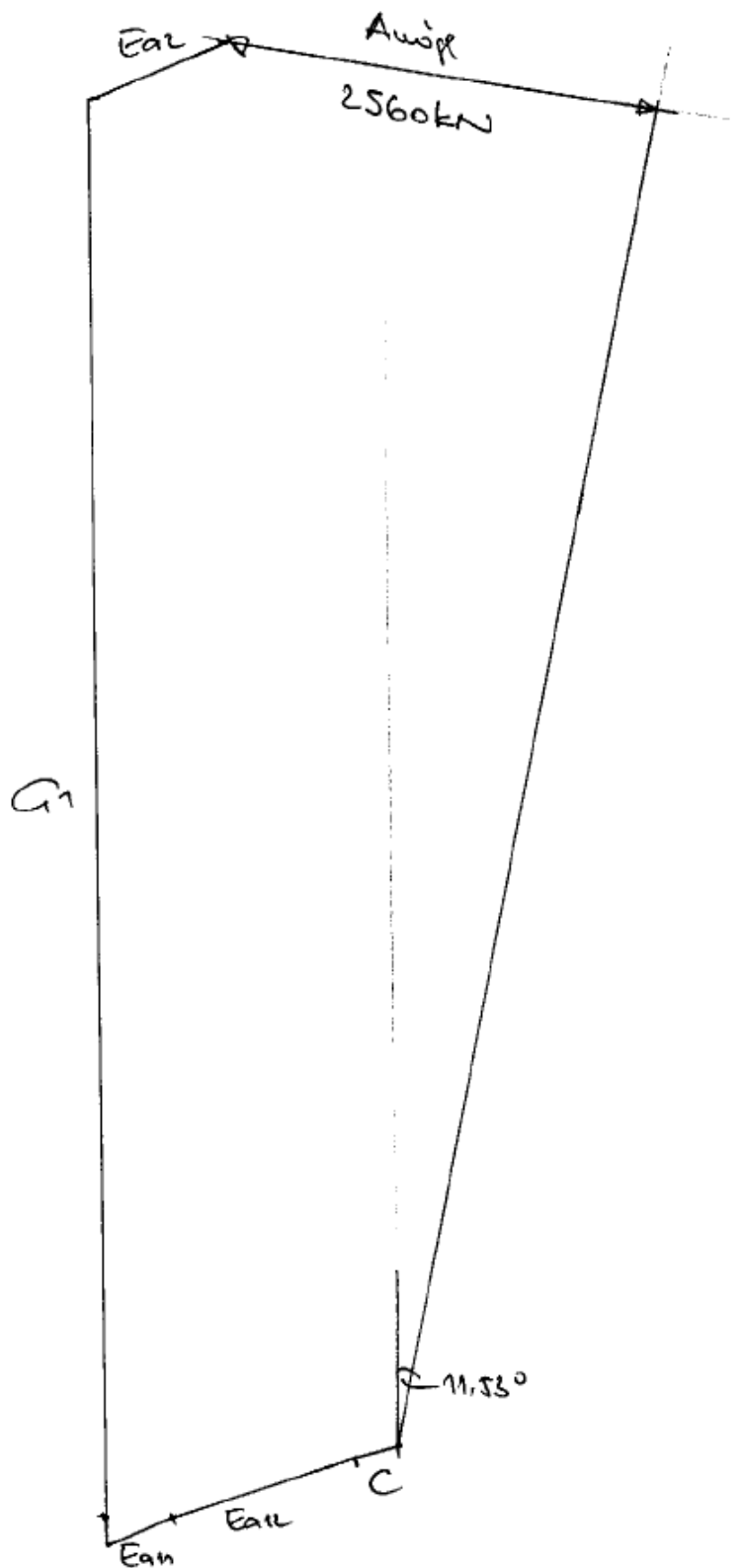
$$E_{a2} = 1165 \text{ kN/m}$$

$$C = 210 \text{ kN/m}$$

$$E_{a2} = 957 \text{ kN/m}$$

$$Q = 19,4 \times 20,6 \times 21,5 = 8590 \text{ kN/m}$$

$$\alpha Q = 27 - 15,47 = 11,53^\circ$$



Daraus ergibt sich eine mögliche Summe der Ankerkräfte von 1600 kN/m.

Sicherheit: $\eta = A_{\text{mögl}} / A_{\text{vorh}} = 2560 / 1525 = 1.67 > 1.50$

10.6.7 Ankerlängen und Ankertypen

Obere Ankerlage: 6 x 0,60"
Freispiellänge 12.75 m
Haftstrecke 8.25 m
Gesamtlänge 21.00 m
 $P_o = 561 \text{ kN}$

Mittlere Ankerlage: 8 x 0,62"
Freispiellänge 11.00 m
Haftstrecke 18.00 m
Gesamtlänge 29.00 m
 $P_o = 899 \text{ kN}$

Untere Ankerlage: 6 x 0,60"
Freispiellänge 11.75 m
Haftstrecke 15.50 m
Gesamtlänge 27.25 m
 $P_o = 615 \text{ kN}$

11 QUERSCHNITT TYP K1_B^{BPFW} (BLOCK 22 BIS 24)

11.1 Geometrie

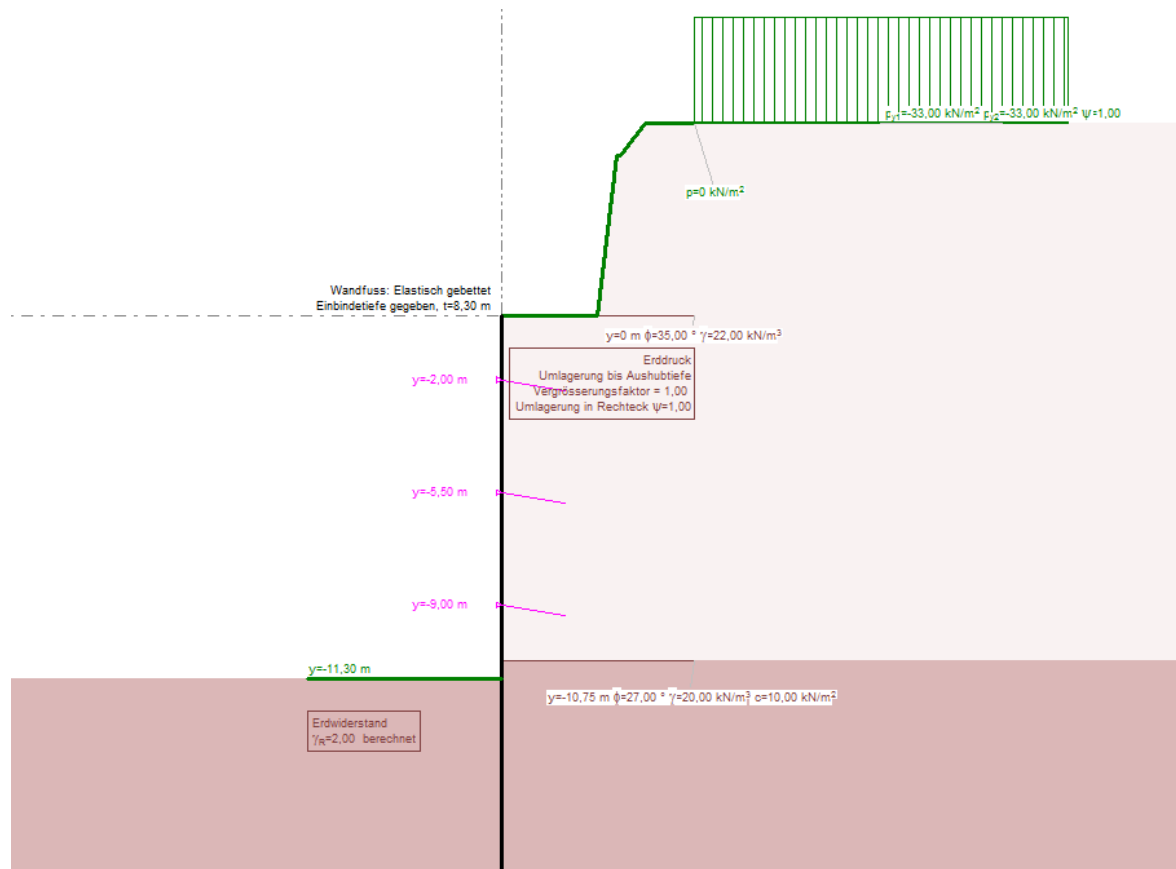
Als maßgebender Querschnitt wird der Querschnitt Typ K1 bei km 4+075 gewählt. Die Gültigkeit erstreckt sich von Block 22 bis Block 24 und stellt eine Sonderform des Typ K1_A^{BPFW} dar, bei der die Bohrpfahlwand vor einer bestehenden Stützwand parallel zur Autobahn erreicht wird.

Die Rückverankerung erfolgt durch Freispiel-Litzenanker. Die maximale freie Baugrubenhöhe bis zum Bohrplanum beträgt ca. 11,30 m zuzüglich einer ca. 6,0 m hohen Stützwand (Gesamthöhe ca. 17,30 m). Diese Stützwand hat einen Abstand von ca. 3,0m zur Vorderkante der Verbauwand. Die Lasten aus der Stützwand werden durch Modellierung eines entsprechenden Geländesprungs berücksichtigt.

Die Ausführungen der Bemessung des Typ K1_A^{BPFW} gelten mit folgenden Anpassungen:

Ankerlagen: A1: y= 2,0m von OK Pfahl
A2: y= 5,5m
A3: y= 9,0m

In der nachfolgenden Abbildung ist der Querschnitt K1_B^{BPFW} dargestellt.

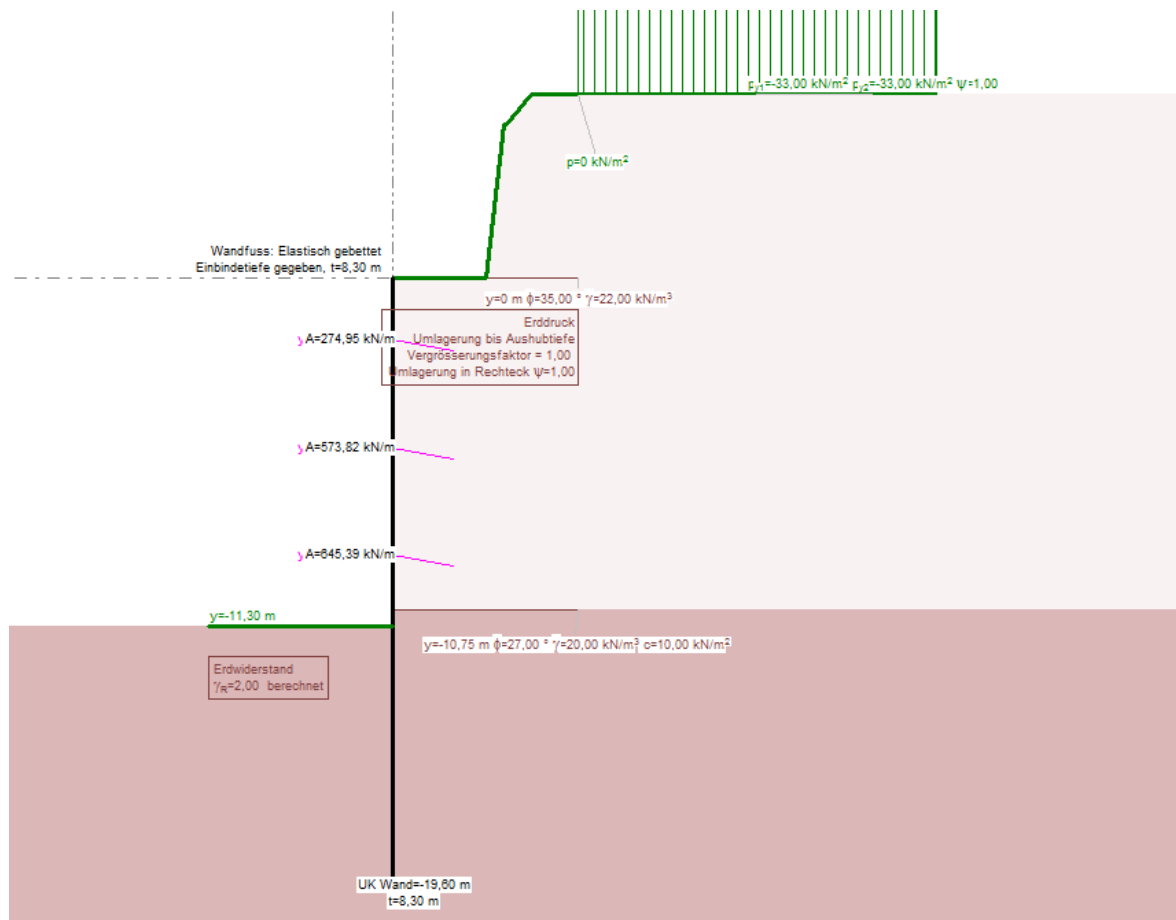


Zusammenfassung

Es gelten die Bemessungsergebnisse für den Pfahltyp K1_{ABPFW} analog

Die Ankerkräfte sind wie folgt:

1. Ankerlage: 274 kN/m
2. Ankerlage: 573 kN/m
3. Ankerlage: 645 kN/m



Gewählte Anker:

Obere Ankerlage: 6 x 0,60"
 Freispiellänge 12.75 m
 Haftstrecke 8.25 m
 Gesamtlänge 21.00 m
 $P_o = 561 \text{ kN}$

Mittlere und untere Ankerlage: 8 x 0,62"
 Freispiellänge 11.00 m
 Haftstrecke 18.00 m
 Gesamtlänge 29.00 m
 $P_o = 899 \text{ kN}$

Die sonstigen Nachweise zur Bemessung von Typ K1_B^{BPFW} gelten analog zu Typ K1_A^{BPFW}

11.2 Minimale Einbindetiefe

Die minimale Einbindetiefe ergibt sich aus der Betrachtung des Bauendzustandes unter Annahme eines durch passiven Erddruck gestützten Wandfußes. Der Erdwiderstand wird gemäß [3] Abschnitt 5.4 mit der Sicherheit 2.0 abgemindert und die erforderliche Länge der Einbindung ermittelt.

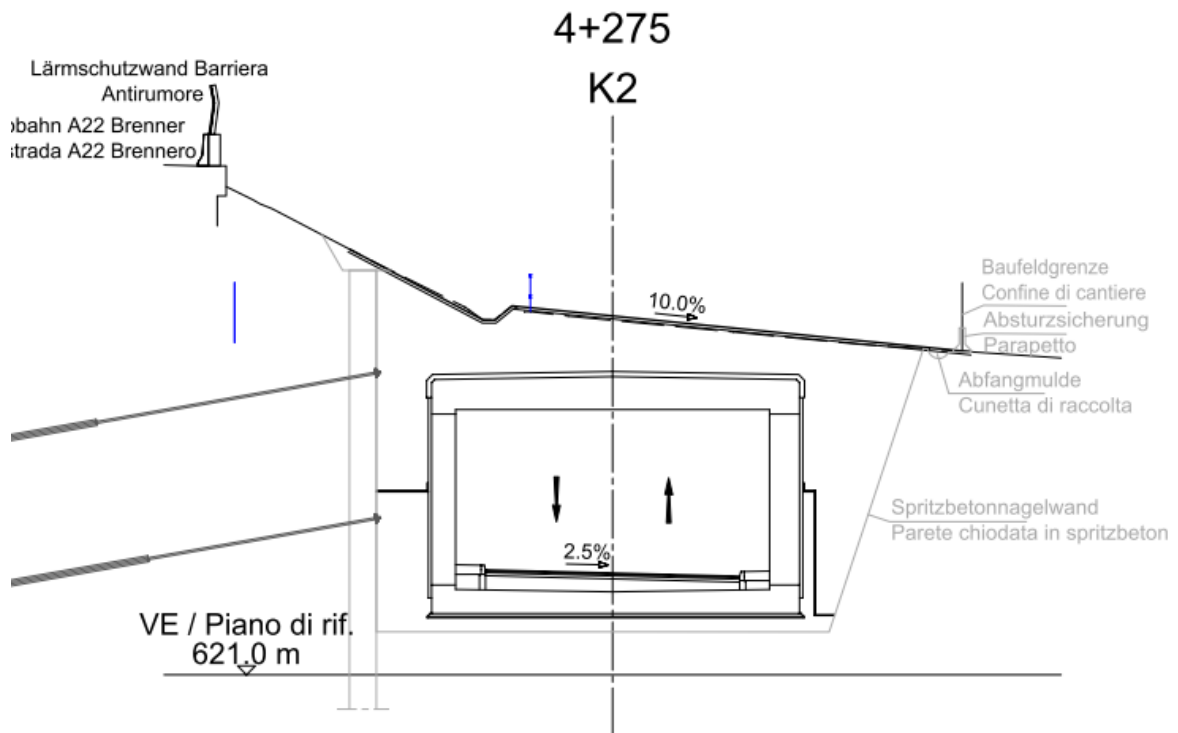
12 QUERSCHNITT TYP K2^{BpFW}

12.1 Geometrie

Als maßgebender Querschnitt wird der Querschnitt Typ K2 bei km 4+275 gewählt. Die Gültigkeit erstreckt sich von Block 40 bis Block 41 und betrifft den Bereich im Anschluss nördlich und südlich an die Deckelbauweise.

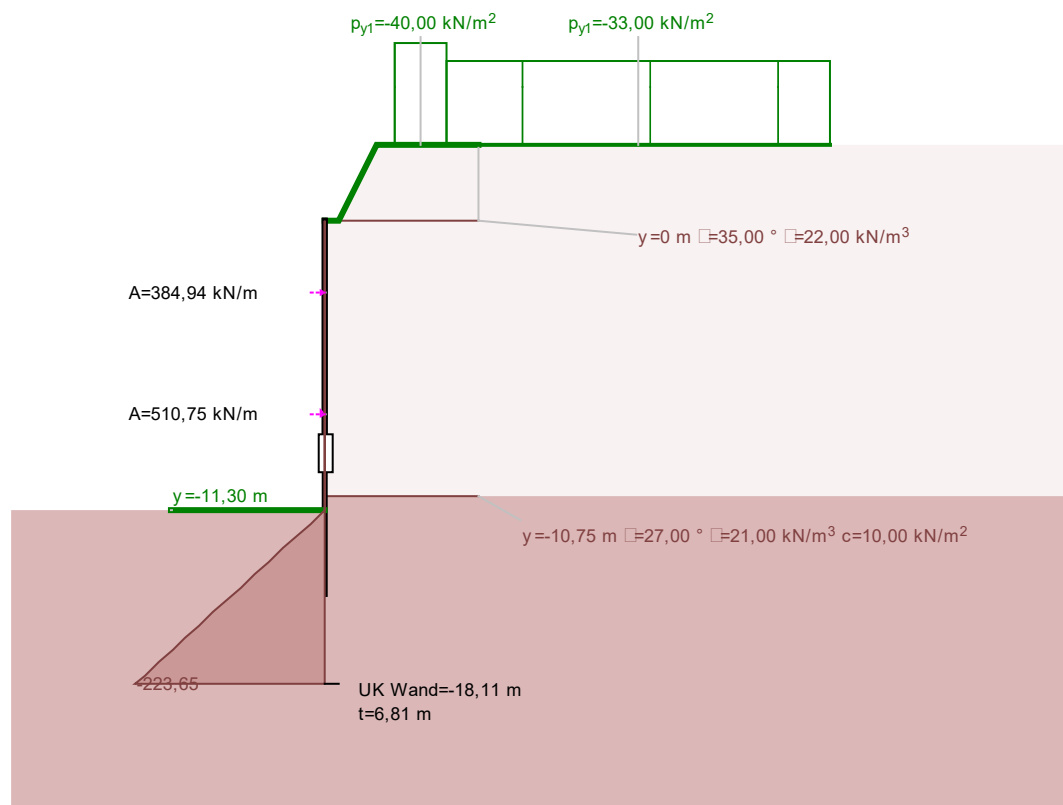
Die Rückverankerung erfolgt durch Freispiel-Litzenanker. Die maximale Baugrubenhöhe bis zum Bohrplanum beträgt 11,30 m zuzüglich ca. 3,0m Berme und Böschung (Gesamt 14,30 m)

In der nachfolgenden Abbildung ist der Querschnitt K2^{BpFW} dargestellt.



12.2 Minimale Einbindetiefe

Die minimale Einbindetiefe ergibt sich aus der Betrachtung des Bauendzustandes unter Annahme eines durch passiven Erddruck gestützten Wandfußes. Der Erdwiderstand wird gemäß [3] Abschnitt 5.4 mit der Sicherheit 2.0 abgemindert und die erforderliche Länge der Einbindung ermittelt.



Die minimal erforderliche Einbindetiefe beträgt 6.81 m. Als Einbindetiefe wird 7.00 m gewählt.

Wegen der vergleichsmäßig schlechten Bodenkennwerte der lakustrinen Sedimente mit dem dadurch bedingten geringen Erdwiderstand wird der letzte Aushubzustand zweifach untersucht: einmal mit dem Ansatz einer elastischen Bettung und einmal mit dem Ansatz eines dreieckig verteilten Widerstandes.

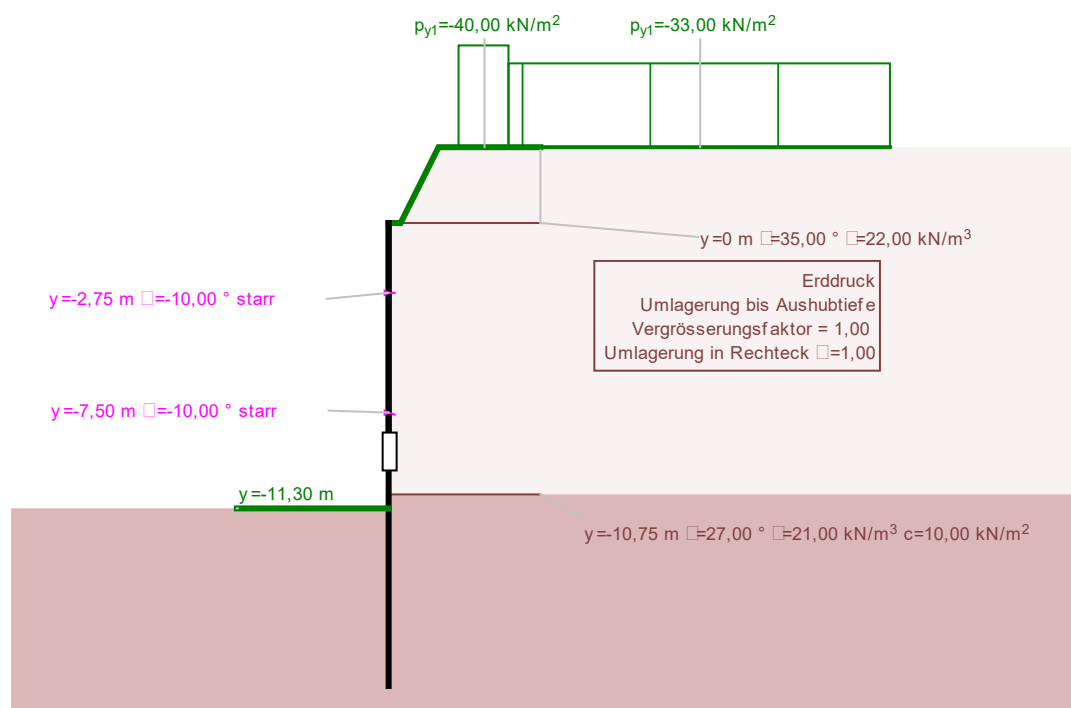
12.3 Untersuchung der Aushubzustände

12.3.1 Statisches System

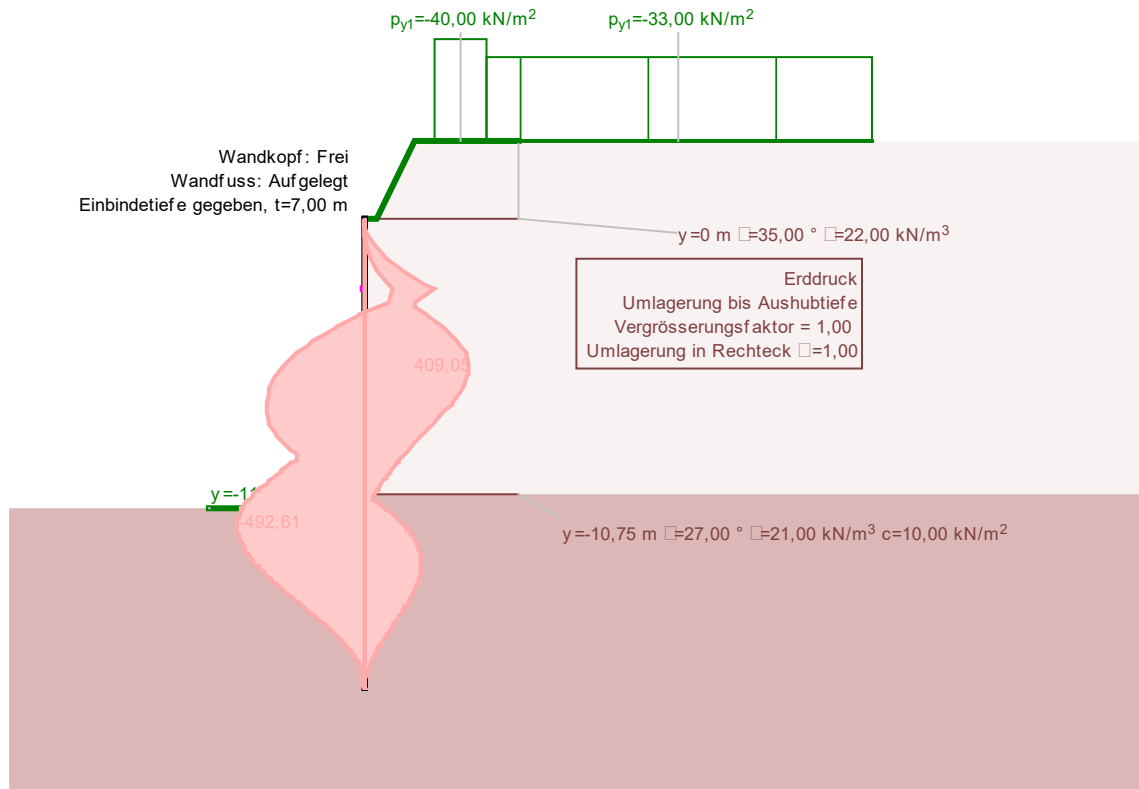
Die Bohrspfähle werden bis in eine Tiefe von $11.30 + 8.00 = 18.30$ m ausgeführt.

Für diesen Querschnitt werden die Teilergebnisse aller Bauetappen dargestellt. Bei den weiteren Querschnitten wird nur mehr die Überlagerung angegeben.

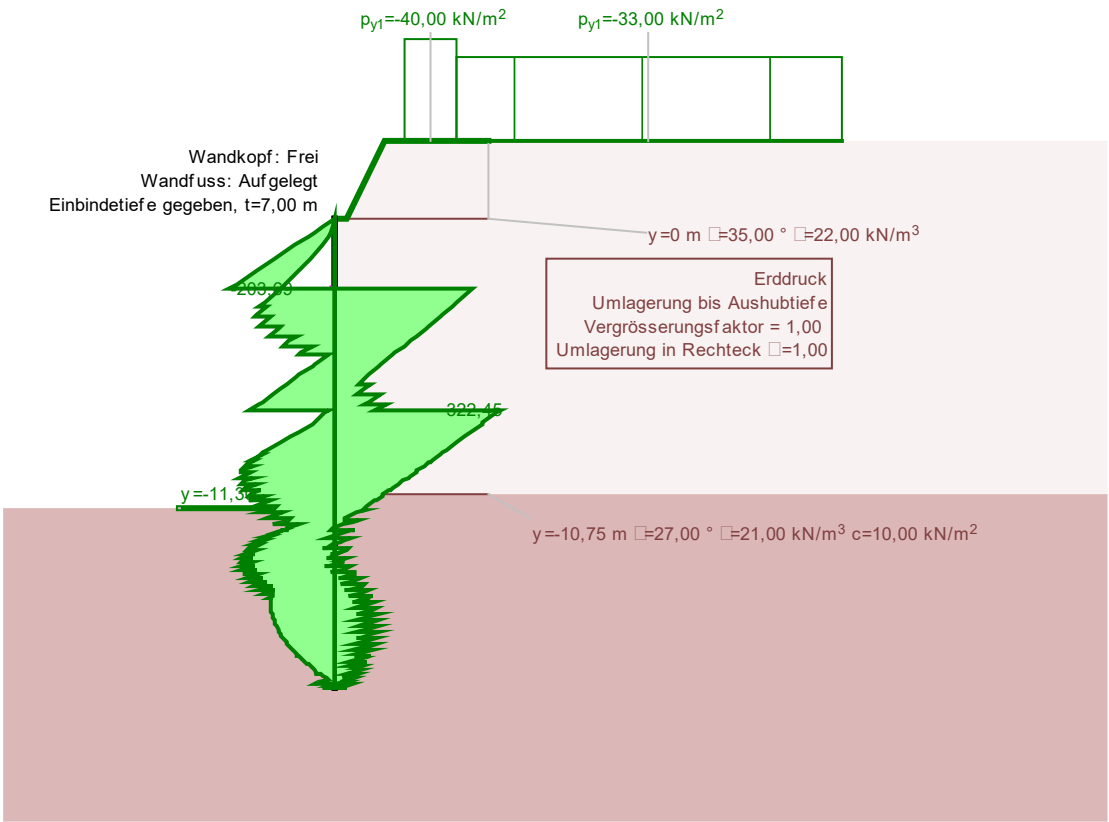
Die Anker werden in einem Abstand von 2.75 m und 7.50 m vom Bohrplanum angeordnet. Der etappenweise Aushub erfolgt bis 50 – 75 cm unterhalb der Ankerlagen.



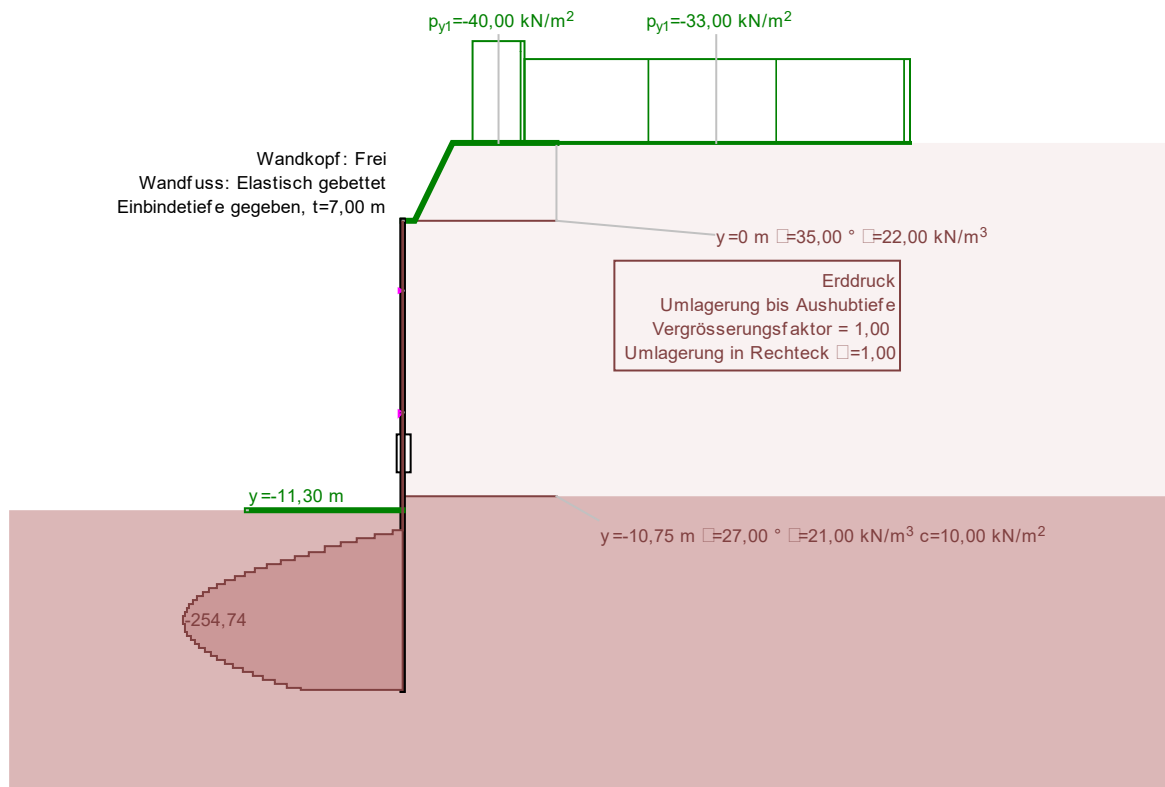
12.3.2 Überlagerung aller Aushubzustände



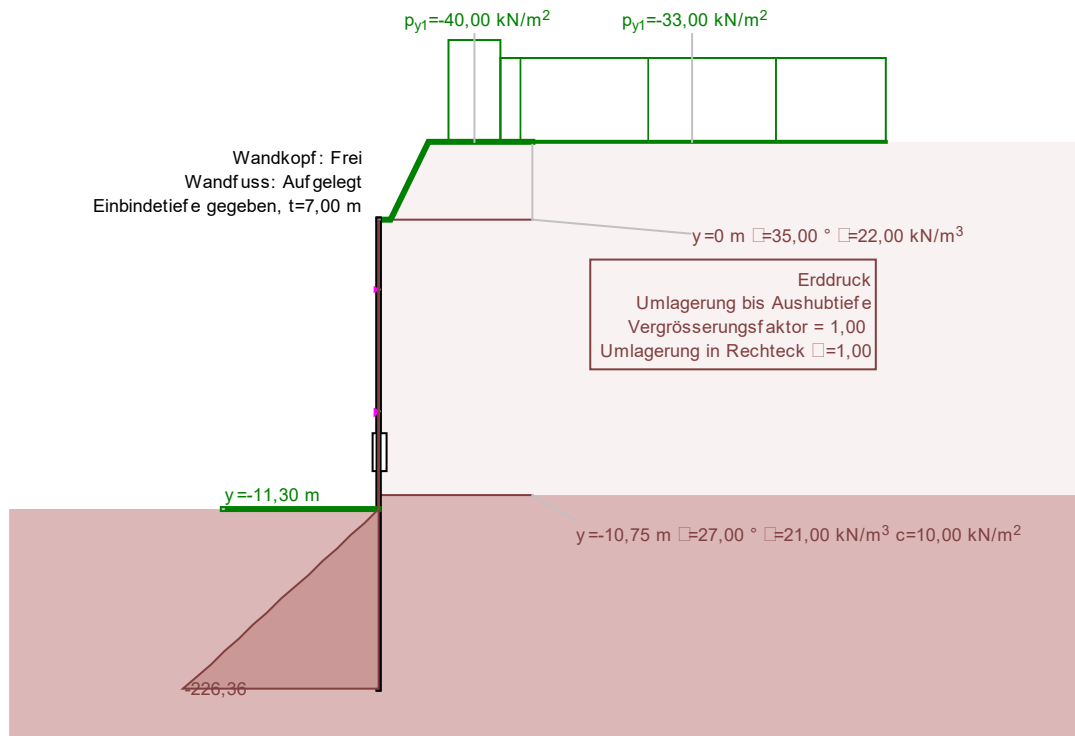
Biegemoment



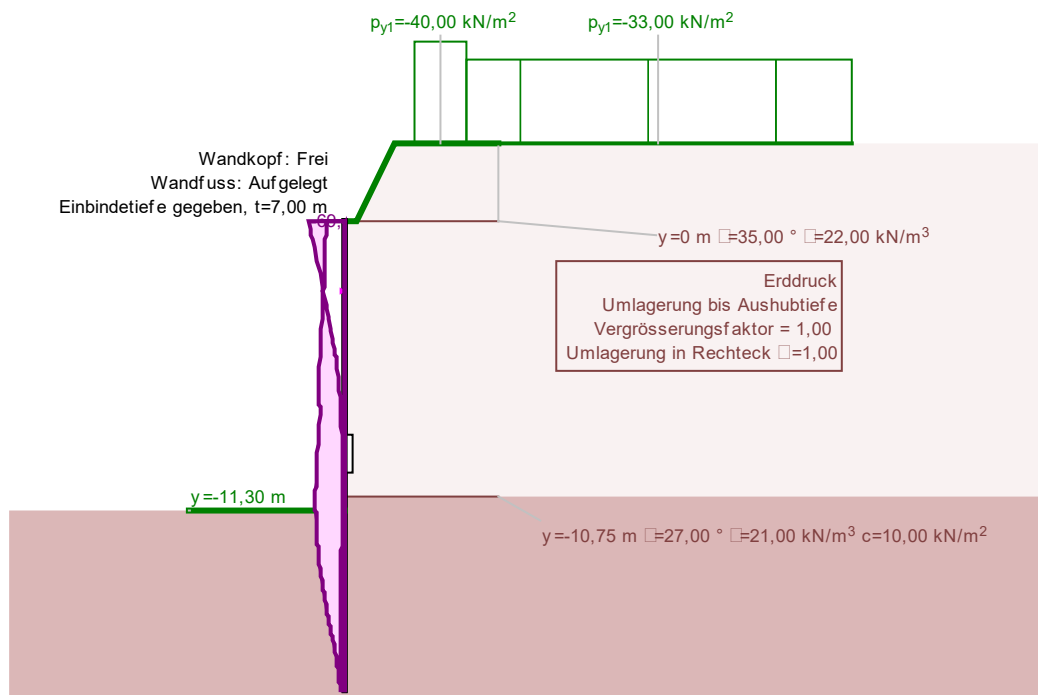
Querkraft



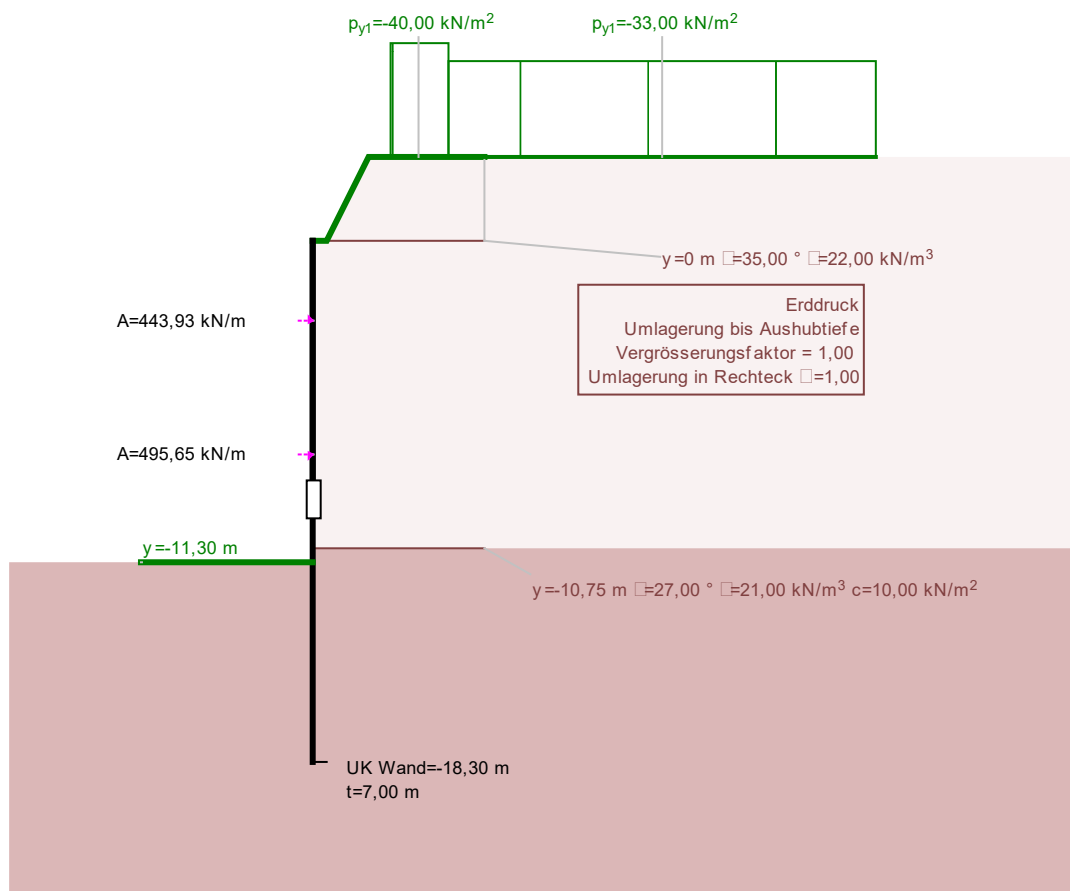
Maximale Bettungsreaktion Fall 1



Maximale Bettungsreaktion Fall 1



Verformung



Ankerkraft

12.4 Bemessung Bohrpfahl

12.4.1 Biegebewehrung

Das betragsmäßig größte Biegemoment beträgt 492 kNm/m.

Auf Grund der Abstände der Bohrpfähle von 1.70 m ist für die Bemessung des Einzelbohrpfahles das Biegemoment von $492 \times 1.70 = 836$ kNm/Bohrpfahl maßgebend.

$$M_{sd} = 1.4 \times 836 = 1170 \text{ kNm}$$

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

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

mit $z = 0.69$ m:

$$a_s = 1170 \times 1.15 / 0.69 / 43 = 45.36 \text{ cm}^2$$

gewählt: 12Ø22 pro Seite

das entspricht 24Ø22 um den Umfang verteilt.

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

Abstand der Ø22: ca. 11 cm

12.4.2 Schubbewehrung

Die betragsmäßig größte Querkraft beträgt 322 kN/m.

Auf Grund des Abstände der Bohrpfähle von 1.70 m ist für die Schubbemessung des Einzelbohrpfahles die Querkraft von $322 \times 1.7 = 548$ kN/Bohrpfahl maßgebend. Die Berechnung erfolgt mit dem flächengleichen quadratischen Querschnitt von $80 \times 80 \text{ cm}^2$.

$$V_{sd} = 1.4 \times 548 = 766 \text{ kNm}$$

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

Querkraftwiderstand Betondruckstrebe:

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

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.6 (1 - 30/250) = 0.528$$

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

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

$$f_{cd} = 0.8 \times 30 / 1.5 = 16.0 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \times 0.8 \times 0.65 \times 0.528 \times 16.0 / 2 = 2.19 \text{ MN} > 0.55 \text{ MN}$$

Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Rds} / z / f_{ywd} = 766 \times 1.15 / 0.65 / 43 = 31.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: Wendel Ø14 mit Steighöhe 10.0 cm

12.4.3 Zusammenfassung Bohrpfahl Ø90 cm

Beton C25/30

Längsbewehrung: 24 Ø22 rundum

Wendel: Ø14 mit Steighöhe 10 cm

12.5 Bemessung Ausfachung

Gemäß Abschnitt 9.5 gilt:

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

12.6 Vorspannanker

12.6.1 Ankerkraft und Lage

Die maximale rechnerische Rückhaltekraft in den Ankern der jeweiligen Lagen beträgt:

obere Lage: 444 kN/m

Untere Lage: 496 kN/m

Unter Berücksichtigung des Achsabstandes des Bohrpfahles von 1.70 m gelten für den einzelnen Bohrpfahl die nachfolgend angegeben Werte (Gebrauchslast):

Obere Lage: $444 \times 1.70 = 755$ kN/Bohrpfahl

Untere Lage: $496 \times 1.70 = 843$ kN/Bohrpfahl

Die Ankerlagen befinden sich 2.75 m und 7.5 m unter Bohrplanum. Die Ankerneigung beträgt ca. 10° zur Horizontalen.

12.6.2 Ankertyp

Temporärer Freispielanker Dywidag Litzenanker:

	Stahlgüte [N/mm ²]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm ²]	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: 0.60":

Bruchlast $F_b = 6 \times 248 = 1488$ kN

Bruchlast $F_b = 7 \times 248 = 1736$ kN

Die Nachweise erfolgen nach der ÖNORM EN 1537, Abschnitt D.

12.6.3 Innerer Ankerwiderstand

Die Teilsicherheit gemäß [5] beträgt 1.35.

Obere Ankerreihe: 6x0,60“

$$\text{Beanspruchung } E_d = 1.4 \times 755 = 1057 \text{ kN}$$

$$\text{Ankerwiderstand } R_d = 1488 / 1.35 = 1102 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{aufgebrachte Vorspannkraft: } 80\% \text{ der Gebrauchslast} = 0.8 \times 755 = 604 \text{ kN.}$$

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1488 = 892 \text{ kN}$

Untere Ankerreihe: 7x0.60“

$$\text{Beanspruchung } E_d = 1.4 \times 843 = 1180 \text{ kN}$$

$$\text{Ankerwiderstand } R_d = 1736 / 1.35 = 1285 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{aufgebrachte Vorspannkraft: } 80\% \text{ der Gebrauchslast} = 0.8 \times 843 = 674 \text{ kN.}$$

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1736 = 1041 \text{ kN}$.

12.6.4 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 $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$. Beide Ankerreihen sind im nichtbindigen Boden verankert.

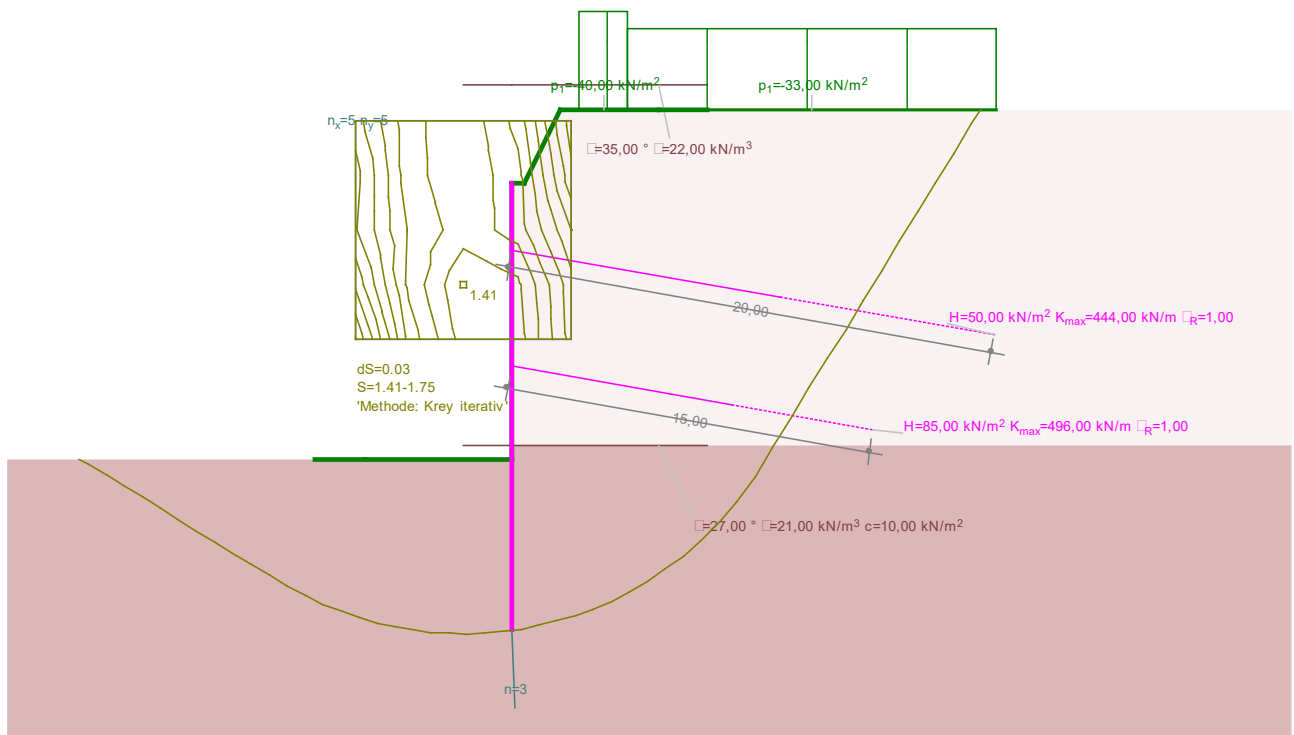
$$\text{Haftstrecke: } l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 755 / 85 = 9.00 \text{ m}$$

$$\text{Haftstrecke: } l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 843 / 85 = 10.00 \text{ m}$$

12.6.5 Geländebruchsicherheit

Zusätzlich zum Nachweis der tiefen Gleitfuge ist auch ein Nachweis der Geländebruchsicherheit zu erbringen. Dieser Nachweis ist gemäß [3] Abschnitt 7.4 (5) bei Ansatz von erhöhtem 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 ermittelten Ankerlängen werden anschließend durch den Nachweis der tiefen Gleitfuge nach Kranz überprüft.



Die rechnerische Sicherheit beträgt $1.41 > 1.40$.

12.6.6 Ankerlänge

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

Der Nachweis wird analog Abschnitt 9.6.6 geführt.

Dieser Nachweis ist für den ersten Aushubzustand –8.00 m unter Geländeoberkante und für den Bauendzustand zu führen. Der Wandreibungswinkel δ wird mit $2/3 \varphi$ angenommen. Die Länge der Freispielstrecke des oberen Ankers wird mit 11.0 m festgelegt, die des unteren Ankers mit 12.0 m. Die Haftstrecke beträgt oben 9.00 m und unten 10.0 m. Dies bedeutet eine Verlängerung des unteren Ankers wegen des Nachweises der tiefen Gleitfuge.

12.6.7 Ankerlängen

Obere Ankerlage: 6 x 0,60"
Freispiellänge 11.00 m
Haftstrecke 9.00 m
Gesamtlänge 20.00 m
 $P_o = 604 \text{ kN}$

Untere Ankerlage: 7 x 0,60"
Freispiellänge 12.00 m
Haftstrecke 10.00 m
Gesamtlänge 22.00 m
 $P_o = 674 \text{ kN}$

13 QUERSCHNITT TYP K3^{BPFW} (MIKROPALI)

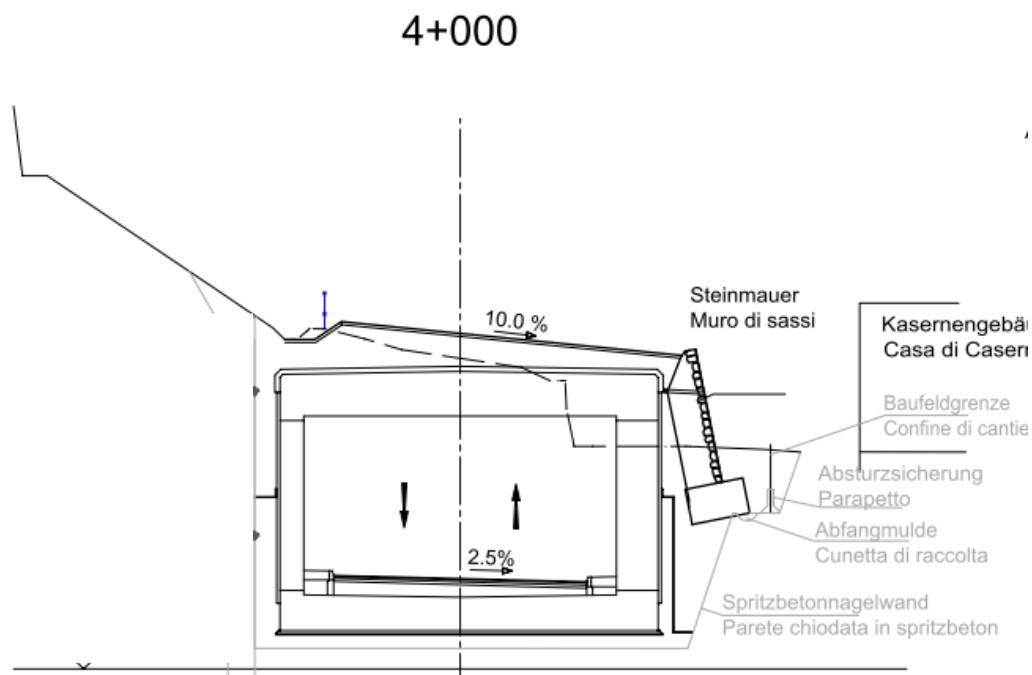
13.1 Geometrie

Als maßgebender Querschnitt wird der Querschnitt Typ K3 bei km 4+000 gewählt. Die Gültigkeit erstreckt sich über den Bereich im Anschluss an die beiden Portale im Bereich der Blöcke 8 bis 21 und 42 bis 45.

Dieser Typ wird mittels Mikropfählen hergestellt.

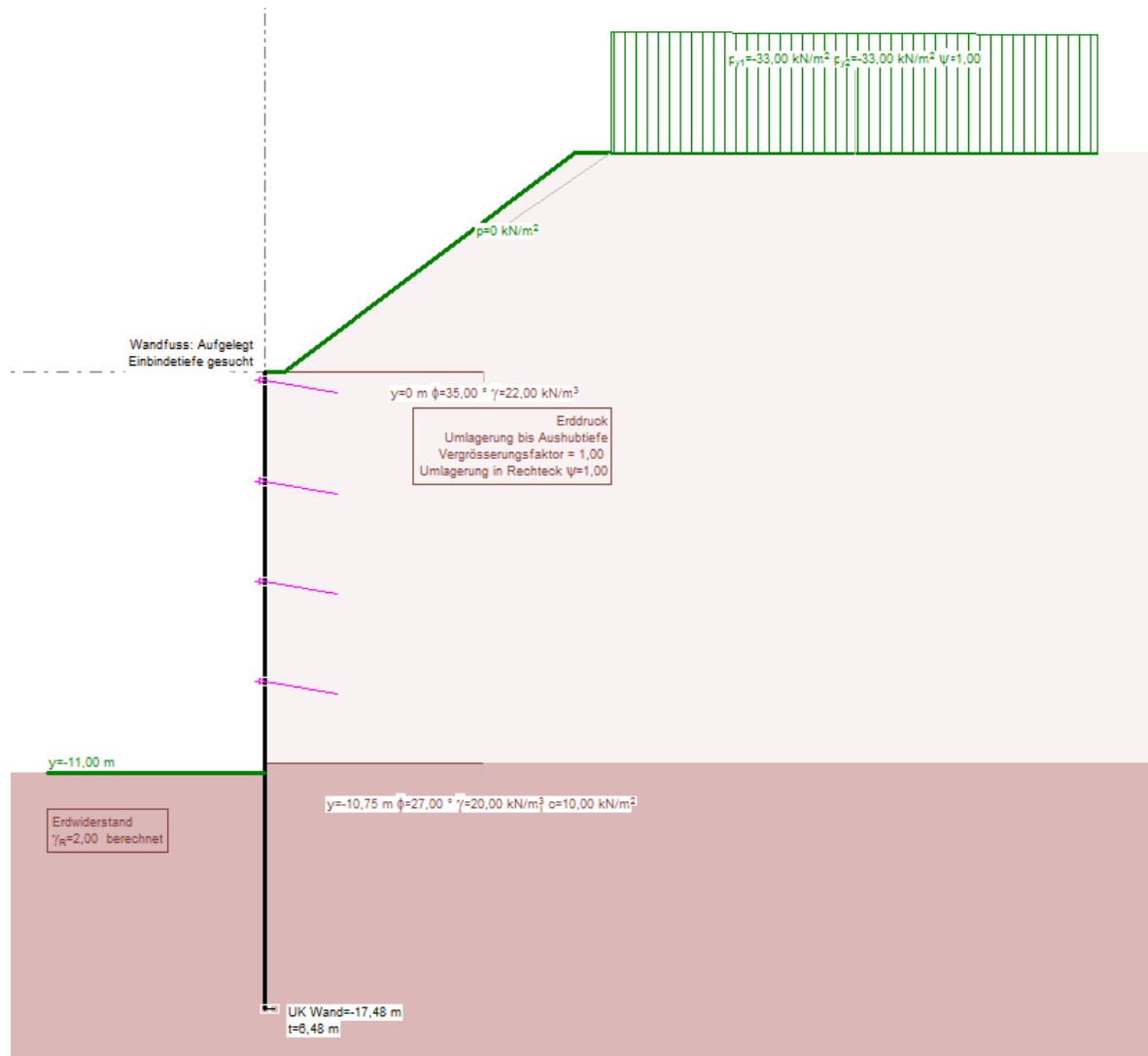
Die Rückverankerung erfolgt durch Freispiel-Litzenanker. Die maximale Baugrubenhöhe beträgt bis zum Bohrplanum beträgt ca. 11 m zuzüglich ca. 5,00m Berme und Böschung.

In der nachfolgenden Abbildung ist der Querschnitt K3^{BPFW} schematisch dargestellt. (nur Bauwerk ohne Verbauplanung)



13.2 Minimale Einbindetiefe

Die minimale Einbindetiefe ergibt sich aus der Betrachtung des Bauendzustandes unter Annahme eines durch passiven Erddruck gestützten Wandfußes. Der Erdwiderstand wird gemäß [3] Abschnitt 5.4 mit der Sicherheit 2.0 abgemindert und die erforderliche Länge der Einbindung ermittelt.



Die minimal erforderliche Einbindetiefe beträgt 6.48 m. Als Einbindetiefe wird 7.00 m gewählt.

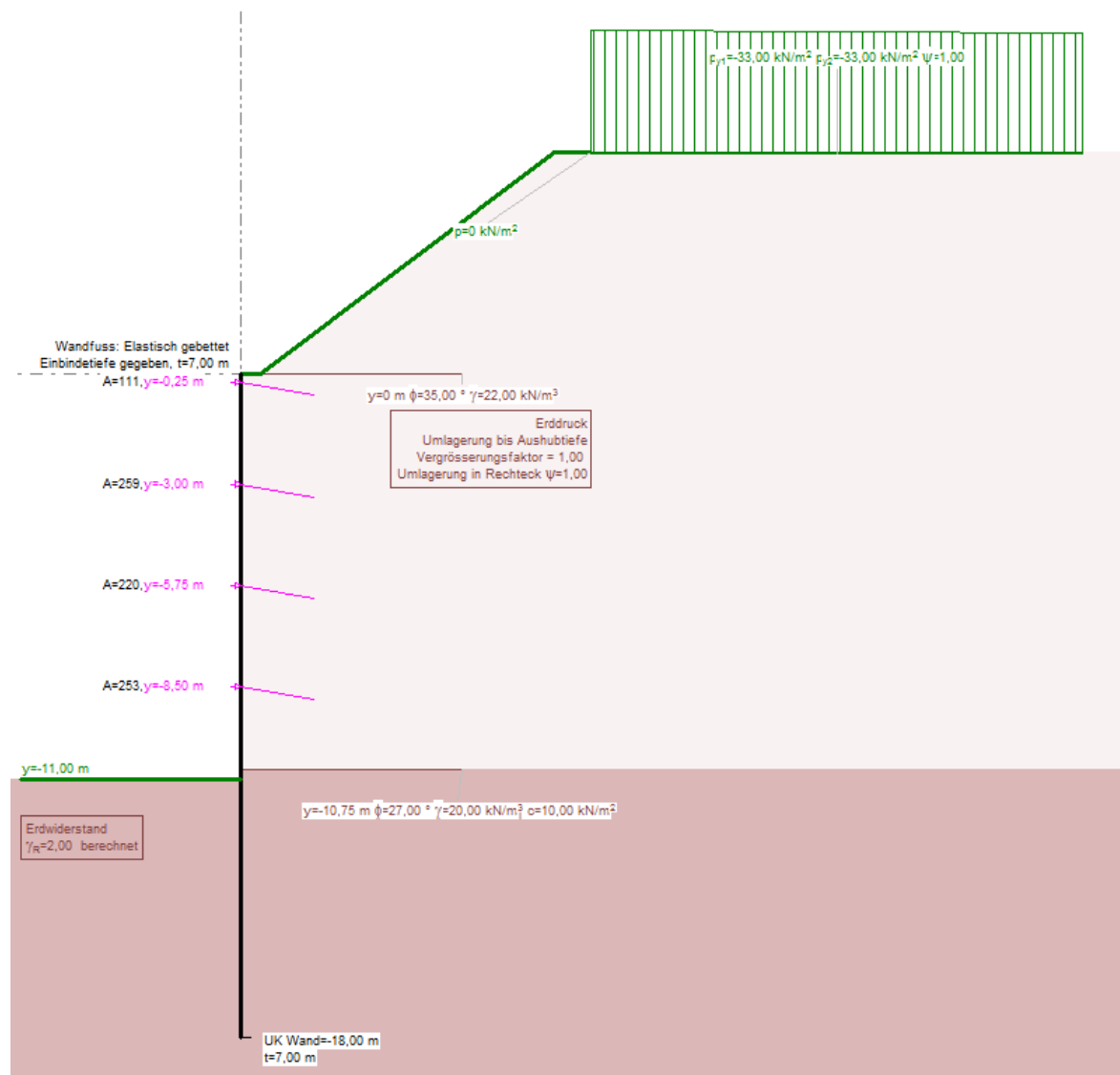
13.3 Untersuchung der Aushubzustände

13.3.1 Statisches System

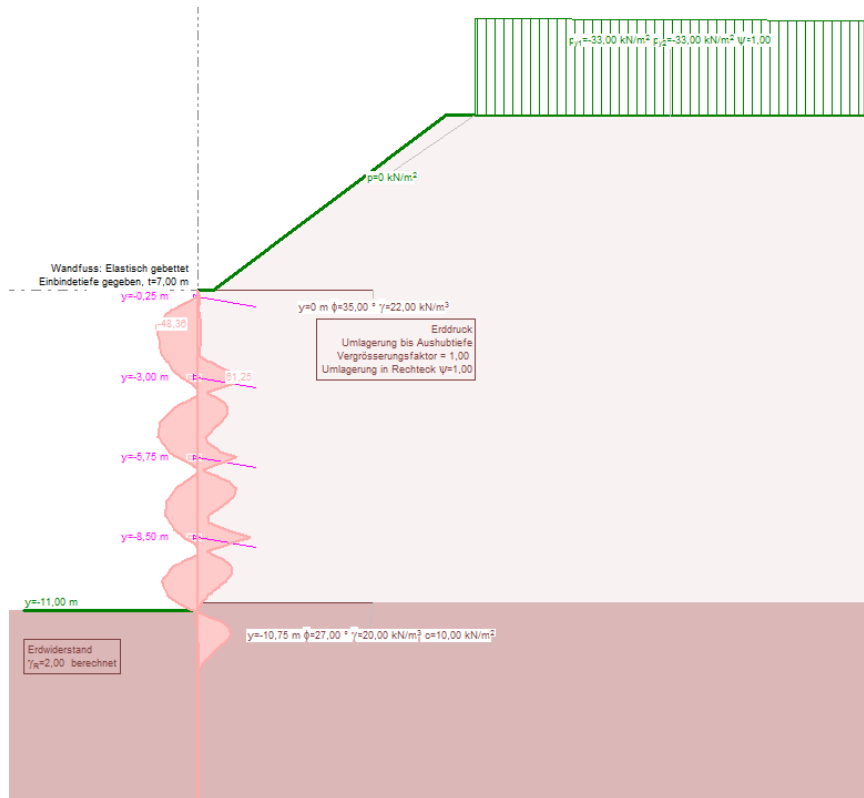
Die Kleinbohrpfähle werden bis in eine Tiefe von $11.00 + 7.00 = 18.00$ m ausgeführt.

Für diesen Querschnitt werden die Ergebnisse der Überlagerung angegeben.

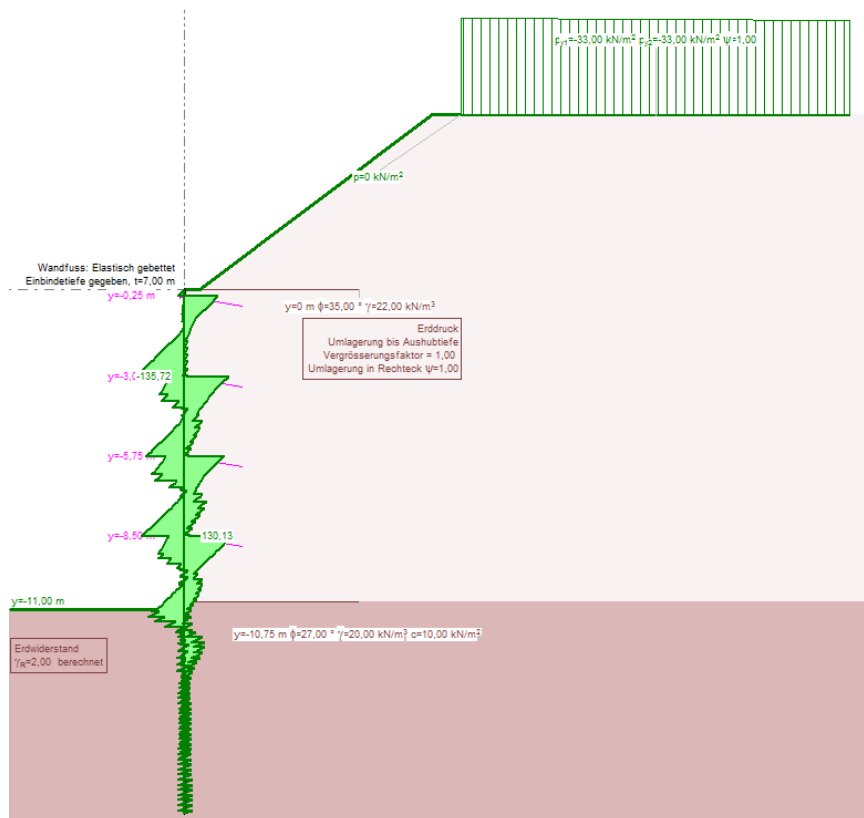
Die Anker werden in einem Abstand von 0,25m, 3.00m; 5,75m und 8.50m vom Bohrplanum angeordnet. Der etappenweise Aushub erfolgt bis 50 – 75 cm unterhalb der Ankerlagen.



13.3.2 Überlagerung aller Aushubzustände



Biegemoment



Querkraft



13.4 Bemessung Mikropfahl

Kennwerte Micropali 194 mm x 5 mm

Aussendurchmesser	D	194	mm
Wandstärke	s	5	mm
Innendurchmesser	d	184	mm
Querschnittsfläche	A	2.967	mm ²
J Stahl	Jst	13.265.363	mm ⁴
Berücksichtigung Beton	Jb	8.037.910	mm ⁴
	J	21.303.273	mm ⁴
	W	219.621	mm ³
		220	cm ³
Achsabstand Micropali	e	0,4	m
Micropali / m		2,50	
	J / m	53.258.184	mm ⁴ /m
Biegesteifigkeit / m	EJ / m	11.184	KNm ² /m
Stahlgüte Micropali		S235	

Bettung	Esv Bodengutachten	30 MN/m ²
	Esh = 0,5 Esv	15 MN/m ²
Bettung als Dreieck	ks = Esh / b	77 MN/m ³ pro lfm

Micropali - Bemessung

Biegemoment Msd / lfm	62	KNm/m	
Biegemoment pro Micropali	24,8	KNm	
Widerstand Mel, rd = Wel x fy / 1,1	46,9	KNm	ok

$$M_{el.Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Querkraft Vsd / lfm	136,0	KN/m	
Querkraft pro Micropali	54,4	KN	
Schubfläche Av = 2 x A / 3,14	1.890	mm ²	

$$2 \cdot A / \pi$$

Widerstand Vrd = Av x fy / 1,1 / √3	256,4	KN	ok
-------------------------------------	-------	----	----

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \quad \text{mit} \quad V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

13.5 Bemessung Gurtung

Bemessung Ankerbalken	Alle Lagen	
vertikal	0,5	m
horizontal	0,4	m
Beton	C25/30	
Bewehrungsstahl	B450C	
Betondeckung	4	cm
Ankerkraft F_{sd} / l_{fm}	260	KN/m
Ankerabstand a	2,0	m
$M_{sd} = F_{sd} \times a^2 / 12$	87	KNm
$V_{sd} = F_{sd} \times a / 2$	260	KN

Norm <input checked="" type="radio"/> ON EC 2-1-1 <input type="radio"/> ON EC 2-2 <input type="radio"/> ON B4200 <input type="radio"/> ON B4700 <input type="radio"/> ON B4703 <input type="radio"/> DIN 1045 <input type="radio"/> DIN EC 2-1-1	Material Beton: C25/30 Bewehrung: BSt 420 $\gamma_{mc} = 1.50$ $\gamma_{my} = 1.15$	Standardbemessung Bauteil: 1 Position: 2 Moment: 87.00 [kNm] Normalkraft: 0.00 [kN] Lastsicherheit: 1.40 Querkraft: 260.00 [kN] Torsion: 0.00 [kNm] tan β : 0.60
Querschnitt <input checked="" type="radio"/> T <input type="radio"/> T <input type="radio"/> Kreis <input type="radio"/> Allgemein	Breite: 0.500 [m] $b=h$ b_{opt} Höhe: 0.400 [m] $h=b$ h_{opt} <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> 90°	Randabstände oben: 0.050 [m] unten: 0.050 [m]
Querschnitt $as_{b\ddot{u}Q} = 9.49 \text{ cm}^2/\text{m}+S$ $As_o = 10.21 \text{ cm}^2$ 		Dehnungen $eps_o = -3.47 \%$ $eps_{su} = 20.00 \%$
Spannungen -16.67 MN/m^2 		Knicklängen $L_{ky} = 0.00$ [m] $L_{kz} = 0.00$ [m]
Berechnungsoptionen <input checked="" type="radio"/> Standardbemessung <input type="radio"/> Tragmoment <input type="radio"/> Reaktive Schnittkräfte <input type="radio"/> Innerer Dehnungszustand <input checked="" type="checkbox"/> Symmetrische Bewehrung <input type="checkbox"/> Flächentragwerk		Bemessung Bewehrungsauswahl Durchbiegung Rissbreite Last Rissbreite Zwang

Gewählt: Längs innen + außen 5 Ø 16 (=10,05)

Bügel: Ø 10 / 15 t=2 (=10,47)

13.6 Vorspannanker

13.6.1 Ankerkraft und Lage

Die maximale rechnerische Rückhaltekraft in den Ankern der jeweiligen Lagen beträgt:

obere Lage: 120 (111) kN/m

Untere Lagen: 260 (259) kN/m

Unter Berücksichtigung des Achsabstandes der Anker von 2,0 m gelten für den einzelnen Anker angegeben Werte (Gebrauchslast):

Obere Lage: $120 \times 4,00 = 480$ kN/Anker

Untere Lagen: $260 \times 2,00 = 520$ kN/Anker

Die Ankerneigung beträgt ca. 10° zur Horizontalen.

13.6.2 Ankertyp

Temporärer Freispielanker Dywidag Litzenanker:

	Stahlgüte [N/mm ²]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm ²]	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					

Für alle Anker gilt:

Gewählt: 4 Litzen, St 1570/1770: 0.60":

Bruchlast $F_b = 4 \times 248 = 992$ kN

Die Nachweise erfolgen nach der ÖNORM EN 1537, Abschnitt D.

13.6.3 Innerer Ankerwiderstand

Die Teilsicherheit gemäß [5] beträgt 1.35.

Alle Ankerreihen: 4x0,60"

Beanspruchung $E_d = 1.4 \times 520 = 728 \text{ kN}$

Ankerwiderstand $R_d = 992 / 1.35 = 734 \text{ kN} > E_d$

aufgebrachte Vorspannkraft: 80% der Gebrauchslast = $0.8 \times 520 = 416 \text{ kN}$.

Die Festlegekraft als jene Kraft, die zum Zeitpunkt 0 aufgebracht wird, bleibt somit unter $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 734 = 440 \text{ kN}$

13.6.4 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 $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$. Beide Ankerreihen sind im nichtbindigen Boden verankert.

Haftstrecke: $l = \text{Gebrauchslast} / \text{zul. Haftkraft} = 520 / 85 = 6,11 \text{ m}$ (6,25m gewählt)

13.6.5 Spritzbetonausfachung:

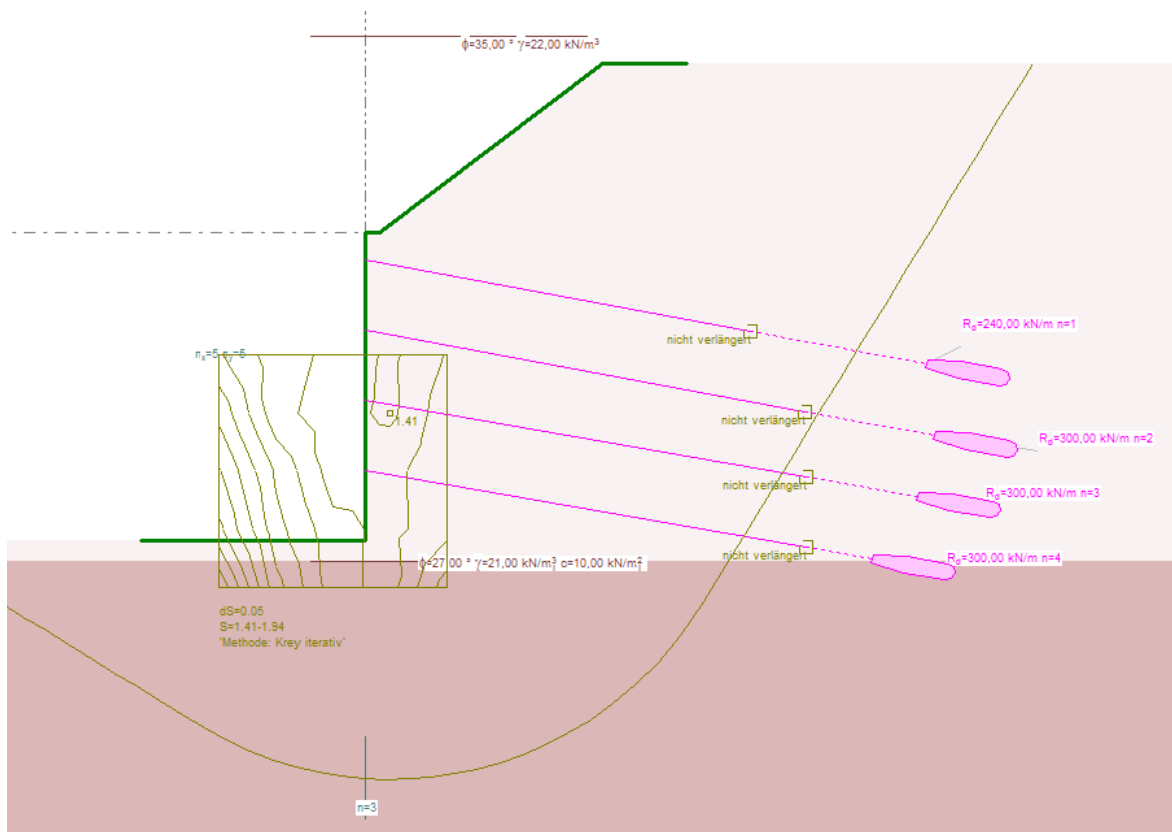
Spritzbetonausfachung

Micropalidurchmesser	0,19 m	
Achsabstand	0,4 m	
Pfahlabstand frei	0,21 m	l
Stich	0,04 m	f
Spritzbetonstärke	0,03 m	dg
	0,06 m	dw
Erdruck Larix	80 kN/m ²	p
Horizontalkraft = $p \cdot l^2 / 8 / f$	10,6 kN/m	H
Spritzbetonspannung = H / dg	354 kN/m ²	
charakteristische Druckspannung	0,35 MN/m ² = N/mm ²	
mit Teilsicherheitsfaktor 1,5	0,53 N/mm ²	
C 12/15 fcd quer	6,3 N/mm ²	ok

13.6.6 Geländebruchsicherheit

Zusätzlich zum Nachweis der tiefen Gleitfuge ist auch ein Nachweis der Geländebruchsicherheit zu erbringen. Dieser Nachweis ist gemäß [3] Abschnitt 7.4 (5) bei Ansatz von erhöhtem 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 ermittelten Ankerlängen werden anschließend durch den Nachweis der tiefen Gleitfuge nach Kranz überprüft.



Die rechnerische Sicherheit beträgt $1.41 \geq 1.40$.

Freie Ankerlängen:	1: 14,0m
	2: 16,0m
	3: 16,0m
	4: 16,0m

13.6.7 Ankerlänge

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

Der Nachweis wird analog Abschnitt 9.6.6 geführt.

Die Länge der Freispielstrecke des oberen Ankers wird mit 14.0 m festgelegt, die der unteren Anker mit 16.0 m. Die Haftstrecke beträgt 6.25.

13.6.8 Ankerlängen

obere Ankerlage: 4 x 0,60"
Freispiellänge 14.00 m
Haftstrecke 6.25 m
Gesamtlänge 20.25 m
 $P_o = 416 \text{ kN}$

untere Ankerlagen: 4 x 0,60"
Freispiellänge 16.00 m
Haftstrecke 6.25 m
Gesamtlänge 22.25 m
 $P_o = 416 \text{ kN}$

14 ZUSAMMENSTELLUNG DER ERGEBNISSE

14.1 Querschnitt K1_A^{BPfW}

Bohrpfahl : Ø90 cm; e= 1,70
Aushubetappen: -3,25; -8,0; -12,5; Baugrubensohle
Pfahlhöhe ab Sohle bis Bohrplanum: bis zu 15.30 m
Einbindetiefe: 8.30 m
Gesamtlänge 23.60 m
Längsbewehrung: 24 Ø 26
Wendel Ø 16 / 10

Temporäranker St1570/1770, 10° geneigt eingebaut:

Obere Reihe: -2.75 m unter Bohrplanum
6 x 0,60“, Gesamtlänge 21.00 m, Haftstrecke 8.25 m, Festlegekraft 561 kN
Mittlere Reihe: -7.50 m unter Bohrplanum
8 x 0,62“, Gesamtlänge 29.00 m, Haftstrecke 18.00 m, Festlegekraft 899 kN
Untere Reihe: -12 m unter Bohrplanum
6 x 0,60“, Gesamtlänge 27.25 m, Haftstrecke 15.50 m, Festlegekraft 615 kN

14.2 Querschnitt K1_B^{BPfW}

Bohrpfahl : Ø90 cm; e= 1,70
Aushubetappen: -2,50; -6,0; -9,5 Baugrubensohle
Pfahlhöhe ab Sohle bis Bohrplanum: max. 11.30 m
Einbindetiefe: 8.30 m
Gesamtlänge 19,6 m
Längsbewehrung: 24 Ø 26
Wendel Ø 16 / 10

Temporäranker St1570/1770, 10° geneigt eingebaut:

Obere Reihe: -2.00 m unter Bohrplanum
6 x 0,60“, Gesamtlänge 21.00 m, Haftstrecke 8.25 m, Festlegekraft 561 kN
Mittlere Reihe: -5.50 m unter Bohrplanum
8 x 0,62“, Gesamtlänge 29.00 m, Haftstrecke 18.00 m, Festlegekraft 899 kN
Untere Reihe: -9,0 m unter Bohrplanum
8 x 0,62“, Gesamtlänge 29.00 m, Haftstrecke 18.00 m, Festlegekraft 899 kN

14.3 Querschnitt K2^{BPfW}

Bohrpfahl : Ø90 cm; e= 1,70
Aushubetappen: -3,50; -8,0m; Baugrubensohle
Pfahlhöhe ab Sohle bis Bohrplanum: 11.30 m
Einbindetiefe: 7.00 m

Gesamtlänge 18.30 m
Längsbewehrung: 24 Ø 22
Wendel Ø 14 / 10

Temporäranker St1570/1770, 10° geneigt eingebaut:

Obere Reihe: -2.75 m unter Bohrplanum

6 x 0,60“, Gesamtlänge 20.00 m, Haftstrecke 9.00 m, Festlegekraft 604 kN

Untere Reihe: -7.50 m unter Bohrplanum

7 x 0,60“, Gesamtlänge 22.00 m, Haftstrecke 10.00 m, Festlegekraft 674 kN

14.4 Querschnitt K3^{BPfW}

Bohrpfahl : Mikropali
Pfahlhöhe ab Sohle bis Bohrplanum: bis zu 11,0 m
Einbindetiefe: 7.00 m
Gesamtlänge bis zu 18.00 m
Längsbewehrung: Rohr Ø 194 *5 mm; Bohrung Ø 270 mm
Pfahlachsabstand: 0,40 m (2,5 Pfähle / m)

Temporäranker St1570/1770, 10° geneigt eingebaut:

Obere Reihe: -0,25 m unter Bohrplanum

4 x 0,60“, Gesamtlänge 20.25 m, Haftstrecke 6,25 m, Festlegekraft 416 kN

Untere Reihen: -3,00m; -5,75m; -8,50m unter Bohrplanum

4 x 0,60“, Gesamtlänge 22.25 m, Haftstrecke 6,25 m, Festlegekraft 416 kN

Gurtung: Betonriegel h/t = 50/40 cm
Längs innen + außen 5 Ø 16
Bügel: Ø 10 / 15 t=2

Ausfachung: Spritzbeton C 12/15
d> 3,0cm; Stich >4,0cm

14.5 Werkstoffe

Bohrpfahl: C25/30
Betonstahl: B 450C
S235 JR (Rohr)
Spannanker: St1570/1770

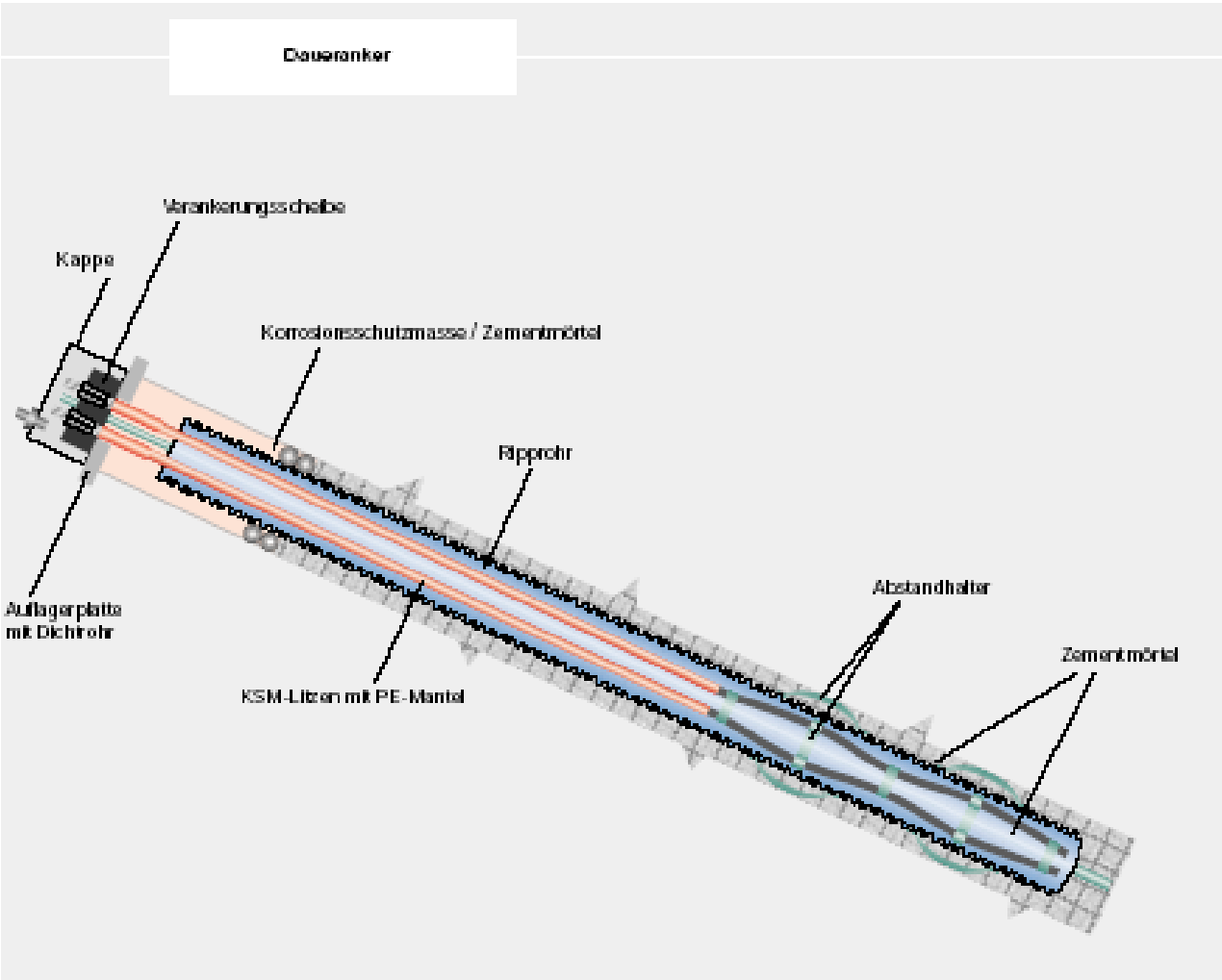
14.6 Angaben über Litzenanker

Unterlagsplatten:

6 und 7-litzig: $\varnothing 32$ cm, $t = 35$ mm

8-litzig: $\varnothing 38$ cm, $t = 40$ mm

Weitere Angaben gemäß Auszug aus [4]:



DYWIDAG-Litzenanker

	Litzenanzahl	Querschnitt A [mm²]	Stahlgüte St 1570/1770				Stahlgüte St 1670/1860			
			Last an der Streckgrenze $F_{0.2s} = f_{0.2s} \cdot A$ [kN]		Bruchlast $F_b = f_b \cdot A$ [kN]		Last an der Streckgrenze $F_{0.2s} = f_{0.2s} \cdot A$ [kN]		Bruchlast $F_b = f_b \cdot A$ [kN]	
			0,6"	0,62"	0,6"	0,62"	0,6"	0,62"	0,6"	0,62"
•	2	280 300	440	471	496	531	468	501	521	558
•	3	420 450	659	707	743	797	701	752	781	837
•	4	560 600	879	942	991	1062	935	1002	1042	1116
•	5	700 750	1099	1178	1239	1328	1169	1253	1302	1395
•	6	840 900	1319	1413	1487	1593	1403	1503	1562	1674
•	7	980 1050	1539	1649	1735	1859	1637	1754	1823	1953
•	8	1120 1200	1758	1884	1982	2124	1870	2004	2083	2232
•	9	1260 1350	1978	2120	2230	2390	2104	2255	2344	2511
•	10	1400 1500	2198	2355	2478	2655	2338	2505	2604	2790
•	12	1680 1800	2638	2826	2974	3186	2806	3006	3125	3348
•	15	2100 2250	3297	3533	3717	3983	3507	3758	3906	4185
•	19	2660 2850	4176	4475	4708	5045	4442	4760	4948	5301
•	22	3080 3300	4836	5181	5452	5841	5144	5511	5729	6138

• gängiger Typ

andere Litzenanzahl auf Anfrage

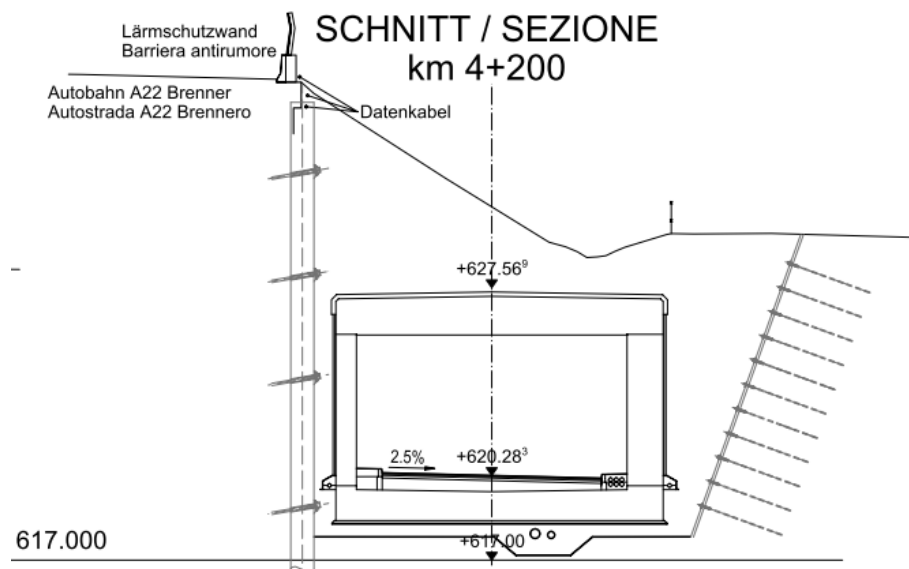
15 BODENVERNAGELUNG

15.1 Allgemeines

Die Baugrube für den Tunnel „Umfahrung Vahrn“, welcher in Offener Bauweise hergestellt wird, wird je nach Lage der Baufeldgrenze teilweise mit Bodenvernagelung und teilweise mit Bohrpfehlwänden 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 ist variabel und bis zu ca. 12 m hoch. Die Bodennägel werden rechtwinklig zur Böschung eingebaut.

In der nachfolgenden Abbildung ist der Querschnitt bei km 4+200 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.

15.2 Kennwerte Bodennägel

Für die Ermittlung der zulässigen Haftkraft pro Laufmeter Nagel wird auf die Angaben in [1] 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 $T_{zul} = 100 / 2.5 = 40 \text{ kN/m}$ 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 $F_s = 230 \text{ kN}$

Gebrauchslast $F_s / 1.75 = 131 \text{ kN}$

R32S:

Bruchlast 360 kN

Last an der Streckgrenze $F_s = 280 \text{ kN}$

Gebrauchslast $F_s / 1.75 = 160 \text{ kN}$

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: $T_{zul} = 40 \text{ kN/m} / 1.5 \text{ m} = 26 \text{ kN/m}^2$
- 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.

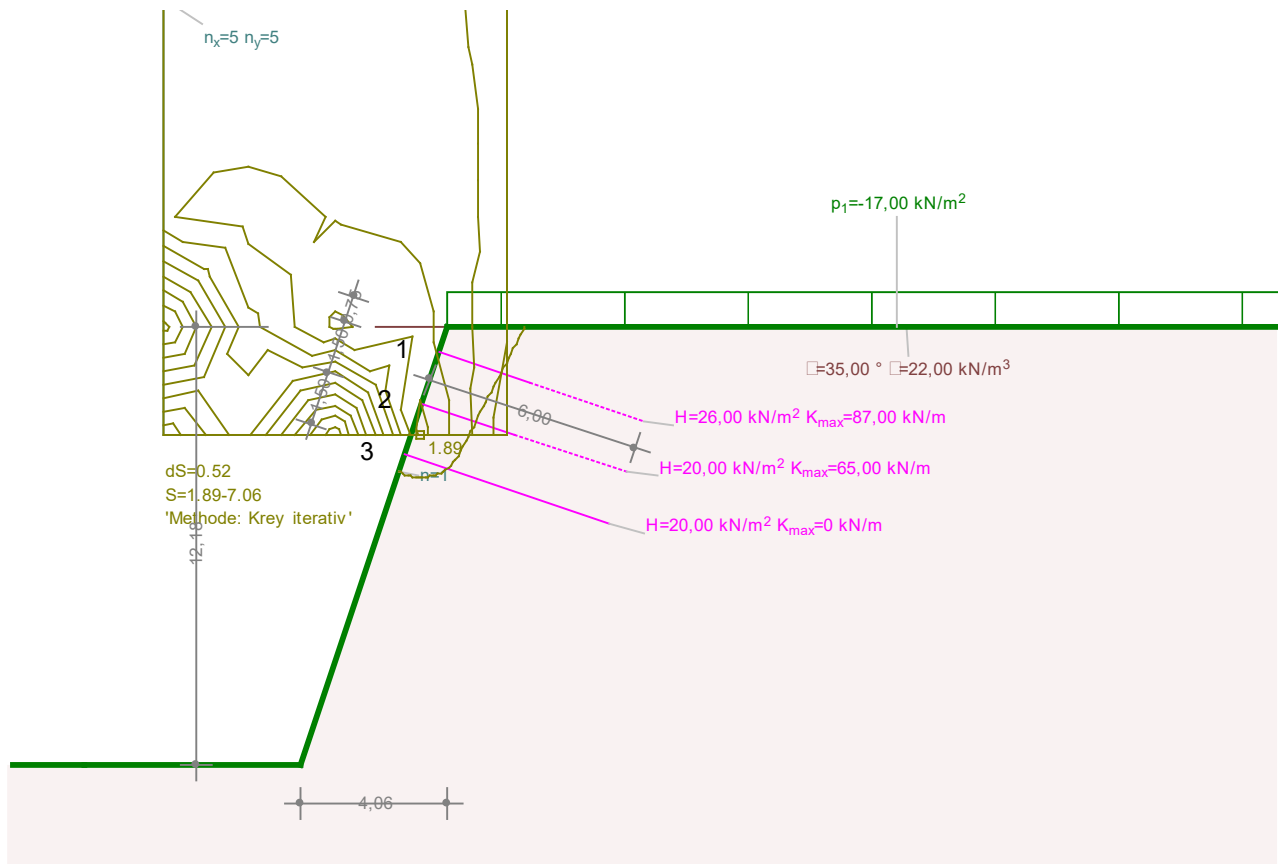
Es wird eine Verkehrslast von einheitlich 16.7 kN/m^2 berücksichtigt.

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



15.3.3 Bauzustand 03

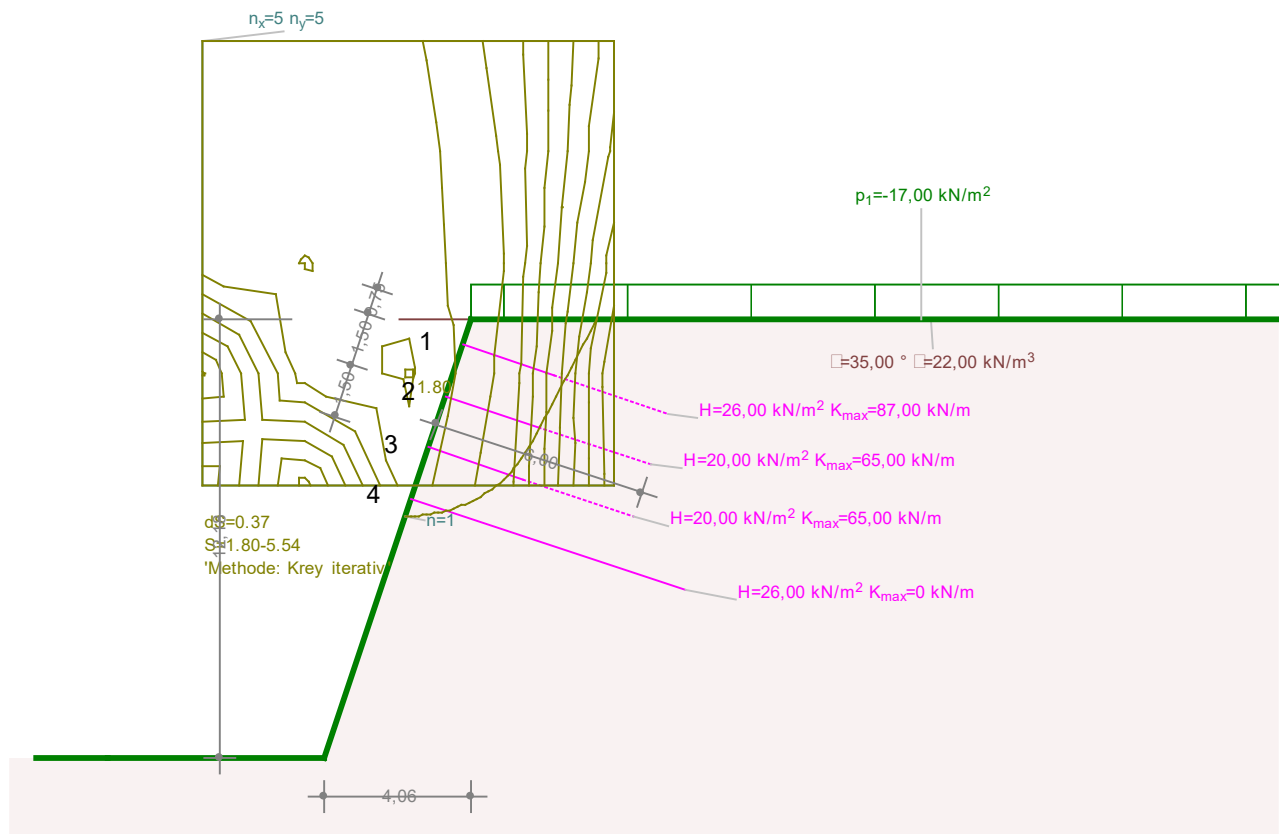
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.89.

15.3.4 Bauzustand 04

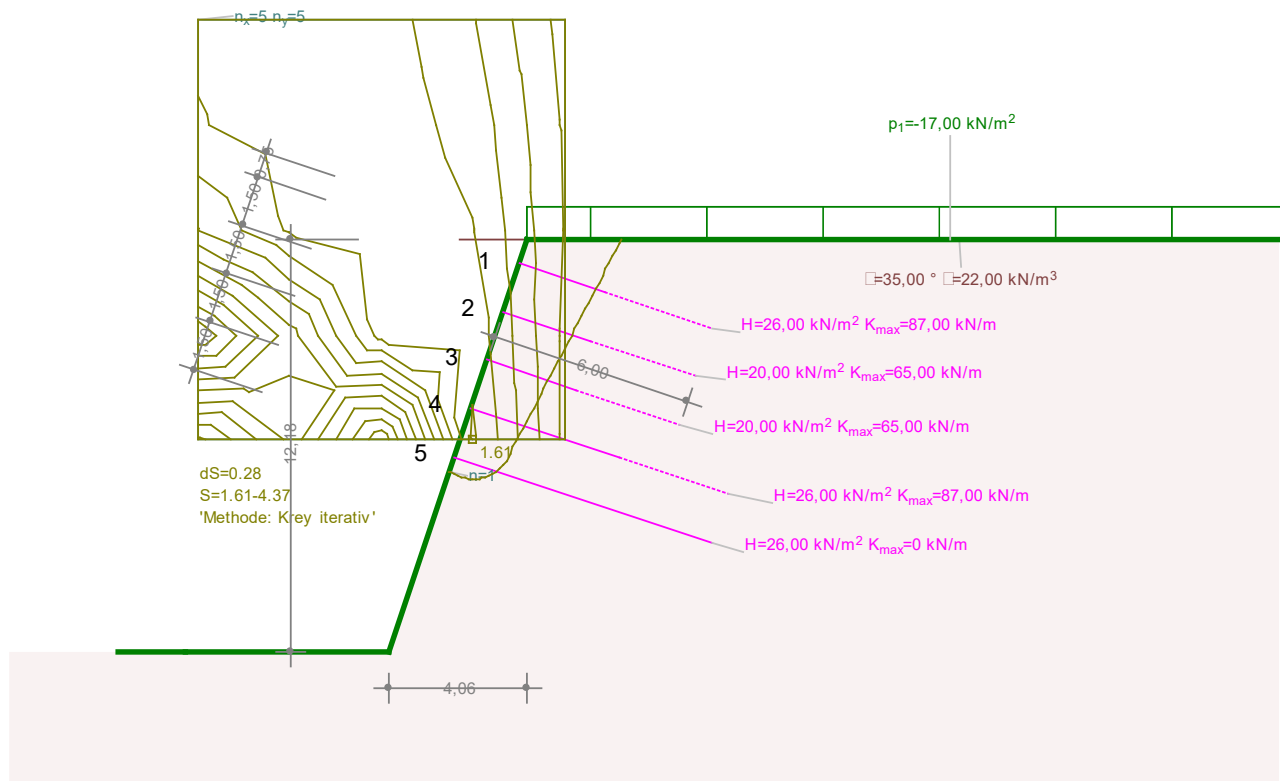
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.80.

15.3.5 Bauzustand 05

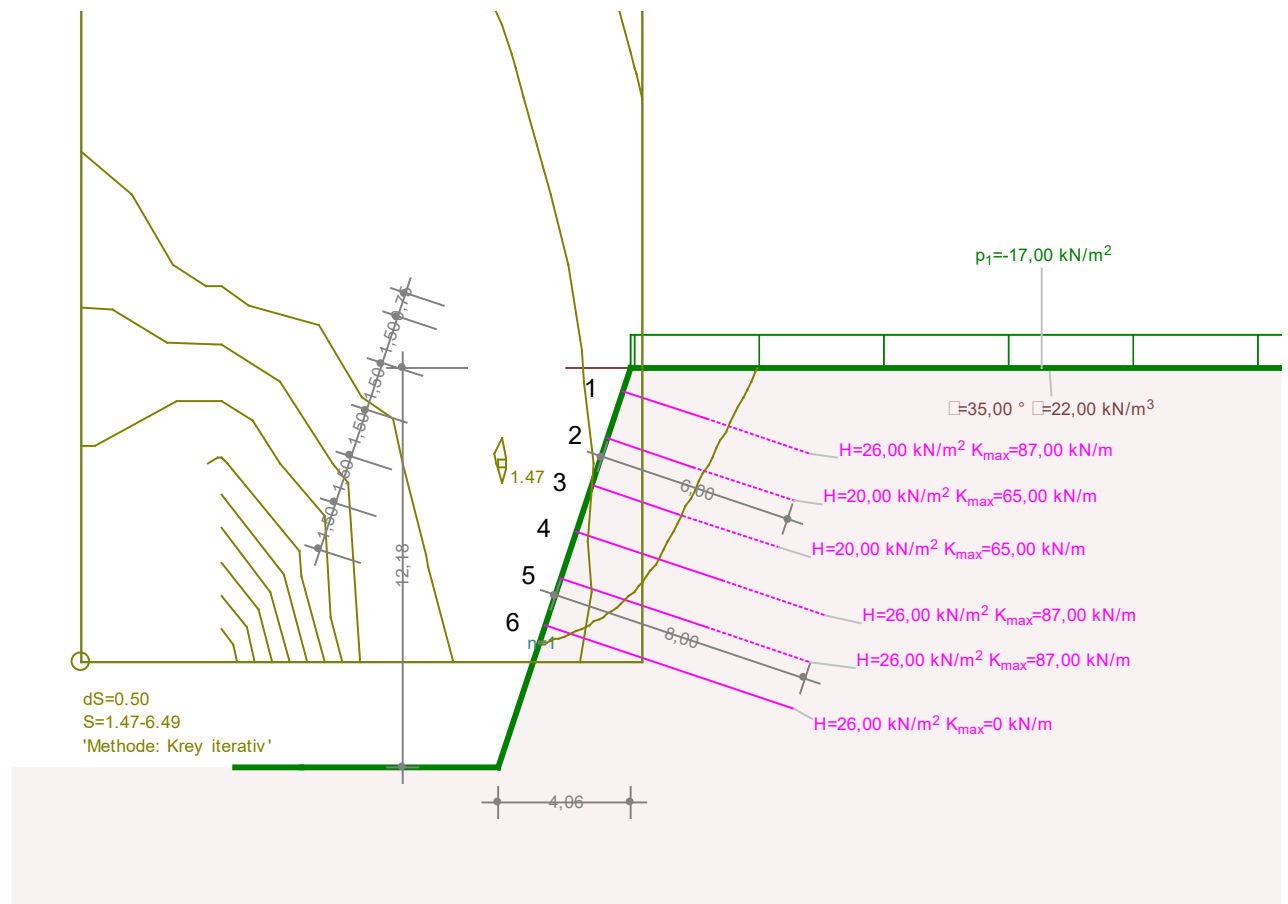
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.61.

15.3.6 Bauzustand 06

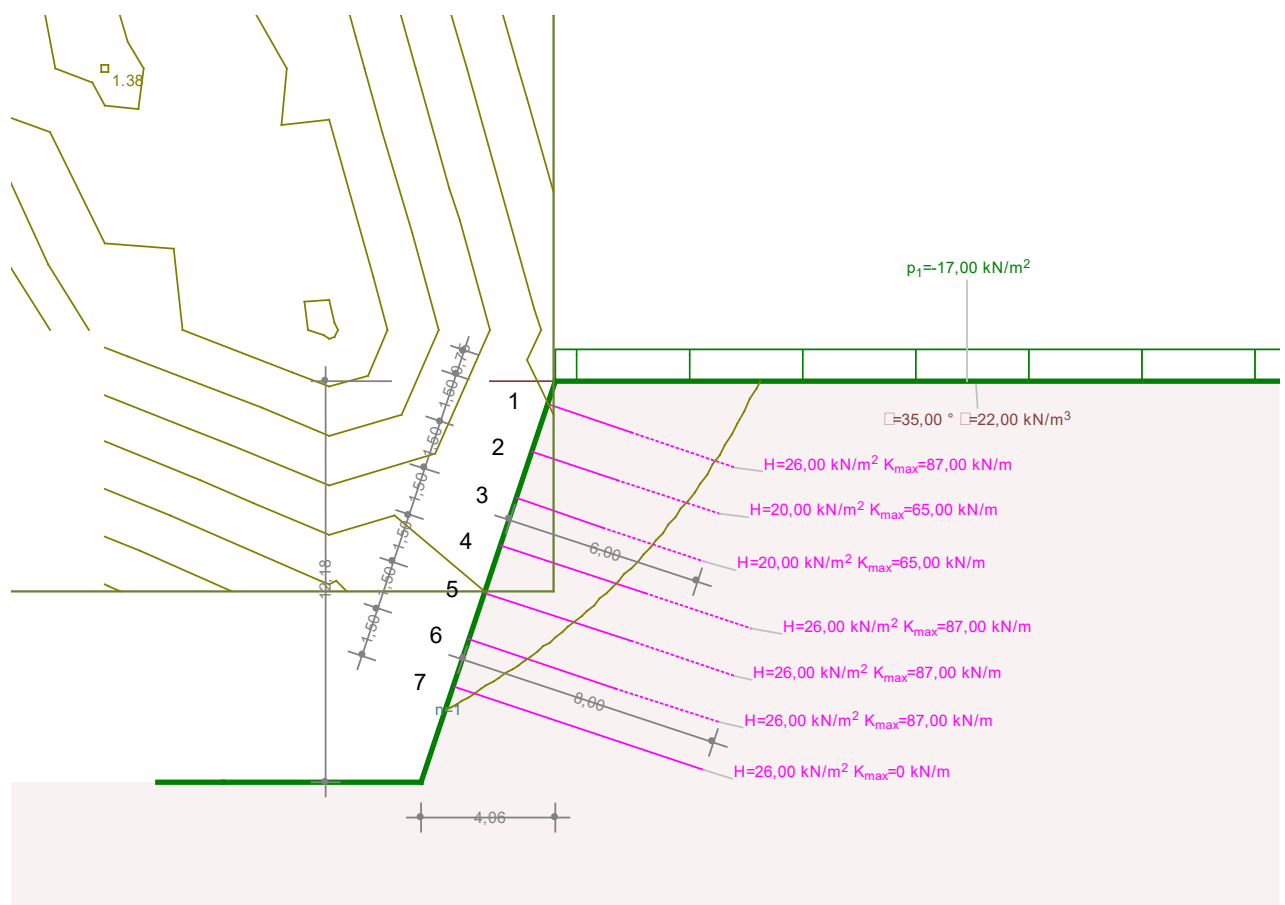
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m



Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.47.

15.3.7 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

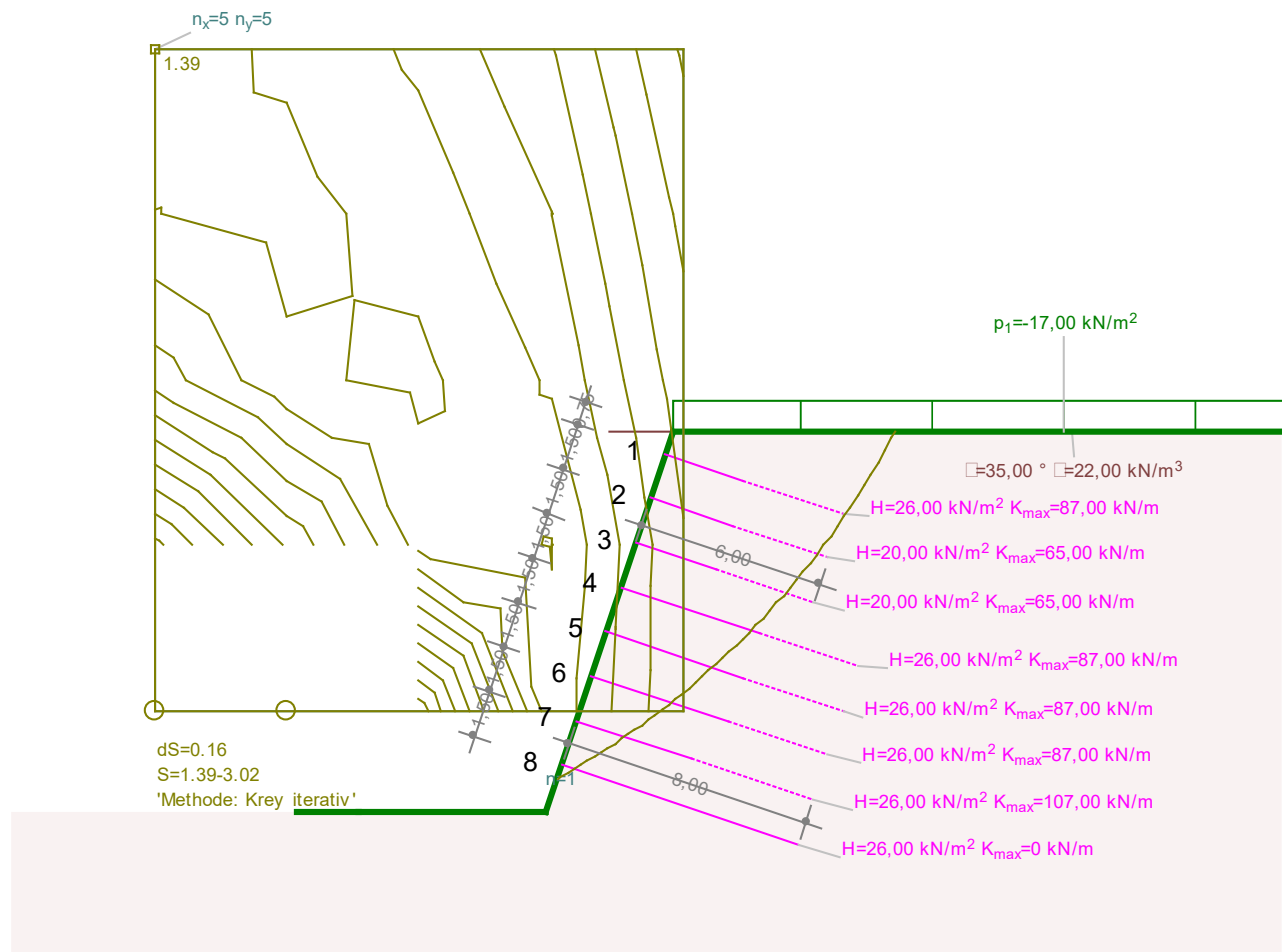


Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.38.

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.

15.3.8 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

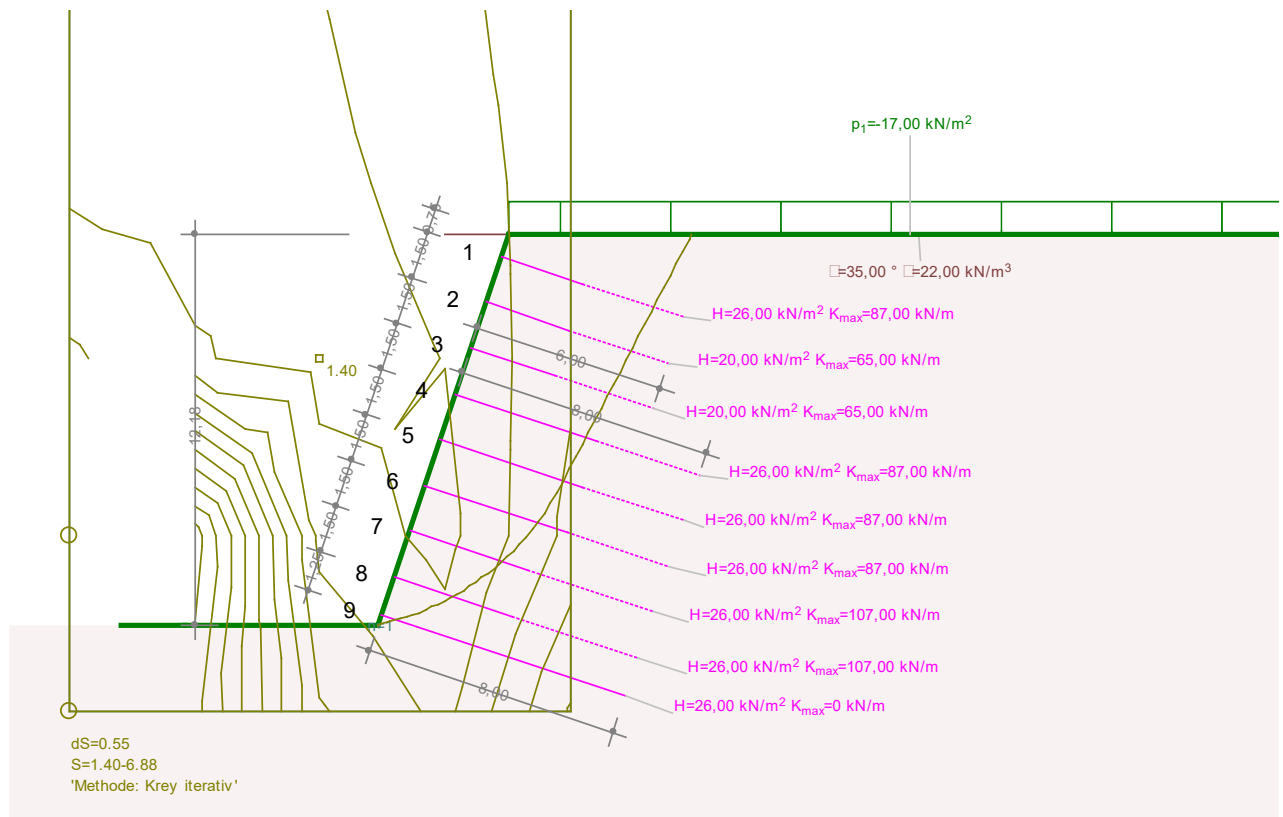


Die rechnerische Sicherheit gegen Böschungsbruch beträgt 1.39.

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.

15.3.9 Bauzustand 09

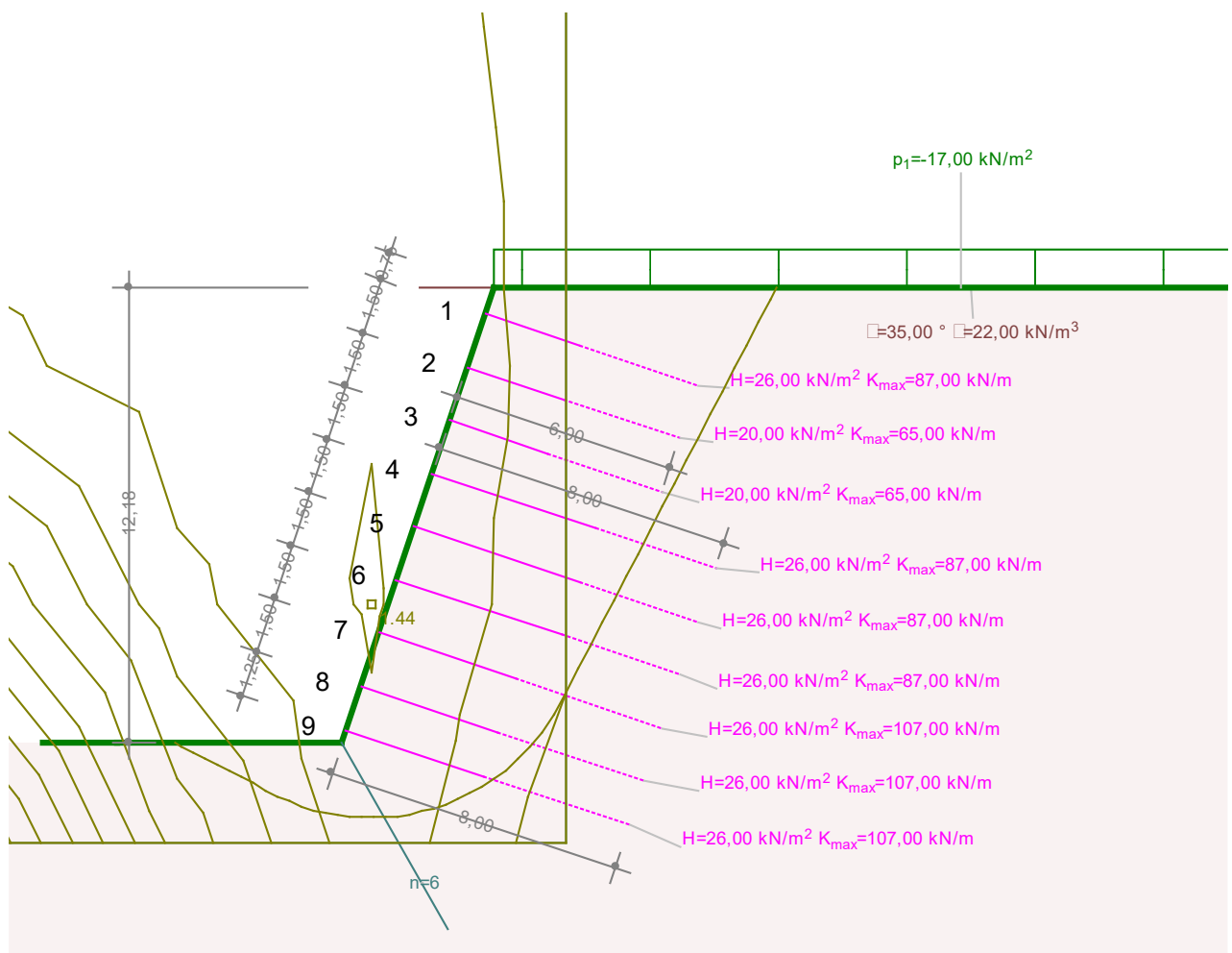
1. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
2. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
3. Reihe: R32N, Länge 6 m, Nagelraster horizontal: 2.00 m
4. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
5. Reihe: R32N, Länge 8 m, Nagelraster horizontal: 1.50 m
6. Reihe: R32N,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

15.3.10 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.

15.4 Nachweis Spritzbeton

15.4.1 Biegebewehrung

Für die Bemessung des Spritzbetons in der Aufschüttung werden die Vorgaben der Zulassung Bodenvernagelung 0 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 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.

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 B450 C).

15.4.2 Durchstanzen

Der Durchstanznachweis erfolgt nach D.M. 14/01/2008. 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:

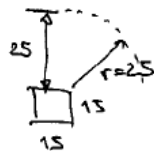
$$V_{sd} = 21.2 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.4 \times 1.07 = 71.6 \text{ kN/Ankerplatte}$$

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

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

$$\beta = 1.15$$

u_1 :



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

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

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

$$v_{ed,c} = C_{ed,c} \cdot k (100 \rho_s f_{ctk})^{1/3}$$

$$f_{ctk} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

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

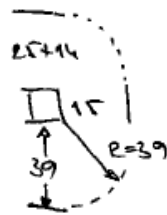
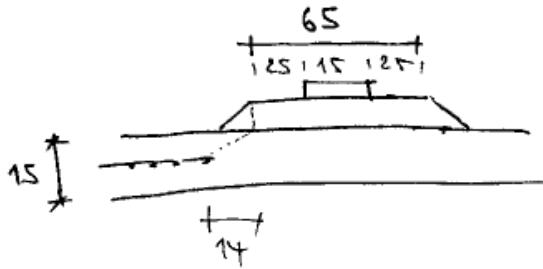
$$\rho_s: \text{Typ 615: } 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1.89}{100.23} = 0.00082$$

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

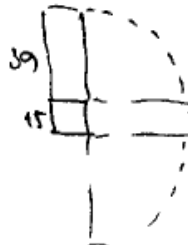
$$v_{ed,c} = 0.12 \times 2.0 (100 \cdot 0.00082 \cdot 2.0)^{1/3} = 283 \text{ kN/m}^2 > v_{ed}$$

Bereich außerhalb der Aufdoppelung:



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

ΔV : Anteil abwindend



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

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

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

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

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

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

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

15.5 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 B450 C)

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



Projekt/progetto:

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

AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO

Rev.	Datum/data	Ausgabe, Änderung/edizione, aggiornamento	erstellt/elaborato	geprüft/esaminato	freigegeben/approv.
2	10.08.2018	Kapitel 3 ergänzt/ Cap. 3 aggiunto	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
1	23.01.2018	Versch. Ergänzungen / Div. integrazioni	T. Ungerer	G. Fischnaller	G. Fischnaller
0	22.01.2016	erste Ausgabe / prima edizione	M. Böhm	O.Pape	R.Feldbacher

Auftraggeber:

AUTONOME PROVINZ BOZEN
Abteilung Tiefbau
Amt für Straßenbau Nord/Ost

Committente:

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

Dokumenttitel:

UMFAHRUNG VAHRN
BAUGRUBENSICHERUNG
STATISCHE BERECHNUNG

Titolo del documento:

GALERIA VARNA
SOSTEGNO PARETI DI SCAVO
CALCOLI STATICI



CONSULTING
ENGINEERS



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-722

Einlage Nr./allegato n.:

7-2

INHALTSVERZEICHNIS

1	ALLGEMEINES	1
2	ZUGEHÖRIGE DOKUMENTE	1
3	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI METODI DI CALCOLO	3
4	SEZIONE	4
5	TERRENO	5
6	CARICHI	8
6.1	Peso proprio	8
6.2	Carico terrapieno antirumore	8
6.3	Spinte delle terre	8
6.4	Pressione d'acqua	8
6.5	Carichi mobili sopra le scarpate	8
7	COEFFICIENTI PARZIALI	8
8	MATERIALI DI COSTRUZIONE	9
8.1	Calcestruzzo	9
8.2	Acciaio	9
9	SISTEMA STATICO PARATIA DI PALI	9
9.1	Paratia di pali tangenti	9
9.2	Caratteristiche statiche paratia di pali Ø90	10
9.3	Caratteristiche statiche micropali Ø40	10
9.4	Reazione elastica terreno	10
9.5	Lunghezza d'infissione minima	11
10	SEZIONE TIPO $K1_A^{BPFW}$ (BLOCCO 39)	12
10.1	Geometria	12
10.2	Lunghezza d'infissione minima	13
10.3	Analisi delle fasi di scavo	14
10.4	Dimensionamento palo	34
10.5	Dimensionamento spritzbeton	36
10.6	Tiranti	37
11	SEZIONE TIPO $K1_B^{BPFW}$ (BLOCCO 22 BIS 24)	51
11.1	Geometria	51
11.2	Lunghezza minima di infissione	54
12	SEZIONE TIPO $K2^{BPFW}$	55
12.1	Geometria	55
12.2	Lunghezza minima d'infissione	56
12.3	Analisi delle fasi di scavo	57
12.4	Dimensionamento pali	63

12.5	Bemessung Ausfachung	64
12.6	Tiranti	65
13	SEZIONE TIPO K3 ^{BPFW} (MICROPALI)	69
13.1	Geometria	69
13.2	Minimale Einbindetiefe	70
13.3	Analisi delle fasi di scavo	71
13.4	Dimensionamento micropali	74
13.5	Dimensionamento cordolo	75
13.6	Tiranti	76
14	RAISSUNTO DEI RISULTATI	80
14.1	Sezione K1 _A ^{BPFW}	80
14.2	Sezione K1 _B ^{BPFW}	80
14.3	Sezione K2 ^{BPFW}	80
14.4	Sezione K3 ^{BPFW}	81
14.5	Materiali	81
14.6	Caratteristiche tiranti	82

1 ALLGEMEINES

Vista la vicinanza della SS12 con l'autostrada A22 è necessaria la protezione temporanea dello scavo sul lato ovest della galleria Varna. Questa viene realizzata attraverso pareti chiodate, paratie di pali a piccolo diametro ancorate e paratie di pali ancorate. Nei punti più vicini all'autostrada è necessario integrare i pali nel telaio „cut and cover“. Queste zone non fanno parte della presente relazione statica.

Di seguito si analizzano le seguenti zone:

3 + 800 – 4 + 087

4 + 248 – 4 + 390

Si considerano quindi tre sezioni rappresentative per il dimensionamento della paratia di pali, denominate $K1^{BPW}$, $K2^{BPW}$ und $K3^{BPW}$. Queste sezioni corrispondono alle sezioni di calcolo del dimensionamento della galleria con sezione a tipo scatolare K1, K2 e K3 secondo la relazione 725.

I tipi $K1^{BPW}$ e $K2^{BPW}$ hanno una paratia a pali tangenti con uno strato di spritzbeton, per evitare la fuoriuscita di materiale. Per il tipo $K3^{BPW}$ sono previsti micropali.

La parete ha profondità di scavo fino a ca. 15.30m con scarpata inclinata lungo la testa della parete.

Le pareti a est dello scavo e le zone poco pendenti dei portali vengono protetti da una parete chiodata inclinata di 3:1 (ca. 70°). Nel caso di spazi abbondanti nelle zone dei portali nord e sud lo scavo viene eseguito con pendenze laterali di 2:3.

2 ZUGEHÖRIGE DOKUMENTE

- [1] Autonome Provinz Bozen, Umfahrung Vahrn, Einreichprojekt 2006, Geotechnischer Bericht, Einlage 5-2
- [2] EAB, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, 3. Auflage, 1994 (*EAB, Raccomandazioni del gruppo di lavoro „scavi“, Ernst & Sohn, 3a edizione, 1994*) [n.d.t]
- [3] Dywidag Systems Internat., Dywidag Ankersysteme, Litzendaueranker, Zulassung
- [4] ÖNORM EN 1537, Ausgabe 2000-09-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Verpressanker
- [3] Grundbautaschenbuch Teil 2, 4. Auflage 1991 (*Manuale di geotecnica parte 2, 4^a edizione 1991*) [n.d.t]

- [4] Grundbautaschenbuch Teil 3, 4. Auflage 1992 (*Manuale di geotecnica parte 3, 4^a edizione 1992*) [n.d.t]
- [5] UNI EN 1992-1-1, versione 2015: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici)
- [6] UNI EN 1997-1, versione 2013: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [9] 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
- [10] ÖNORM EN 1537, Ausgabe 2013-11-01: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verpressanker
- [11] DYWIDAG-Systems International, SUSPA-Kompaktanker für Fels und Boden: Zulassungsnummer Z-20.1-64, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 17.03.2015
- [12] DYWIDAG-Systems International, Bodenvernagelung System „DYWIDAG“: Zulassungsnummer Z-20.1-106, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Gültigkeitsdauer bis 01.05.2017
- [13] NTC 2008: Norme tecniche per le costruzioni - Technische Vorschriften für Bauten

Il progetto e il dimensionamento statico sono basati sul D.M. 14/01/2008 „Norme Tecniche per le Costruzioni“. Per tutti gli argomenti non trattati nel D.M. 14/01/2008, si fa riferimento a normative e direttive di comprovata validità. Si fa riferimento soprattutto agli Eurocodici. Se nelle presenti relazioni statiche appare la normativa austriaca ÖNORM questo è dovuto a motivi di programma di calcolo. È stato però verificato che queste normative non siano in contrasto con la normativa italiana ovvero che i coefficienti parziali non siano inferiori a quelli definiti in [7].

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 basi 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 della 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 SEZIONE

La parete ancoata viene eseguita con pali in c.a. con diametro 90cm con interasse 1,70m. Gli spazi tra due pali vengono protetti con uno strato di spritzbeton. I pali vengono ancorati con fino a 3 file di tiranti. I pali vengono eseguiti da un piano di lavoro preparato in precedenza.

La figura di seguito rappresenta la sezione tipo K1.

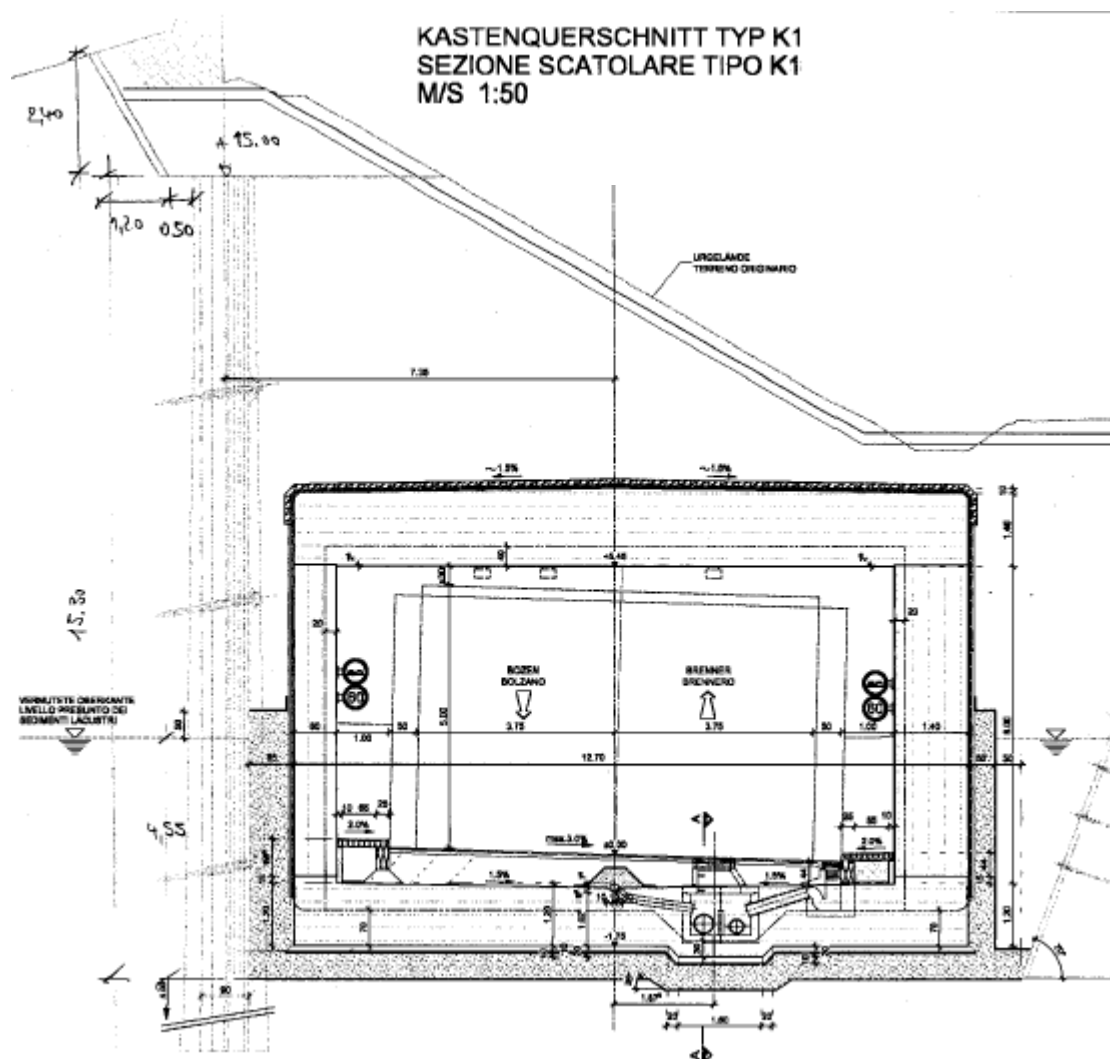


Figura 1: Sezione tipo K1

5 TERRENO





Il terreno viene definito secondo la relazione geologica/ geotecnica BV-U-601 del 29.02.2008. È stata rilevata la presenza dei seguenti affioramenti:

a) riporti

b) debris flow/ depositi di cono alluvionale

c) zona di passaggio

d) sedimenti lacustri

	AUFSCHÜTTUNG RIPORTO
	MUR-/ SCHWEMMKEGELABLAGERUNGEN DEBRIS FLOW / DEPOSITI DI CONO ALLUVIONALE
	ÜBERGANGSFAZIES (MURSCHUTT-SEESSEDIMENTE) ZONA DI PASSAGGIO (DEBRIS FLOW-DEPOSITI LACUSTRI)
	SEESSEDIMENTE DEPOSITI LACUSTRI

I sedimenti lacustri presentano un basso grado di permeabilità ed esercitano una ritenuta delle acque di pendio; ciò lascia prevedere venute di acqua di pendio dal lato del rilevato autostradale.

Parametri geotecnici caratteristici:

Fazies			Aufschüttung	Murschutt	Übergangsfazie	Seesedimente
Bodenart			steinige Kiese	sandig steinige Kiese	schluffige Sande stark veränderlich	Schluffe
Bodenart ÖN B4401			X,G,s	G,S,u bis G,s,u	S,u* bis S,u*,t	U,t'
Lagerung			mitteldicht	mitteldicht bis dicht	mitteldicht	steif bis halbfest (bis weich)
Wichte, feucht	γ_f	kN/m ³	22,0	22,0	21,0	20,0
Wichte unter Auftrieb	γ'	kN/m ³	13,0	13,0	12,0	10,0
Reibungswinkel, dräniert	ϕ'	Grad	35,0	35,0	30,0	27,0
Kohäsion, dräniert	c'	kN/m ²	0,0	0,0	0,0	10,0
Kohäsion, undräniert	c_u	kN/m ²	0,0	0,0	0,0	30,0
Steifemodul	E_{smin}	MN/m ²	50	70	30	30
	E_{smax}		80	10	60	60

Konstruktionsabhängige Kennwerte

Ortbetonpfähle						
Pfahlmantelreibung	τ_{mgrenz}	MN/m ²	0,12	0,12	0,03	0,03
Spitzendruck bei Pfahlkopfsetzung s/D= 0,02	σ_{sgrenz}	MN/m ²	1,50	1,50	0,30	0,30
Vorspannanker						
Vorspannanker Grenzkraft *)	T_{grenz}	KN/m	170,00	170,00	100,00	120,00 **)

**) Werte im Schluff mit Nachverpressen

*) Haftstrecke ca. 8-10 m und Durchmesser der Ankerbohrung 150mm

Figura 2: Parametri geotecnici secondo BV-U-601

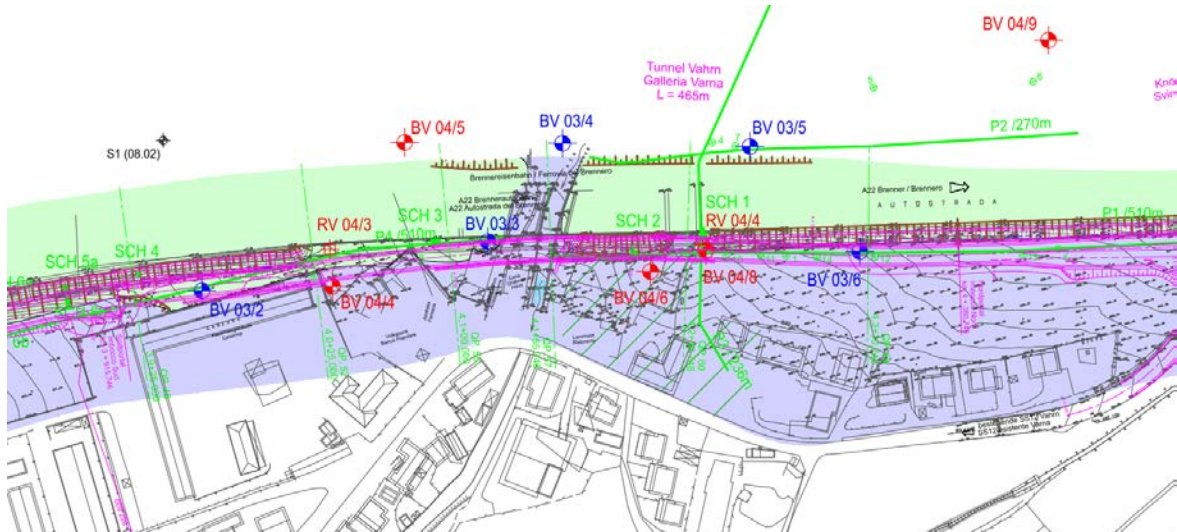


Figura 3: planimetria con punti esplorativi BV-U-603

Secondo il profilo longitudinale della circonvallazione e il profilo longitudinale geologico l'opera sarà fondata nei seguenti affioramenti.

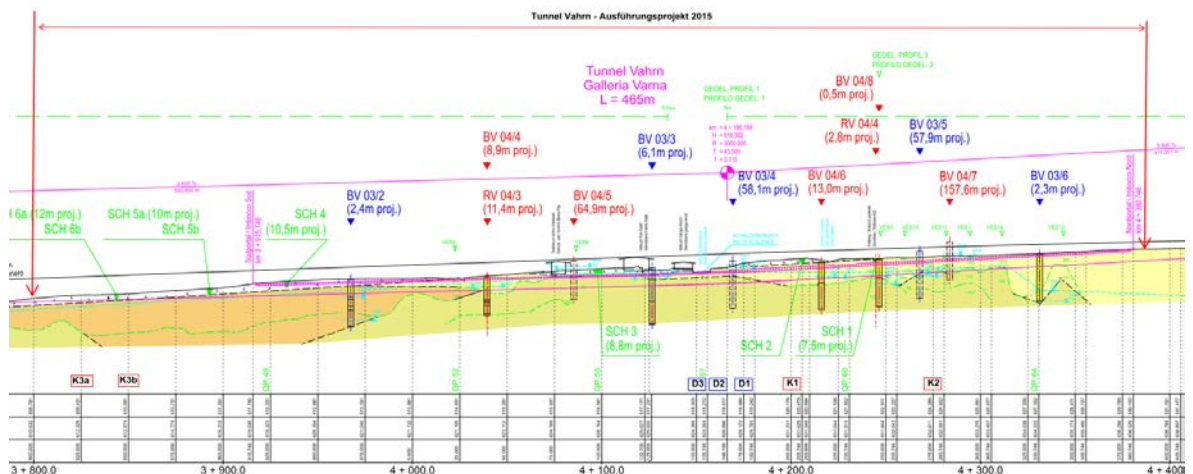


Figura 4: Profilo longitudinale geologico BV-U-604 – vista d'insieme

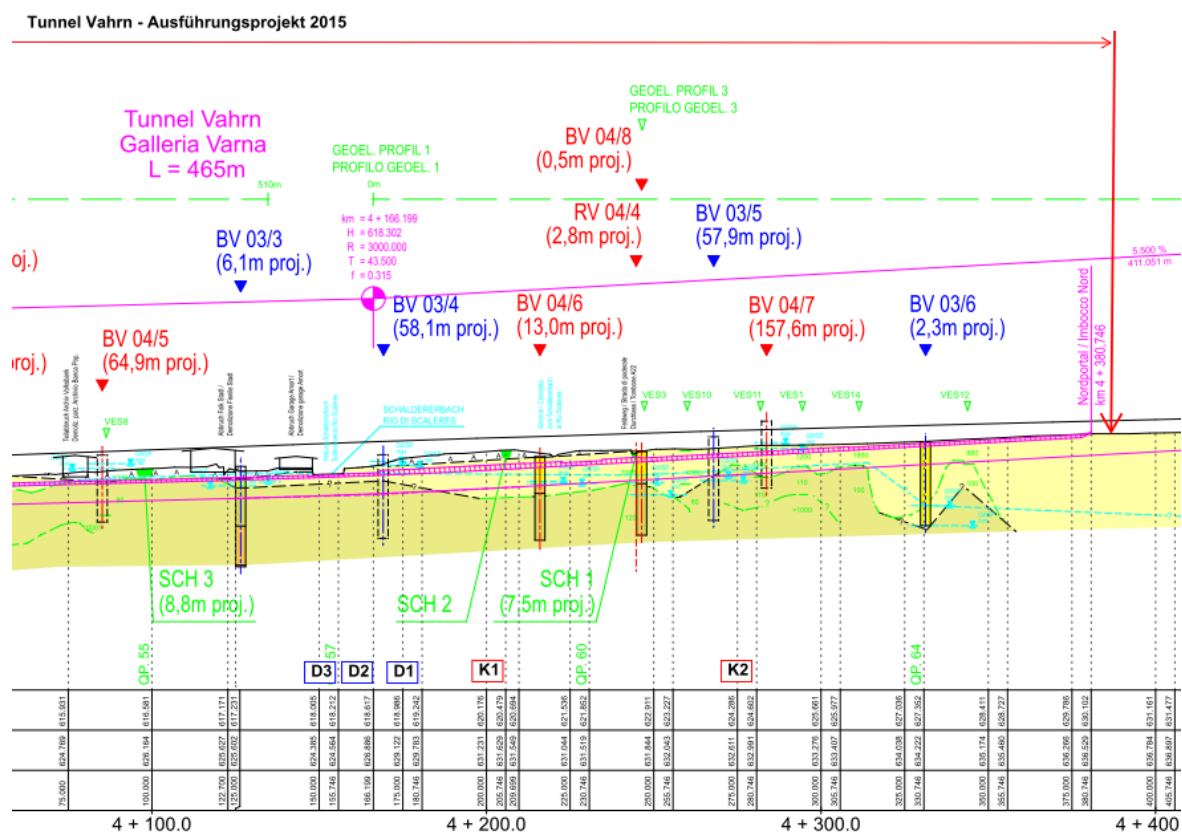


Figura 5: Profilo longitudinale geologico BV-U-604 – dettagli portale sud e nord

6 CARICHI

6.1 Peso proprio

Il peso proprio viene considerato con $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2 Carico terrapieno antirumore

Il terrapieno antirumore dell'autostrada viene considerato con un carico terra di $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$.

6.3 Spinte delle terre

Le spinte delle terre vengono determinate con la quota finale di del terreno, che supera la sommità del muro di sostegno. Per il peso specifico del materiale di riempimento si considera $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$. Nel calcolo si considera una spinta attiva aumentata con $50\% k_a + 50\% k_o$.

6.4 Pressione d'acqua

Non determinante. Il lato posteriore del muro viene munito di drenaggio, quindi non si considera la spinta dell'acqua.

6.5 Carichi mobili sopra le scarpate

Come carico d'esercizio si considera $5,0 \text{ kN/m}^2$.

7 COEFFICIENTI PARZIALI

Carichi permanenti 1.35

Carichi d'esercizio 1,50

Calcestruzzo 1.50

Acciaio 1.15

8 MATERIALI DI COSTRUZIONE

8.1 Calcestruzzo

Muri C35/45 XC3/XD1/XF4/XA1

Calcestruzzo platea C25/30 XC2/XD1/XF1/XA1

8.2 Acciaio

B 450C

$f_{y, \text{nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t, \text{nom}}$	540 N/mm ²

$$f_{y, \text{nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t, \text{nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

9 SISTEMA STATICO PARATIA DI PALI

9.1 Paratia di pali tangenti

In base alla profondità dello scavo da proteggere la paratia viene ancorata con 2 o 3 file di tiranti. Il diametro dei pali è di 90 cm e l'interasse è stato stabilito con 1,70 m.

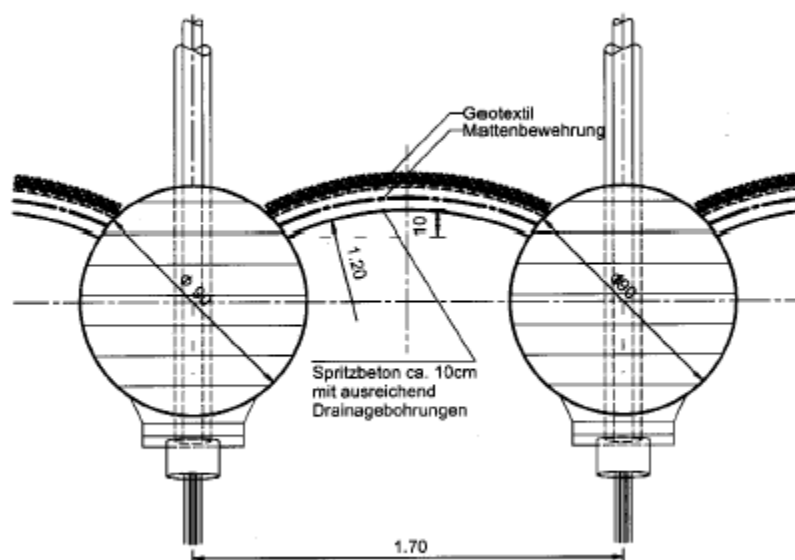


Figura 6: Sistema statico paratia di pali

9.2 Caratteristiche statiche paratia di pali Ø90

pali Ø90 cm

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

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

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

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

$$\text{per interasse 1.70 m: } EJ/m = 320 / 1.7 = 188 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

9.3 Caratteristiche statiche micropali Ø40

pali Ø40 cm

$$J = \pi d^4 / 64 = 0.0012 \text{ m}^4$$

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

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

$$EJ_{\text{palo}} = 0.0012 \times 10000 = 1,26 \text{ MNm}^2$$

$$\text{per interasse 0,40 m: } EJ/m = 1,26 / 0,4 = 3,14 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

9.4 Reazione elastica terreno

Per la determinazione della reazione elastica del terreno attorno i pali si considera per i depositi lacustri il modulo elastico 30 000 kN/m² e per la reazione elastica sopra questi terreni il modulo elastico dei depositi di 70 000 kN/m².

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

$$\text{Interasse } 1.70 \text{ m: } k_{\text{AUF SCH}} \text{ ogni m}' = 55\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 29.1 \text{ MN/m}^3$$

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

$$\text{Interasse } 1.70 \text{ m: } k_{\text{MUR}} \text{ ogni m}' = 77\,000 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 40.8 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{\text{SED IN}} \text{ per palo} = E / d = 30000 / 0.9 = 33\,300 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Interasse } 1.70 \text{ m: } k_{\text{SED IN}} \text{ ogni m}' = 33\,300 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 / 1.7 = 17.6 \text{ MN/m}^3$$

I tiranti hanno un' inclinazione di 10° rispetto all'orizzontale.

Per la spinta dei terreni si considera la spinta attiva

Nel calcolo si considera una spinta attiva aumentata con $50\% k_a + 50\% k_o$, la spinta attiva viene calcolata con $\delta = 0.5 \varphi$. Il calcolo delle azioni interne avviene con il programma cubus-larix.

Il calcolo dei singoli scavi con il conseguente cambio del sistema statico avviene considerando le deformazioni dallo scavo precedenti attraverso spostamenti imposti alla trave continua del sistema statico.

9.5 Lunghezza d'infissione minima

La lunghezza minima d'infissione viene dedotta dallo stato finale considerando la spinta del terreno passiva agente sul piede del palo. La resistenza del terreno viene diminuita secondo [3] capitolo 5.4 con fattore 2 e determinata la lunghezza necessaria. Si considera la falda abbassata nella fase di costruzione.

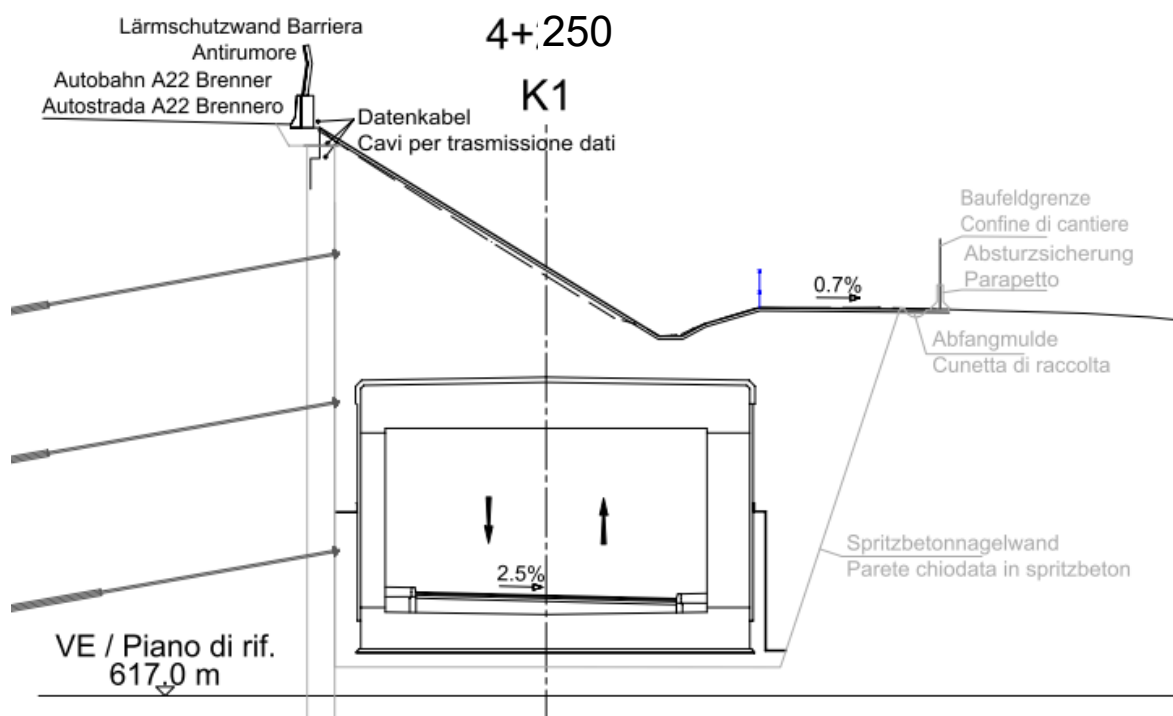
10 SEZIONE TIPO K1^{BPF} (BLOCCO 39)

10.1 Geometria

Si considera come sezione determinante per il tipo K1 il km 4+250. Il calcolo vale per la sezione 39.

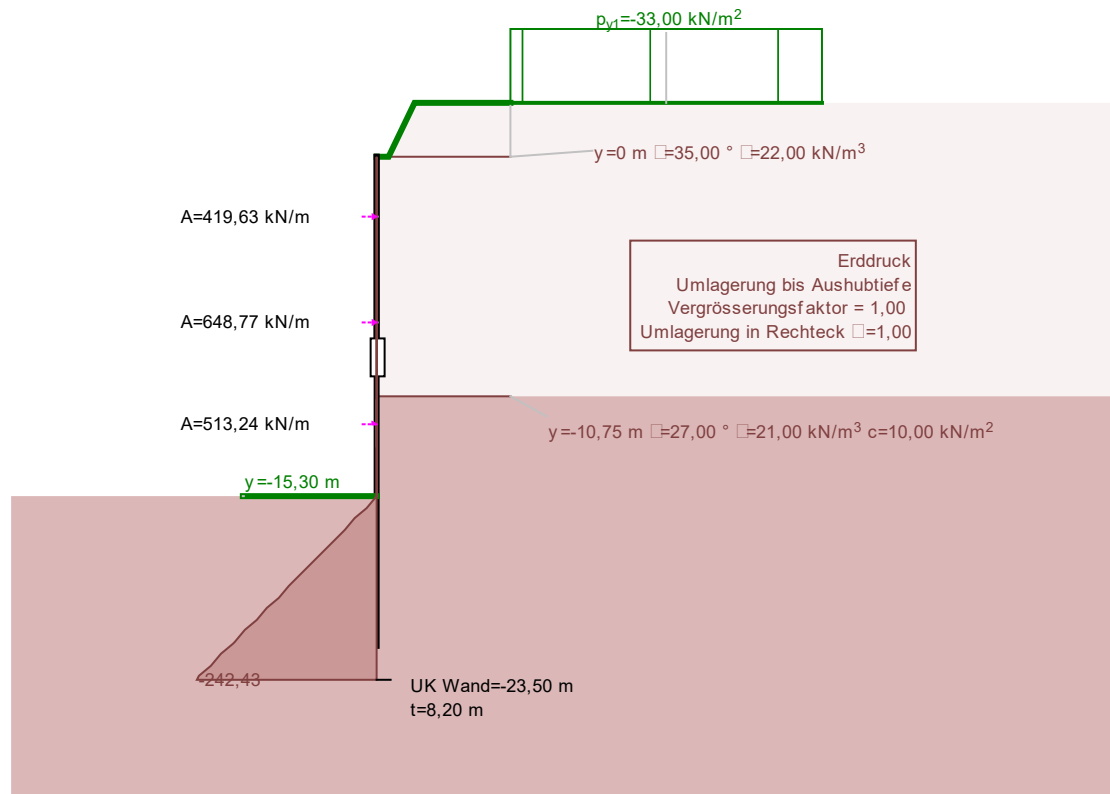
Si usano tiranti, la profondità libera massima è di 15,30m fino alla suola della galleria, a cui si aggiungono 2,50m (altezza totale 17,80m) per il piano di lavoro.

La seguente figura rappresenta la sezione K1^{BPF}.



10.2 Lunghezza d'infissione minima

La lunghezza minima d'infissione viene dedotta dallo stato finale considerando la spinta del terreno passiva agente sul piede del palo. La resistenza del terreno viene diminuito secondo [3] capitolo 5.4 con fattore 2 e determinata la lunghezza necessaria. Si considera la falda abbassata nella fase di costruzione.



La lunghezza d'infissione minima è di 8.20 m, si sceglie una lunghezza 8,30m.

Viste le caratteristiche pessime dei sedimenti lacustri e la conseguente bassa resistenza del terreno si analizza l'ultimo scavo con due approcci differenti: considerando la reazione elastica del terreno e applicando una resistenza a forma triangolare.

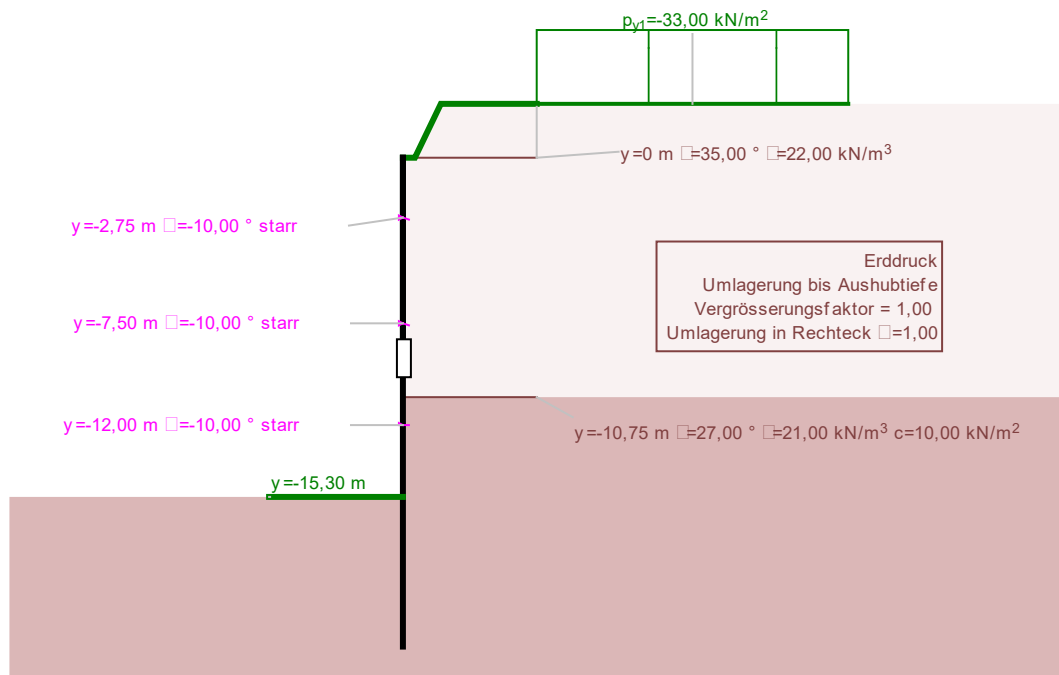
10.3 Analisi delle fasi di scavo

10.3.1 Sistema statico

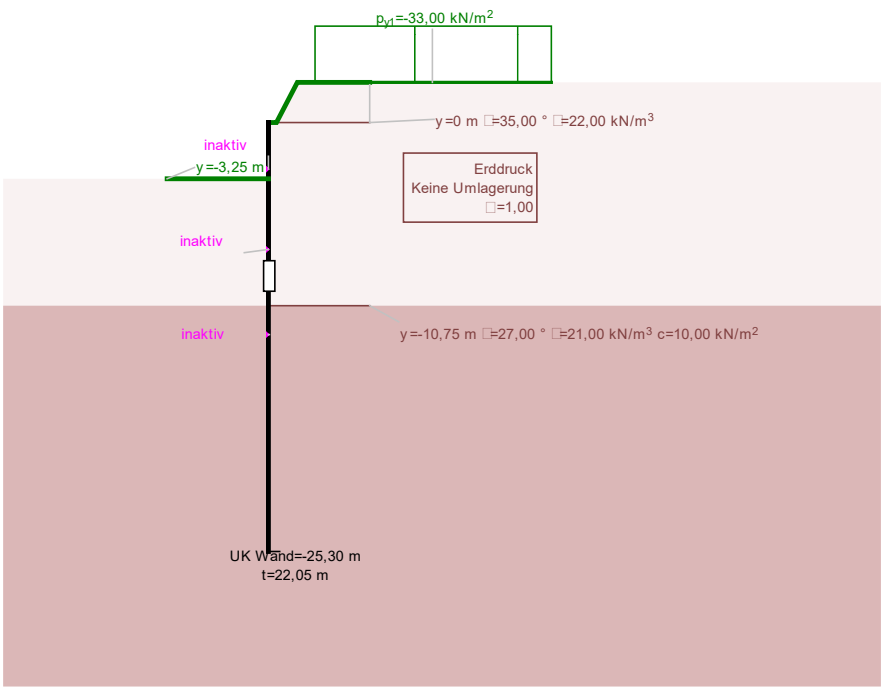
I pali vengono eseguiti fino ad una profondità di $15.30 + 8.30 = 23.60$ m.

Per questa sezione si riportano i risultati intermedi per tutte le fasi di scavo. Per le altre sezioni si rappresentano solo le fasi finali.

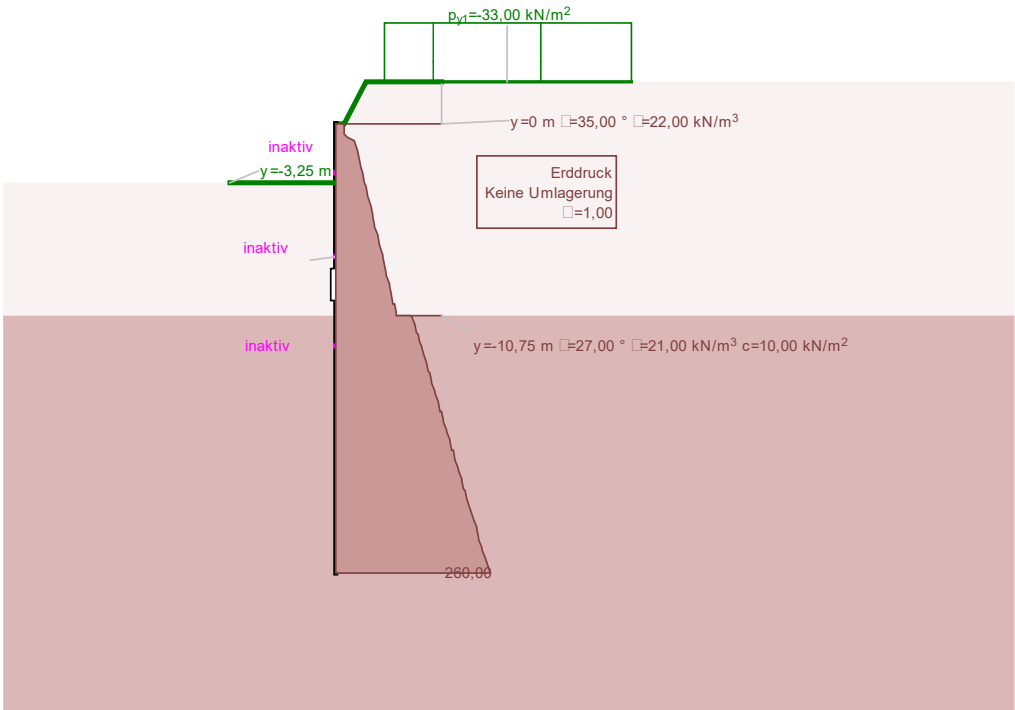
I tiranti vengono posizionati ad un'altezza di 2.75 m, 7.50 m e 12.00 m dal piano di lavoro. Lo scavo avviene fino ad una profondità di 50 – 75 cm al di sotto dei tiranti. Inoltre si considera nell'ultima fase il palo appoggiato in due maniere diverse.



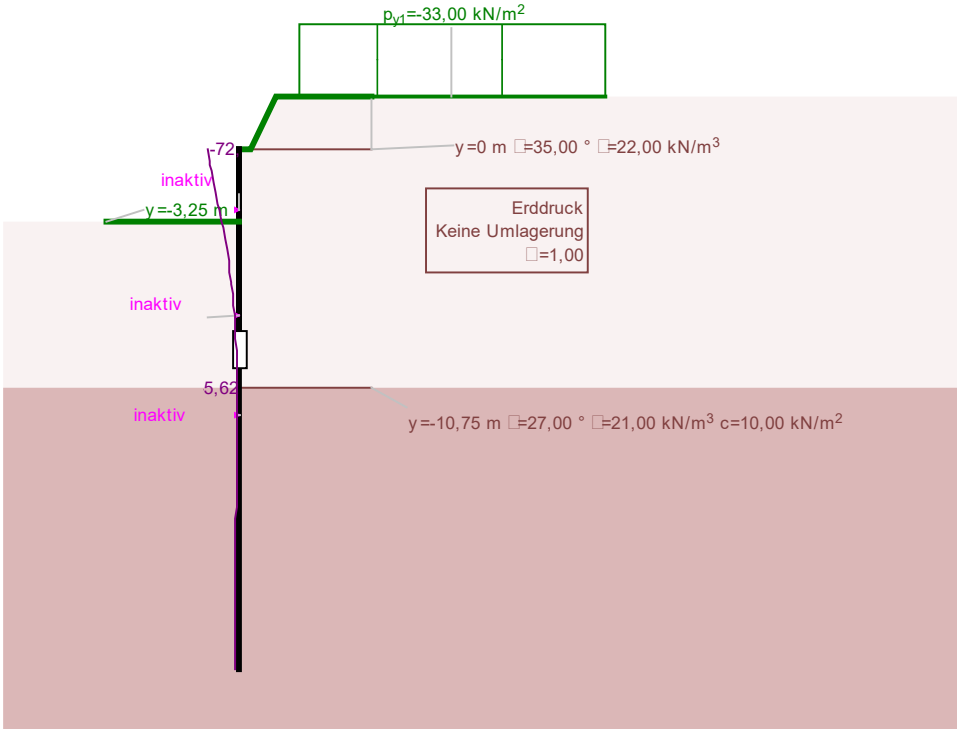
10.3.2 Scavo –3.25 m sotto piano lavoro



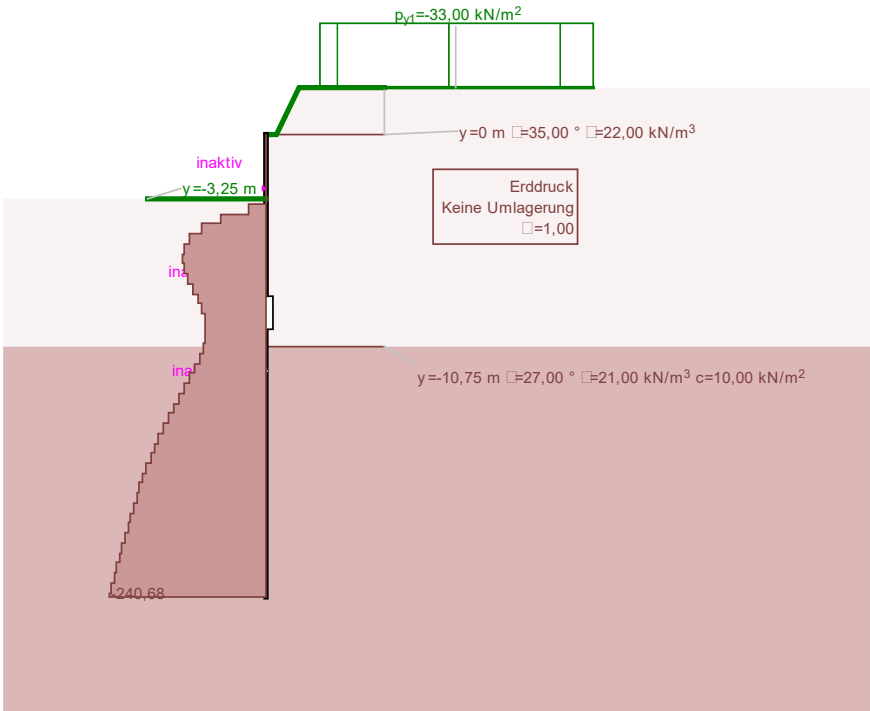
Geometria



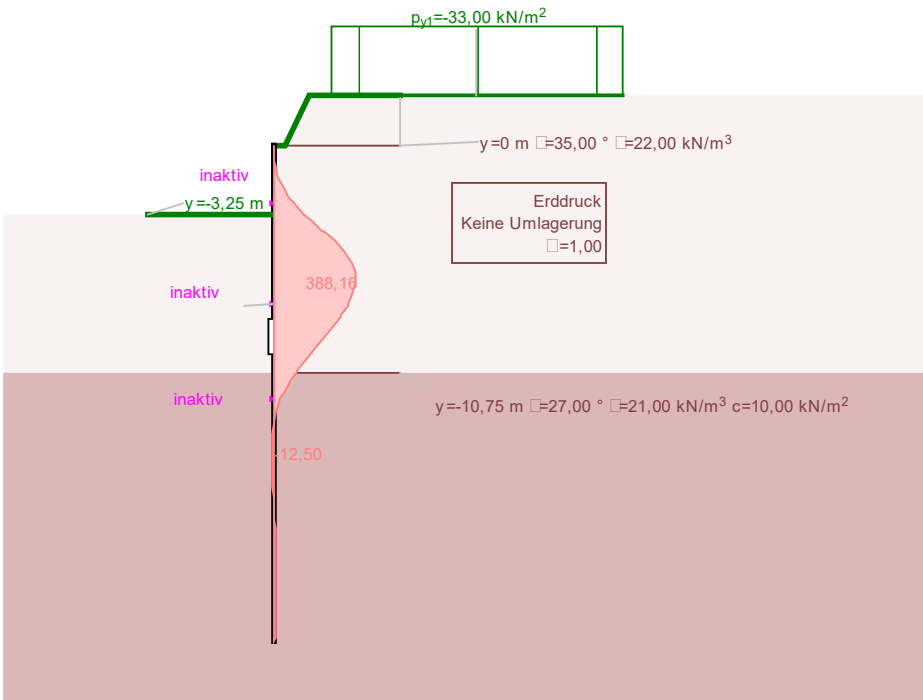
Spinta terreno



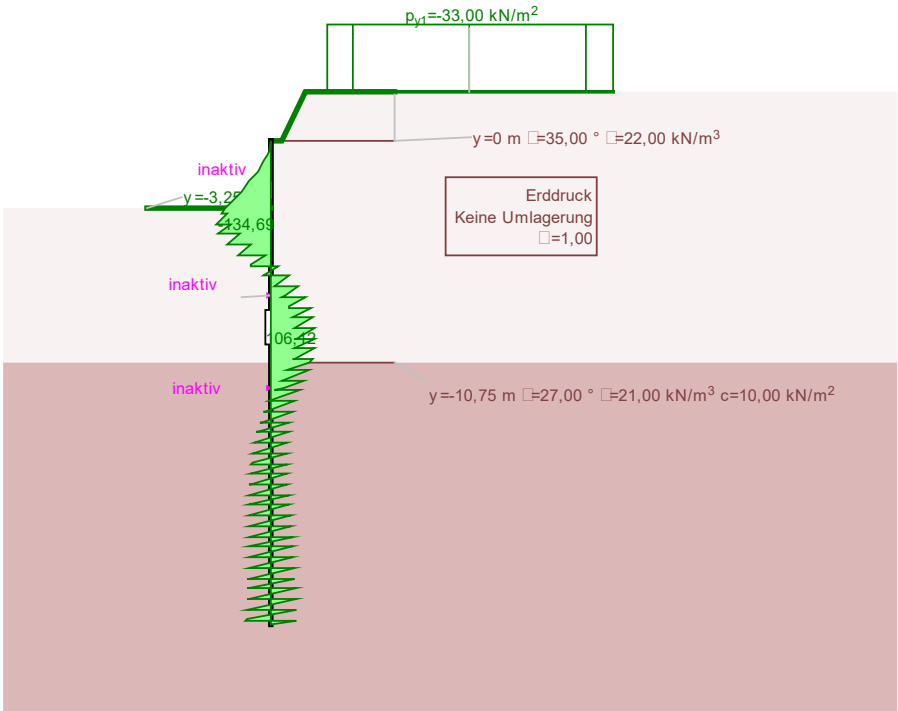
Deformazione



Reazione elastica

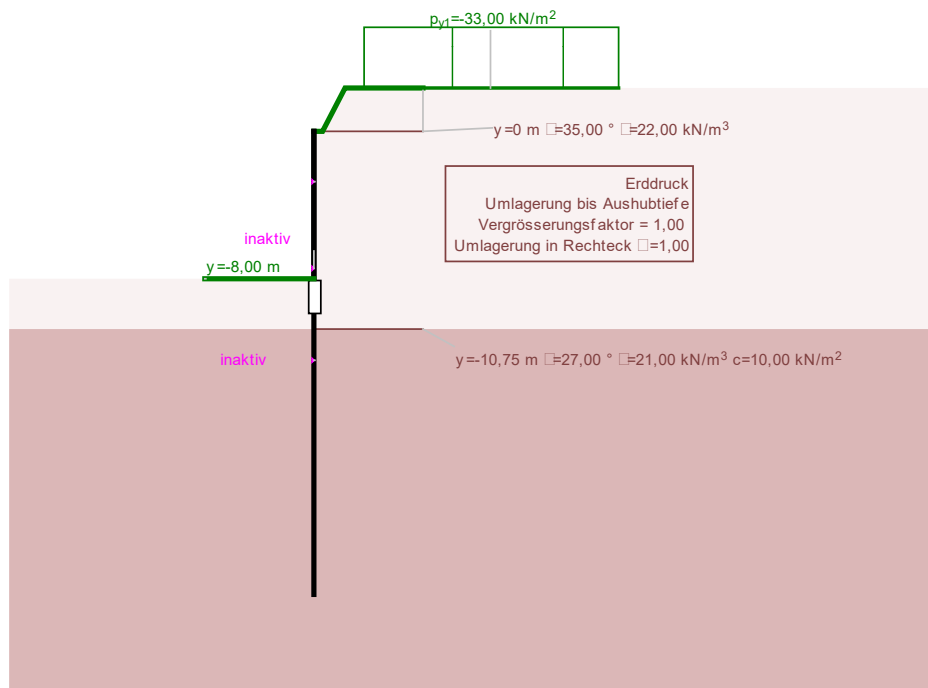


Momento flettente

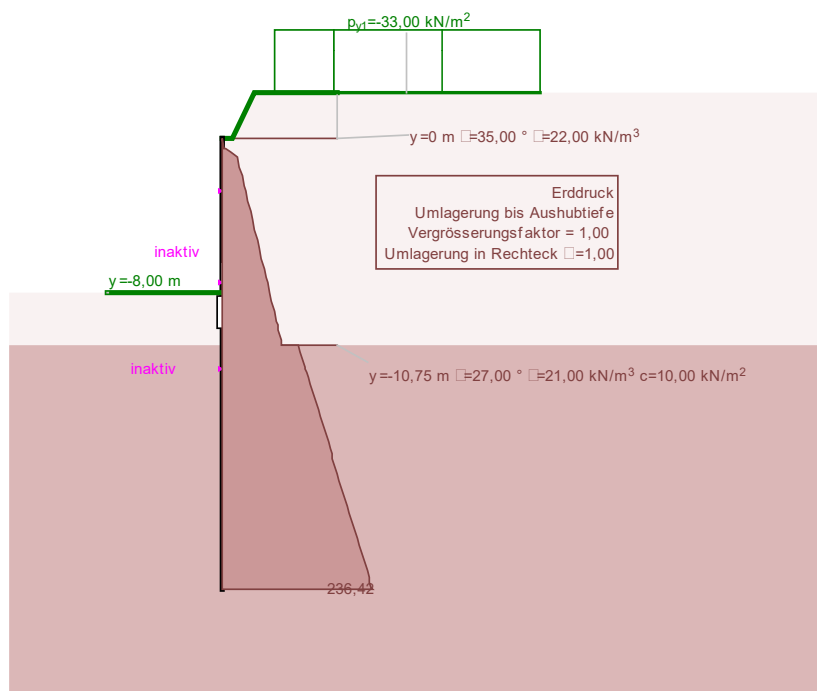


Taglio

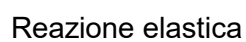
10.3.3 Scavo -8.00 m sotto piano di lavoro

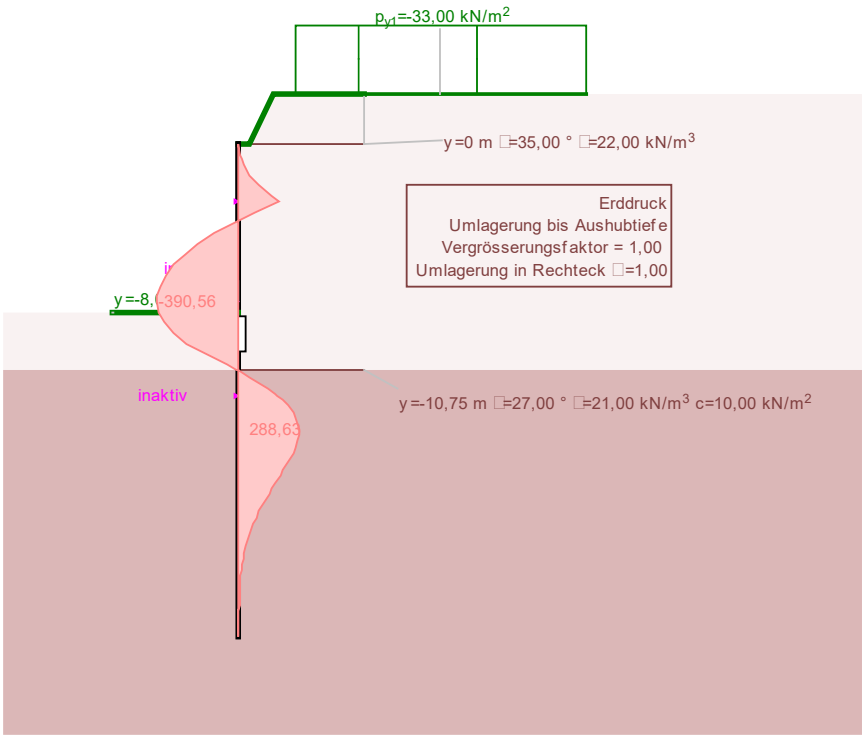


Geometria

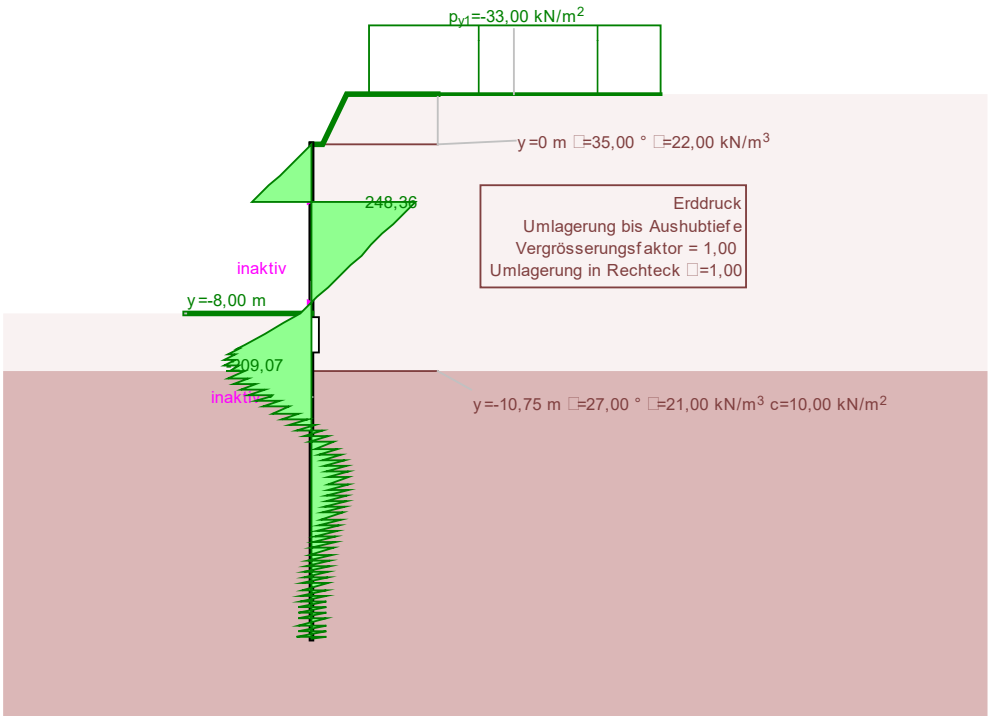


Spinta del terreno

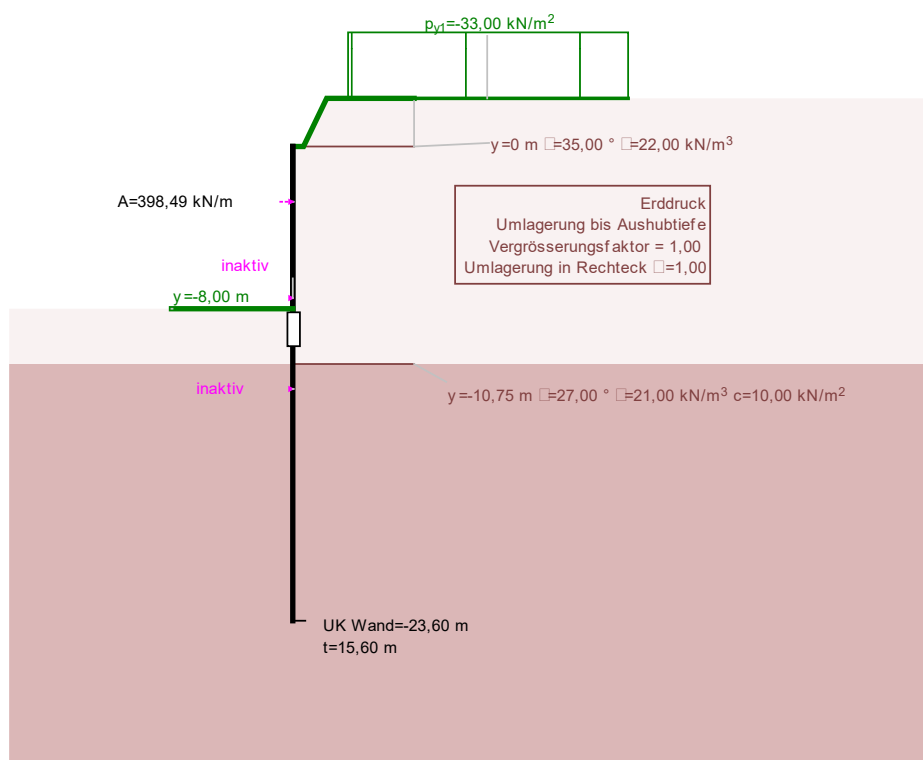




Momento flettente

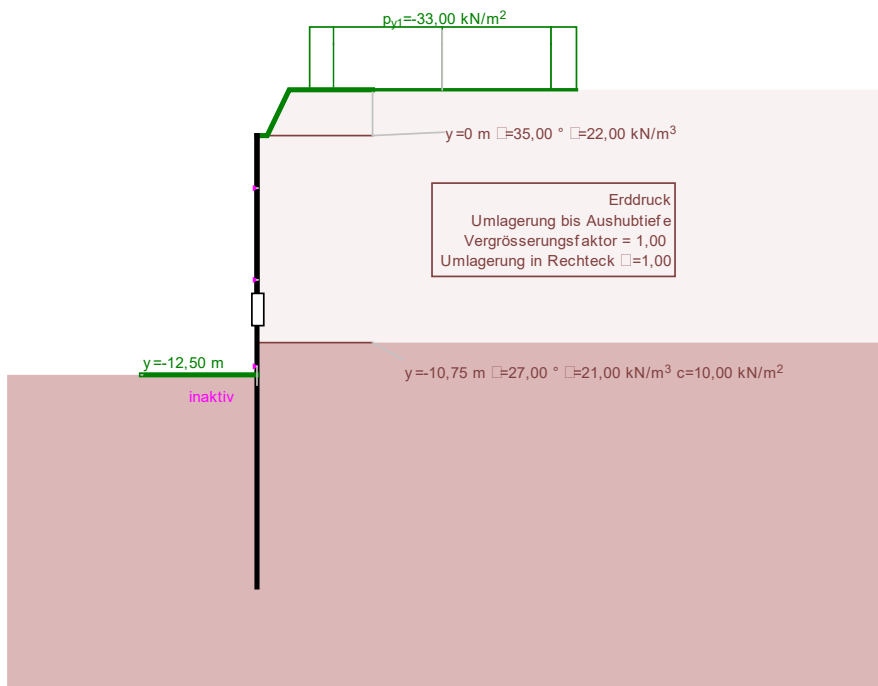


Taglio

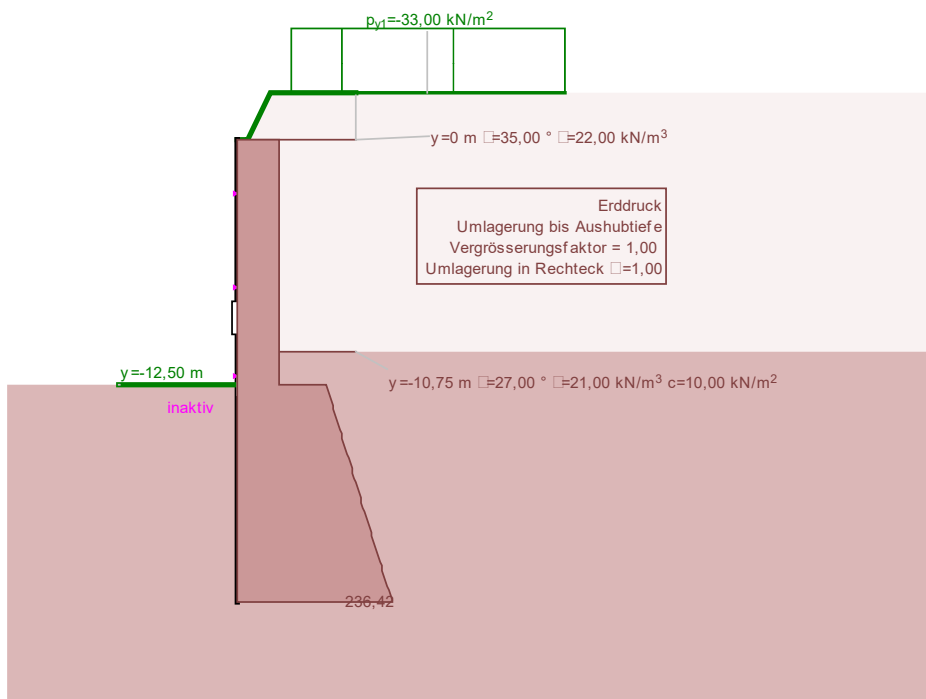


Forza tiranti

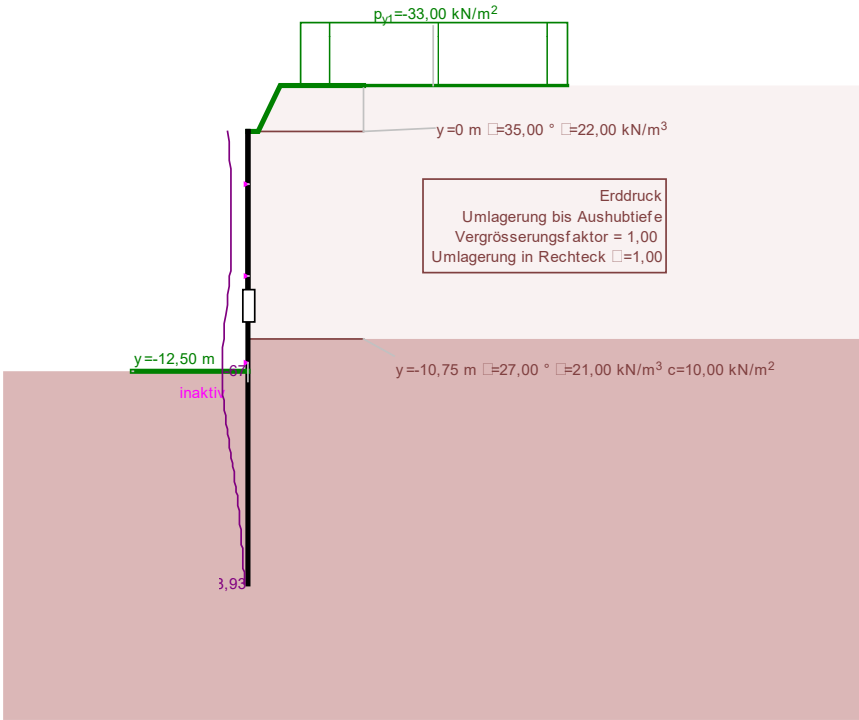
10.3.4 Scavo –12.50 m sotto piano lavoro



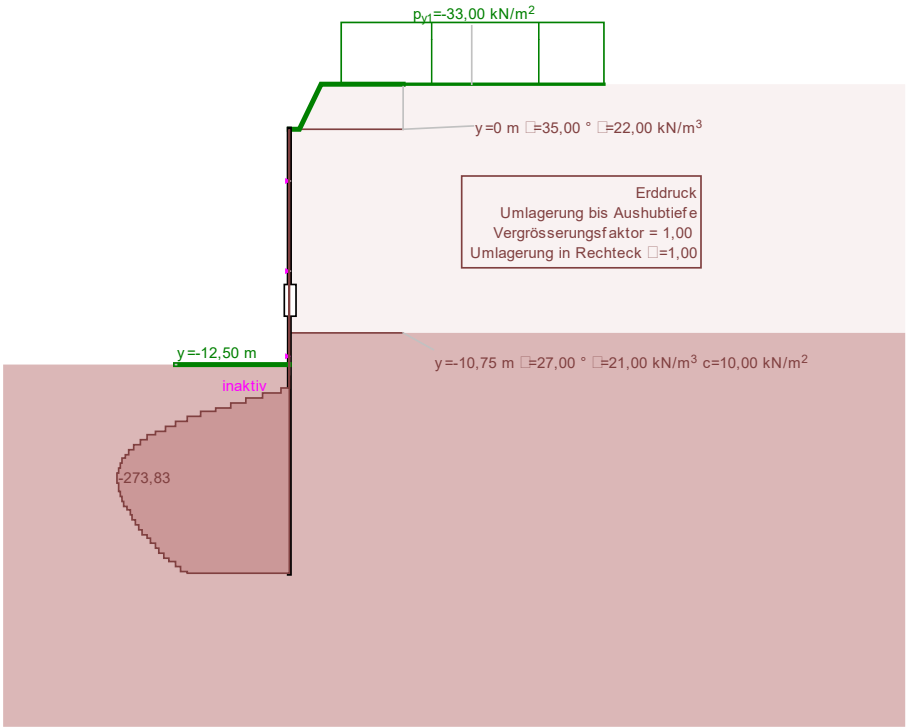
Geometria



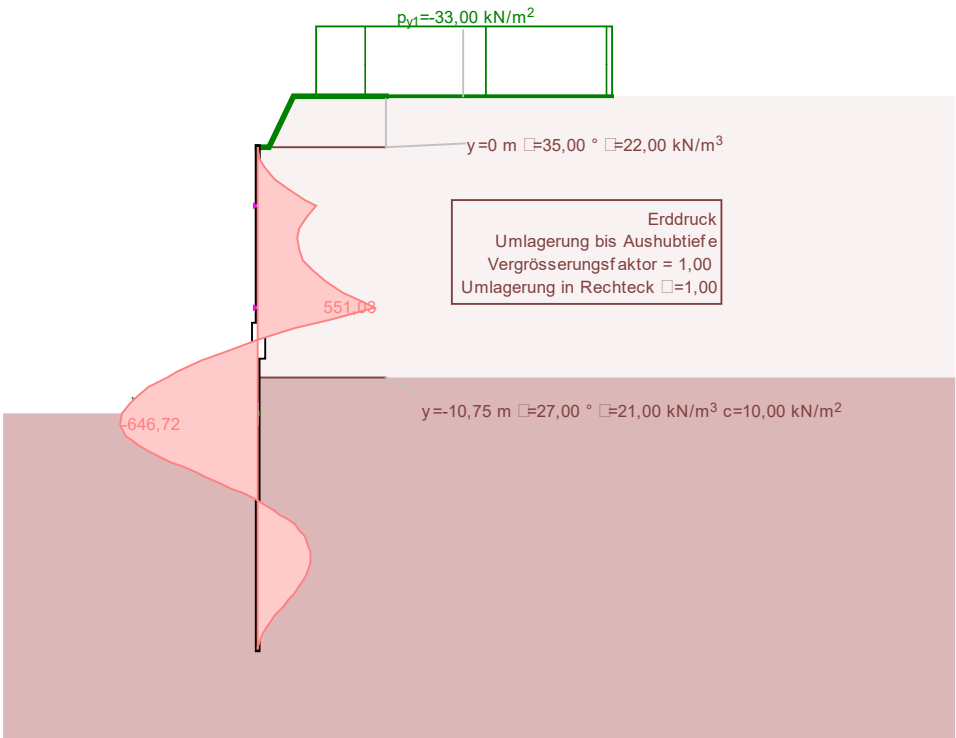
Spinta terreno



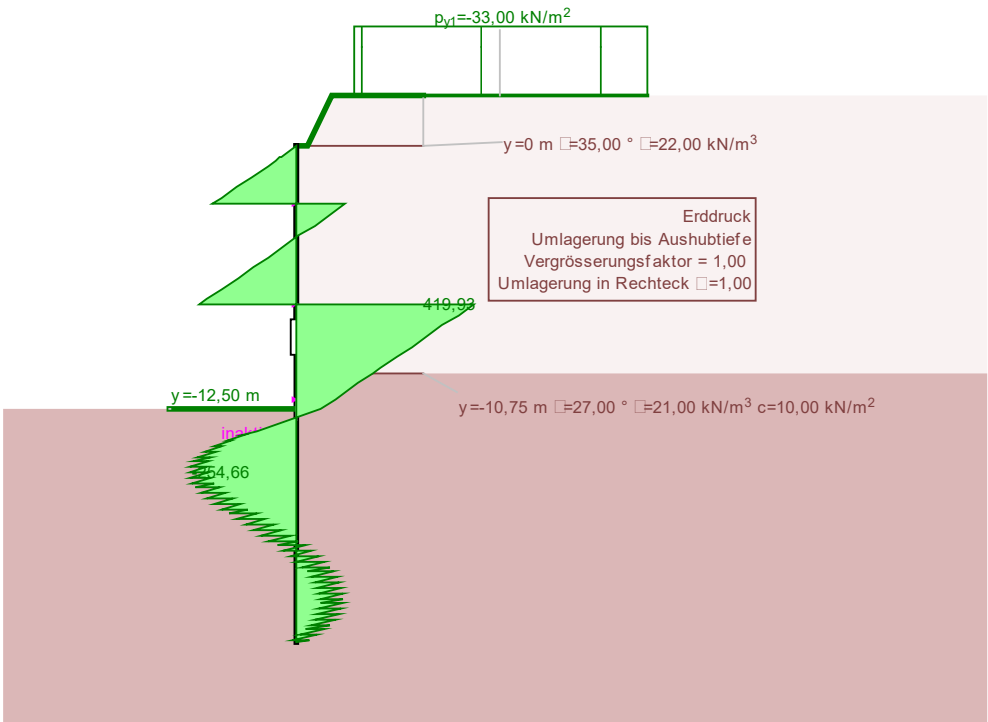
Deformazione



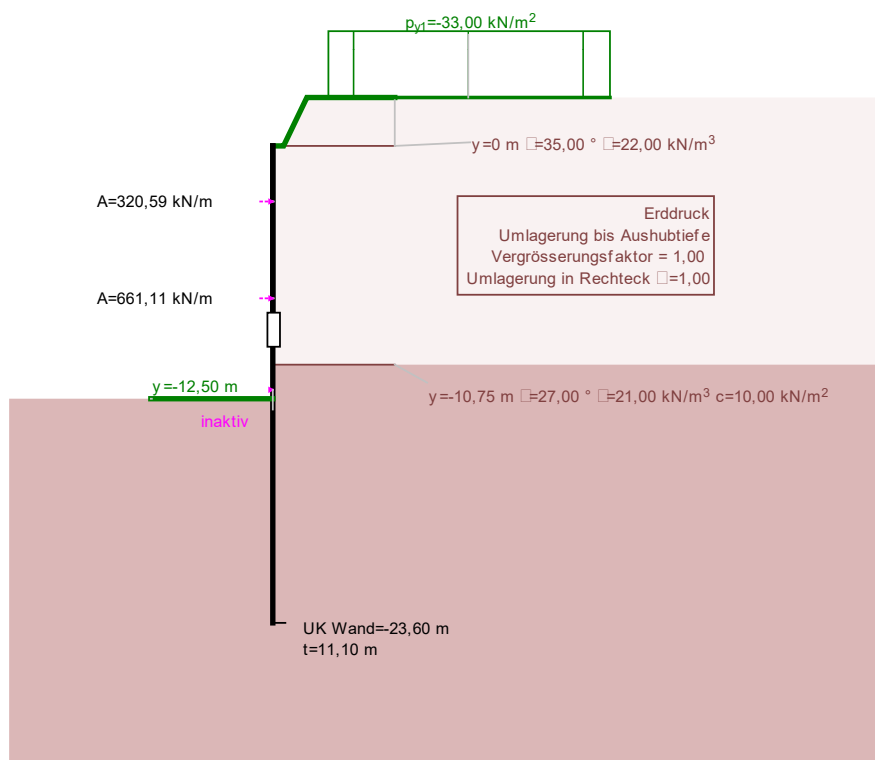
Reazione elastica



Momento flettente

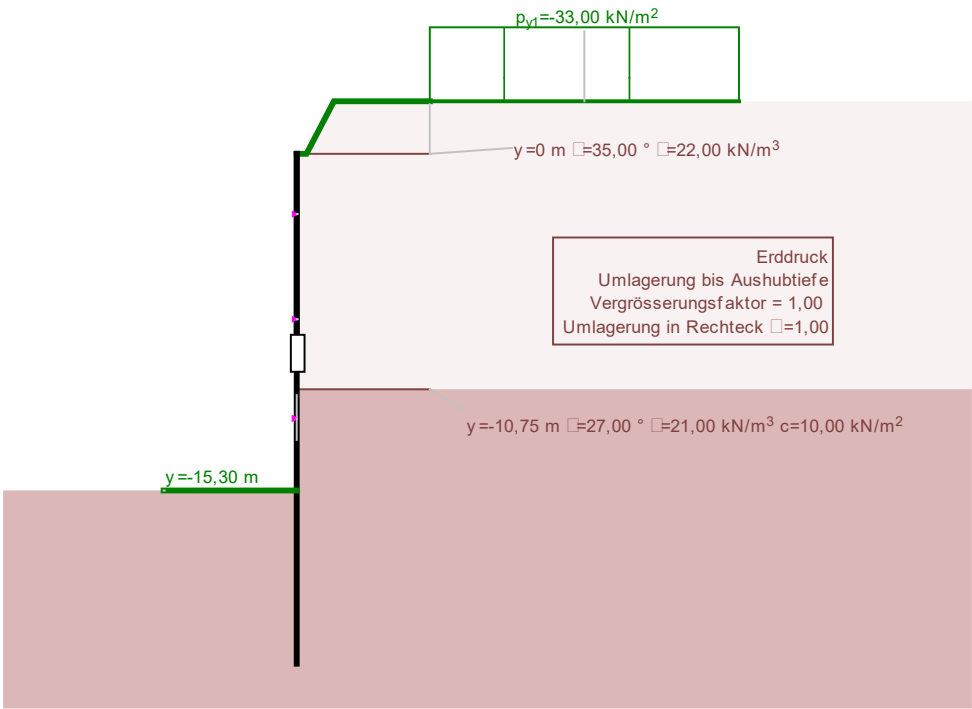


Taglio

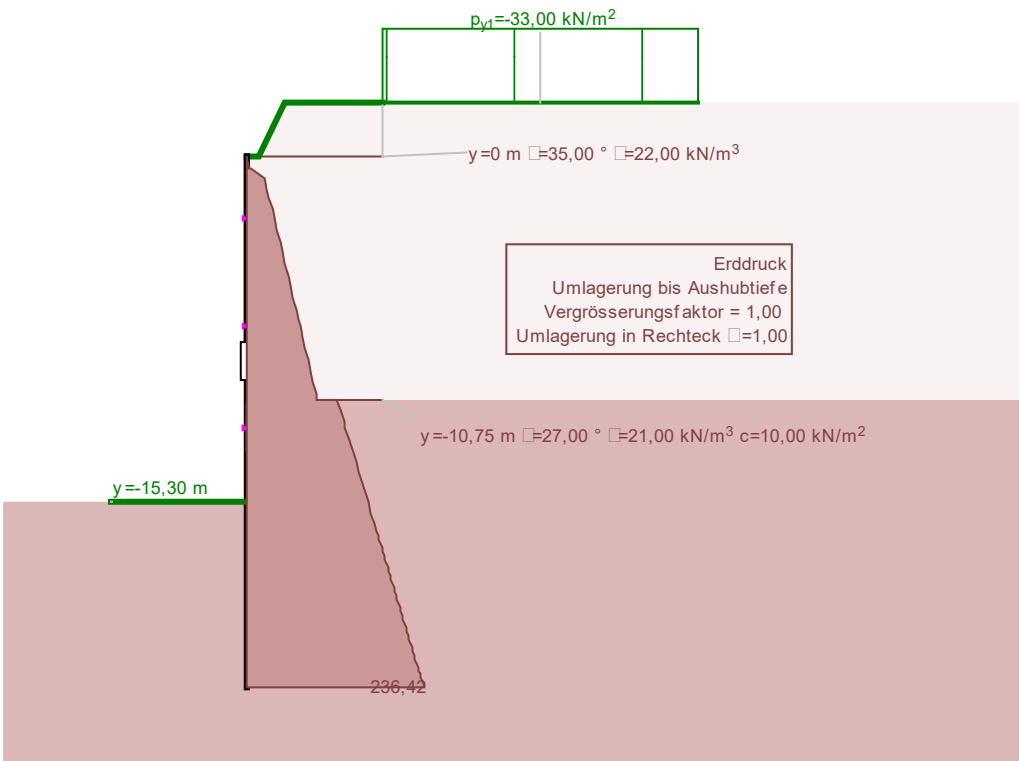


Forza tiranti

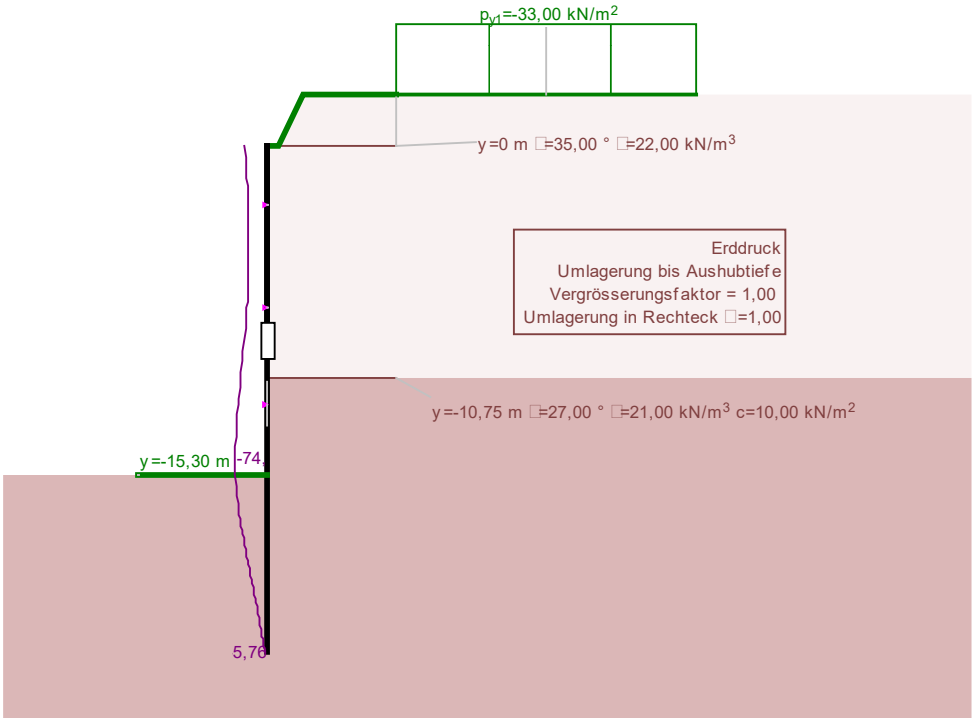
10.3.5 Scavo fino suola galleria, palo con reazione elastica



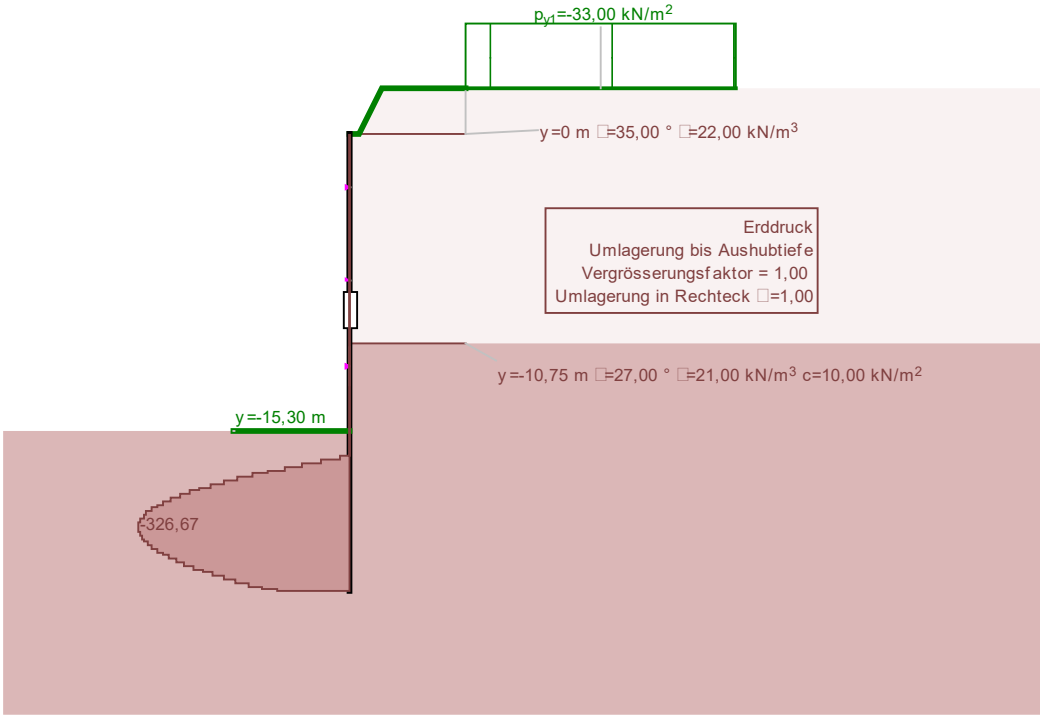
Geometria



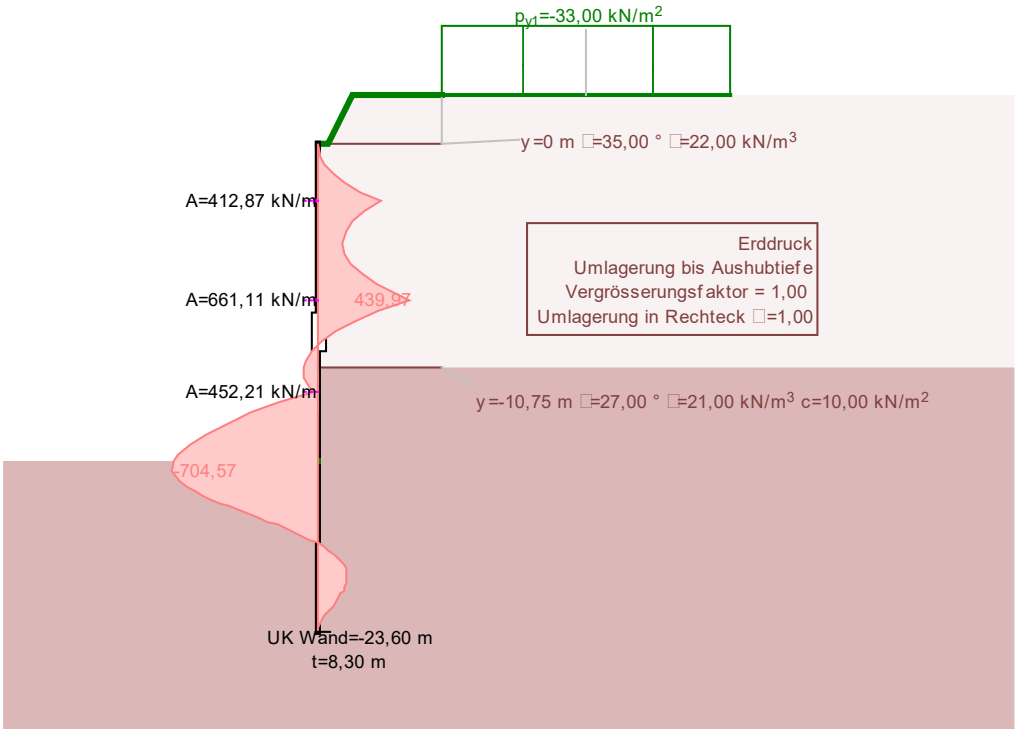
Spinta terreno



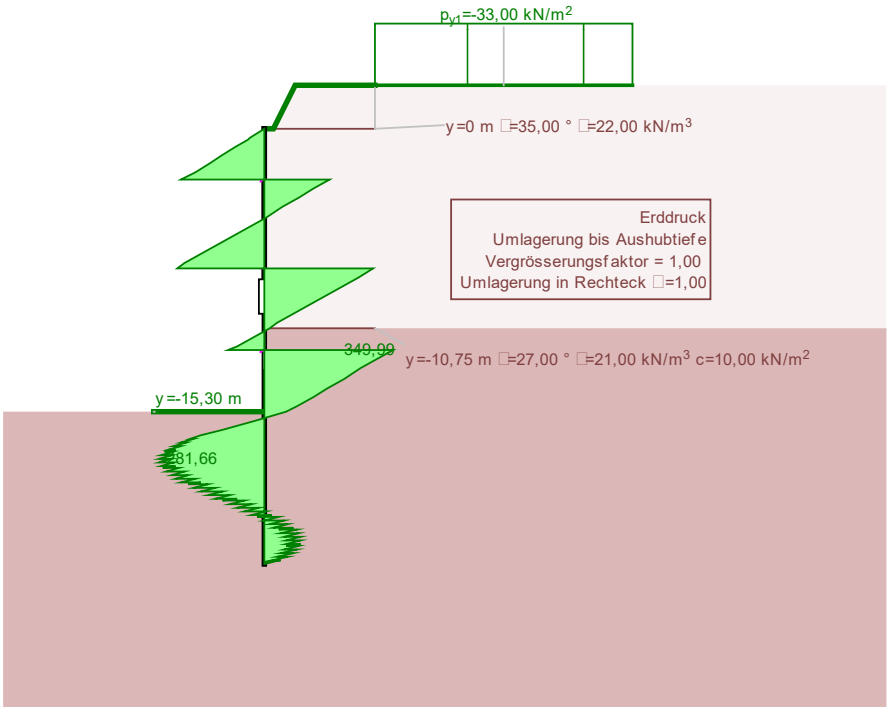
Deformazione



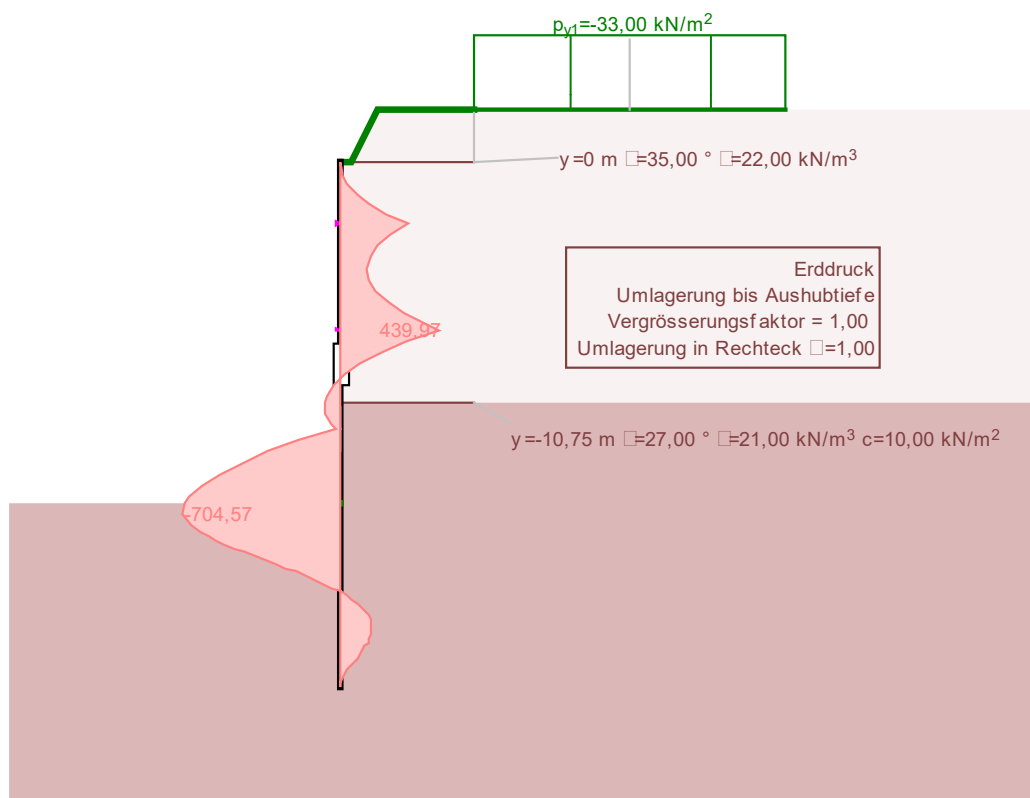
Reazione elastica



Momento flettente

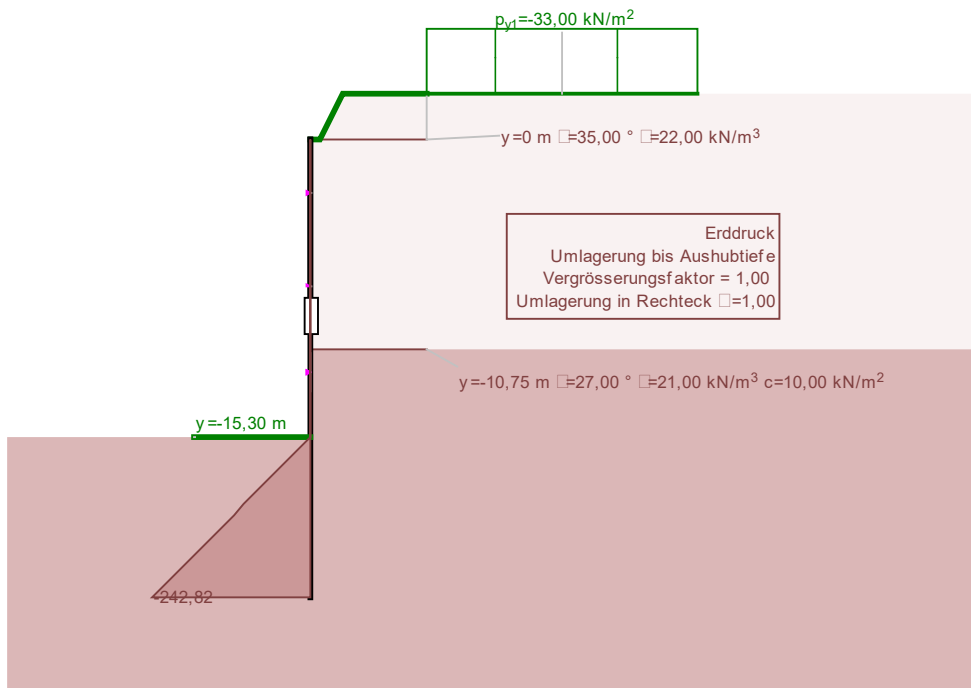


Taglio

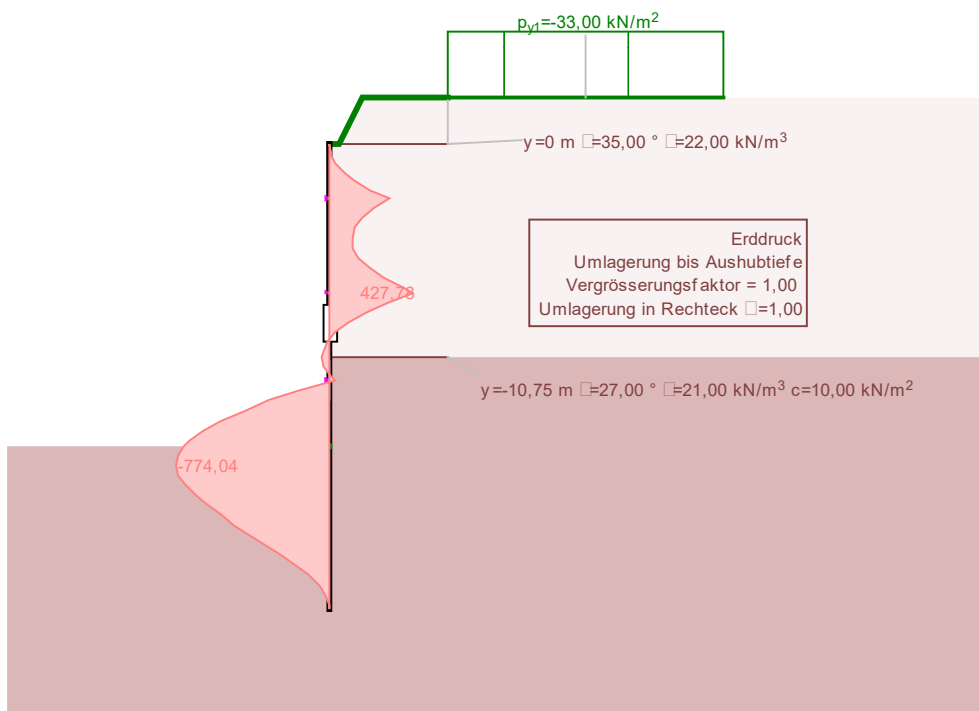


Forza tiranti

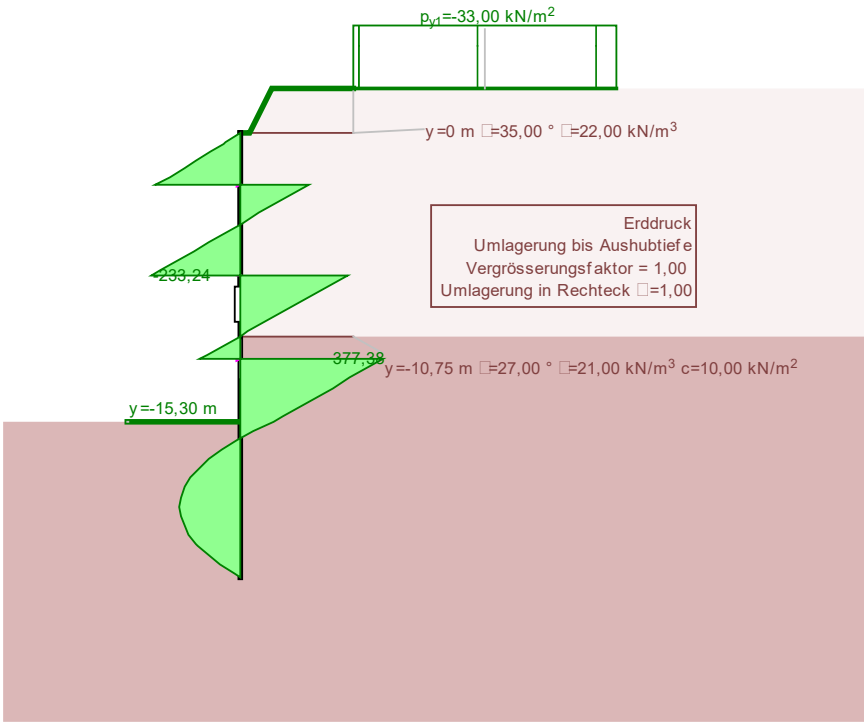
10.3.6 Scavo fino suola galleria, resistenza terreno ad andamento lineare



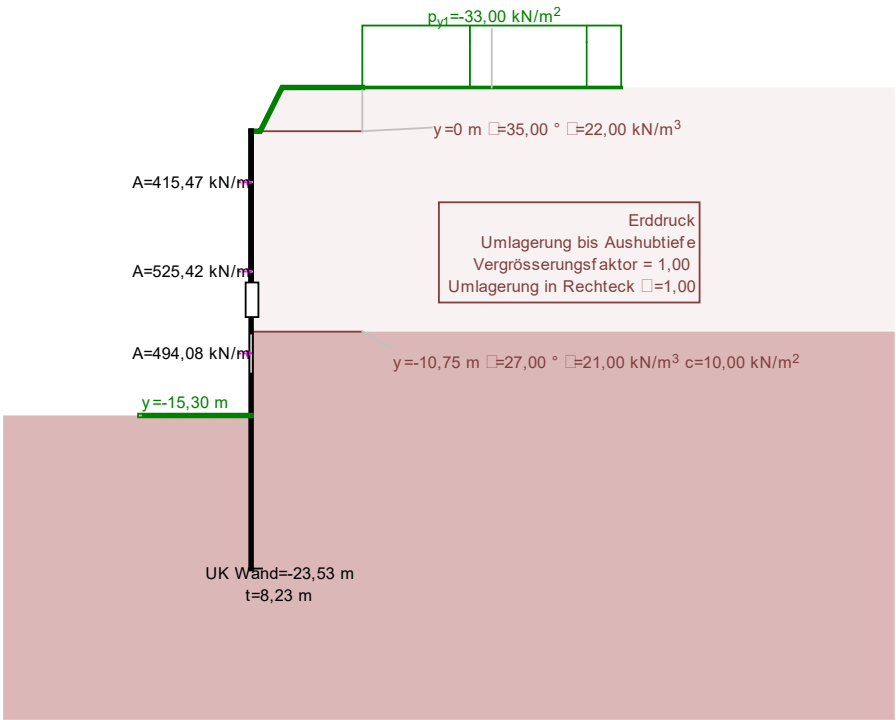
Reazione



Momento flettente

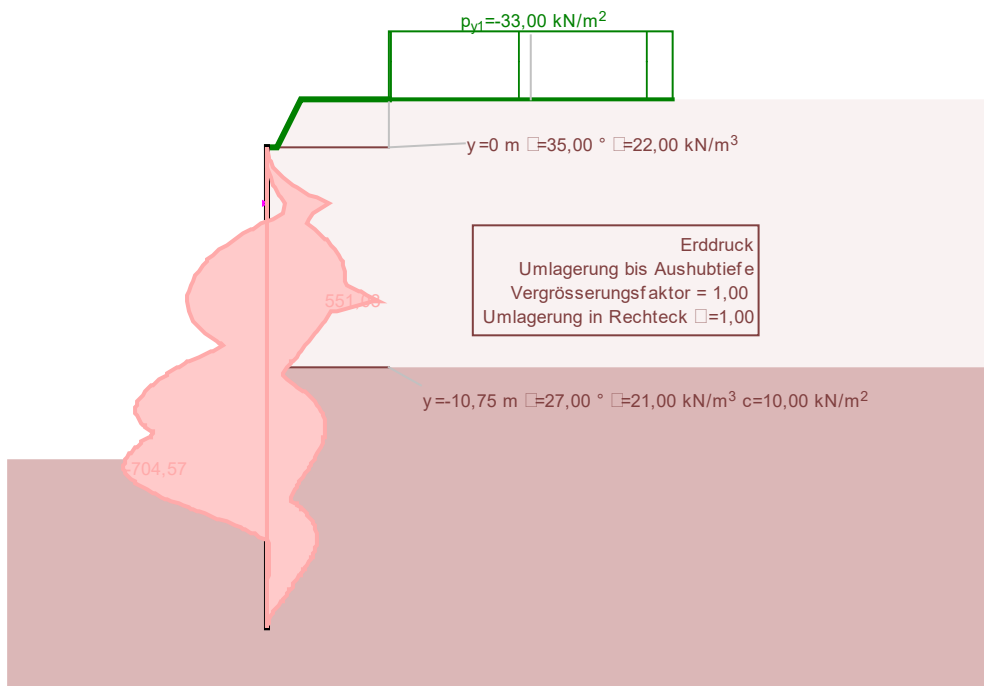


Taglio

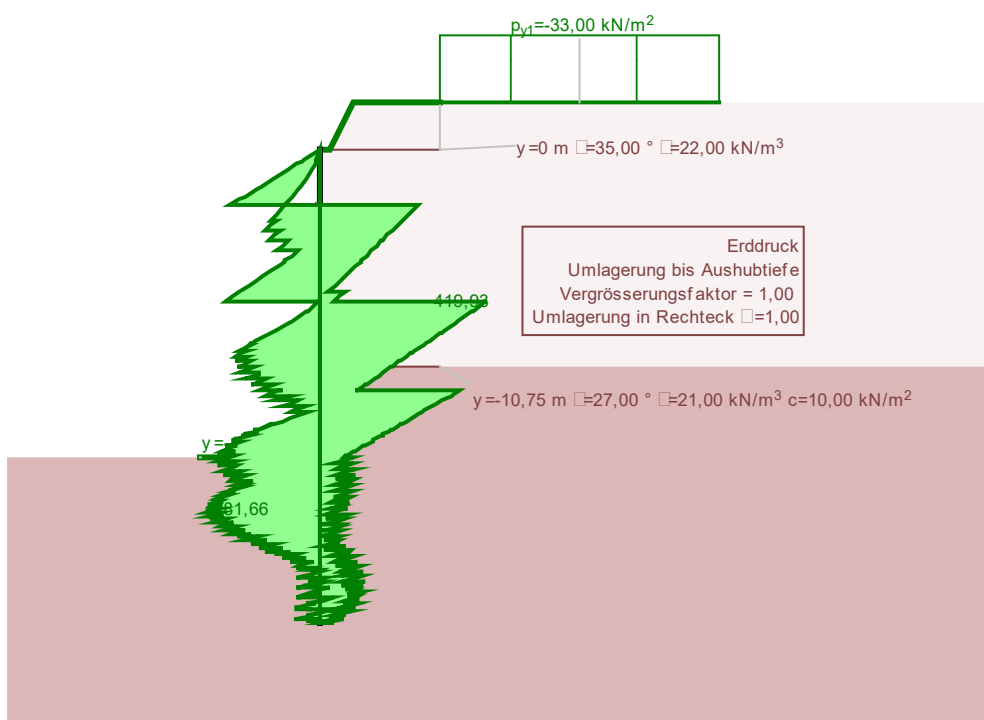


Forza tiranti

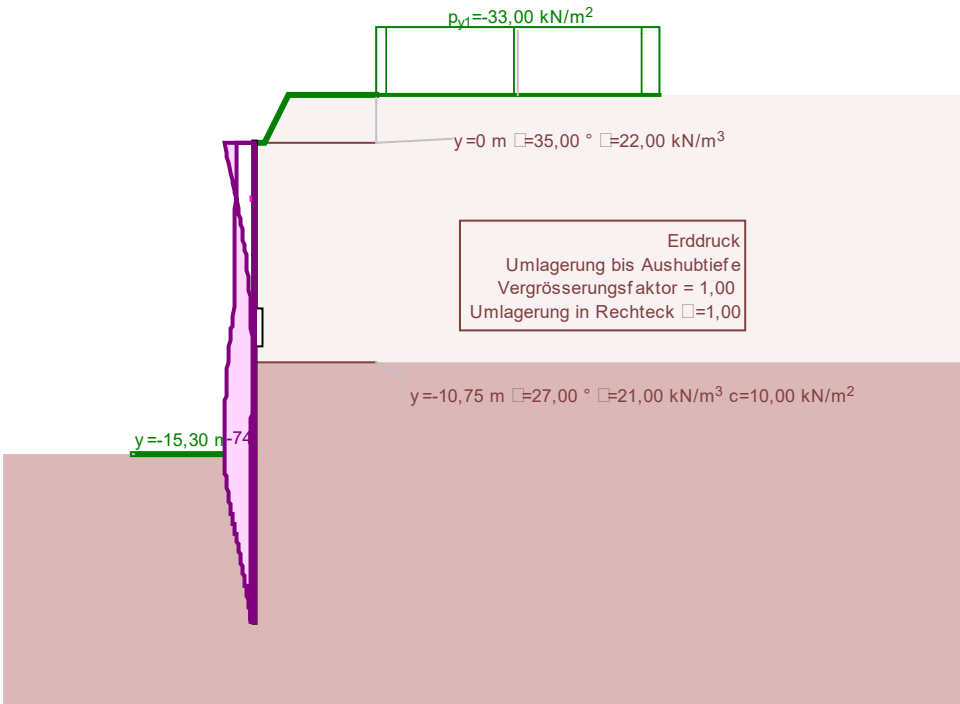
10.3.7 Überlagerung aller Aushubzustände



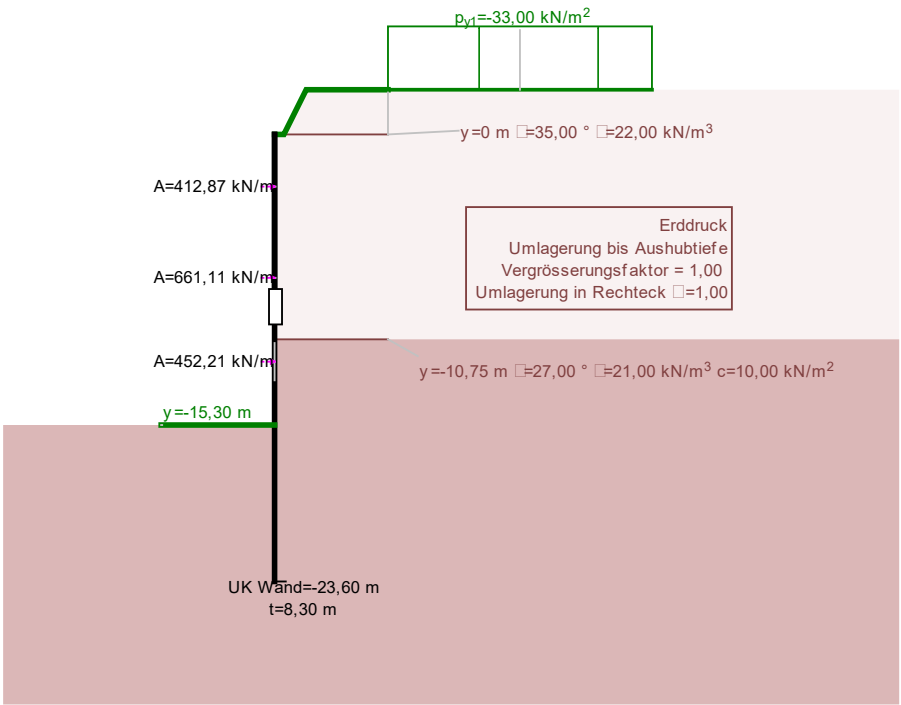
Momento flettente



Taglio



Deformazione



Forza tiranti

10.4 Dimensionamento palo

10.4.1 Armatura longitudinale

Il momento flettente massimo è di 704 kNm/m.

Vista l'interasse dei pali di 1,70m per il dimensionamento del singolo palo è determinante un momento flettente di $709 \times 1.7 = 1205$ kNm/palo

$$M_{sd} = 1.4 \times 1205 = 1687 \text{ kNm}$$

Il fattore parziale di 1.4 per il peso proprio corrisponde al D.M. 14/01/2008.

La sezione a forma circolare con diametro 90 cm viene tradotta in un quadrato a sezione identica. La lunghezza dei lati è di 80 cm.

con $z = 0.69$ m:

$$a_s = 1687 \times 1.15 / 0.69 / 43 = 65.0 \text{ cm}^2$$

scelto: 12Ø26 per lato

corrisponde a 24Ø26 sul perimetro

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

distanza dei Ø26: ca. 11 cm

10.4.2 Armatura a taglio

La forza a taglio massima è di 419 kN/m.

Vista l'interasse dei pali di 1,70m per il dimensionamento del singolo palo è determinante una forza di taglio di $419 \times 1.7 = 712$ kNm/palo. Il calcolo avviene per un quadrato di sezione $80 \times 80 \text{ cm}^2$.

$$V_{sd} = 1.4 \times 712 = 997 \text{ kNm}$$

Il fattore parziale di 1.4 per il peso proprio corrisponde al D.M. 14/01/2008.

Resistenza a taglio:

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

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.6 (1 - 30/250) = 0.528$$

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

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

$$f_{cd} = 0.8 \times 30 / 1.5 = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \times 0.8 \times 0.65 \times 0.528 \times 16 / 2 = 2.20 \text{ MN} > 0.997 \text{ MN}$$

Armatura a taglio:

$$a_{sw} = V_{Rds} / z / f_{ywd} = 997 \times 1.15 / 0.65 / 43 = 41.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

scelto: $\varnothing 16 / 10.0 \text{ cm}$

10.4.3 Riassunto palo $\varnothing 90 \text{ cm}$

calcestruzzo C25/30

armatura longitudinale: 24 $\varnothing 26$ sul perimetro

armatura trasversale: $\varnothing 16 / 10.0 \text{ cm}$

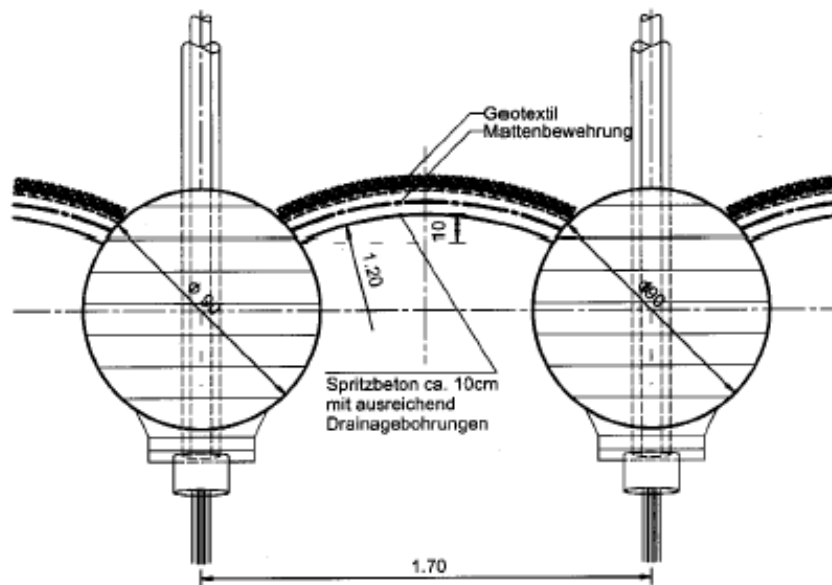
10.5 Dimensionamento spritzbeton

Gli spazi tra i pali saranno protetti con uno strato di spritzbeton di spessore $d = 10$ cm, lunghezza 1.0 m, inflessione 10 cm. Queste corrisponde ad un raggio di ca. 1,20m.

Si considera la spinta a riposo con una scarpata superiore inclinata di 2:3:

Coefficiente a riposo $k_0 = 0.80$

In profondità 15,30m agisce una spinta orizzontale $e_0 = (15.30 \times 22) \times 0.80 = 269 \text{ kN/m}^2$



Si considera la parte più bassa della paratia. Questa viene caricata su un'altezza di 1m con 269 kN/m^2 .

Azione normale $N = p \times r = 269 \times 1.20 = 322 \text{ kN/m}$

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

$N_{Rs} = 323 \times 1.5 = 484 \text{ kN}$

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

$N_{Rd} = f_{cd} A = 10.67 \times 0.1 = 1.067 \text{ MN/m} = 1067 \text{ kN/m} > 484 \text{ kN/m}$

Spritzbeton C20/25 con spessore 10 cm, inflessione $a = 10$ cm.

Il risultato vale per tutta la paratia di pali..

10.6 Tiranti

10.6.1 Carico tiranti e posizione

La forza di ancoraggio massima per ogni fila di tiranti è:

fila superiore: 412.9 kN/m

fila intermedia: 661.1 kN/m

fila inferiore: 452.2 kN/m

Considerando l'interasse dei pali di 1.70 m il carico massimo (valore caratteristico) del tirante per ogni palo è:

fila superiore: $412.9 \text{ kN/m} \times 1.7 = 702 \text{ kN}$

fila intermedia: $661.1 \text{ kN/m} \times 1.7 = 1124 \text{ kN}$

fila inferiore: $452.2 \text{ kN/m} \times 1.7 = 769 \text{ kN}$

Le file di tiranti sono posizionate a 2.75 m, 7.50 m e 12.0 m sotto il piano di lavoro. L'inclinazione dei pali è di 10° rispetto all'orizzontale.

10.6.2 Tipo di tiranti

Si utilizzano tiranti a trefoli Dywidag:

	Stahlgüte [N/mm ²]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm ²]	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: 0.60":

Carico a rottura $F_b = 6 \times 248 = 1488 \text{ kN}$

St 1570/1770: 0.62":

Carico a rottura $F_b = 8 \times 266 = 2128 \text{ kN}$

Le verifiche avvengono secondo la ÖNORM EN 1537, sezione D. È stata verificata l'equivalenza con la normativa italiana.

10.6.3 Resistenza interna

Il fattore parziale secondo [5] è 1.35.

Fila superiore: 6x0,60"

$$\text{Carico } E_d = 1.4 \times 702 = 982 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza del tirante } R_d = 1488 / 1.35 = 1102 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{Forza di tesatura applicata: } 80\% \text{ del carico caratt.} = 0.8 \times 702 = 561 \text{ kN.}$$

$$\text{Il carico applicato al tempo 0 è quindi inferiore a } 0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1488 = 892 \text{ kN.}$$

Fila intermedia: 8x0,62"

$$\text{Carico } E_d = 1.4 \times 1124 = 1573 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza del tirante } R_d = 2128 / 1.35 = 1576 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{Forza di tesatura applicata: } 80\% \text{ del carico caratt.} = 0.8 \times 1124 = 899 \text{ kN.}$$

$$\text{Il carico applicato al tempo 0 è quindi inferiore a } 0.6 P_{tk} = 0.6 \times 2128 = 1277 \text{ kN.}$$

Fila inferiore: 6x0.60"

$$\text{Carico } E_d = 1.4 \times 769 = 1077 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza del tirante } R_d = 1488 / 1.35 = 1102 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{Forza di tesatura applicata: } 80\% \text{ del carico caratt.} = 0.8 \times 769 = 615 \text{ kN.}$$

$$\text{Il carico applicato al tempo 0 è quindi inferiore a } 0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1488 = 892 \text{ kN.}$$

10.6.4 Verifica resistenza a sfilamento tirante

La resistenza laterale nel riporto e nei depositi viene indicato in [1] con 170 kN/m. Il fattore di sicurezza viene fissato con 2.00. La forza laterale ammissibile è quindi $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$.

Nei sedimenti lacustri il carico laterale ammissibile è di $100 / 2.0 = 50 \text{ kN/m}$. La seconda fila di tiranti si trova a metà nei depositi e a metà in terreno coesivo, quindi si considera un carico laterale di 67.5 kN/m.

$$\text{Lunghezza: } l = \text{Carico caratteristico} / \text{carico laterale amm.} = 702 / 85 = 8.25 \text{ m}$$

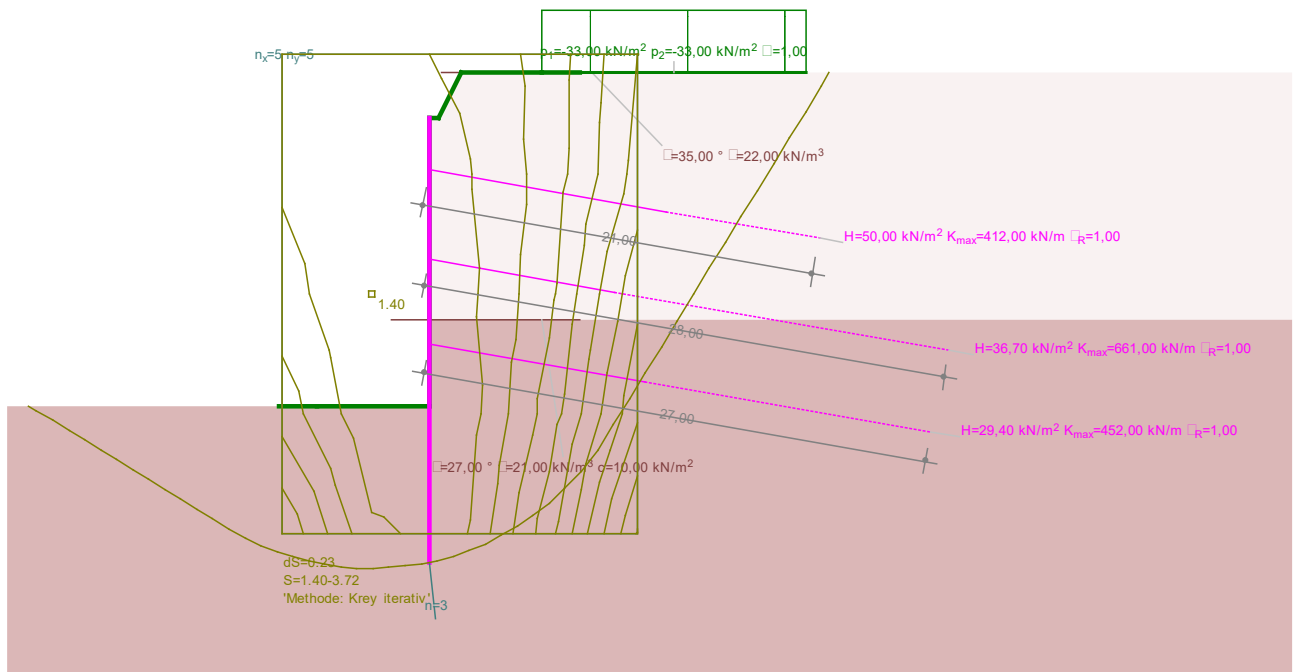
$$\text{Lunghezza: } l = \text{Carico caratteristico} / \text{carico laterale amm.} = 1124 / 62.5 = 18.00 \text{ m}$$

$$\text{Carico caratteristico} / \text{carico laterale amm.} = 769 / 50 = 15.50 \text{ m}$$

10.6.5 Verifica di stabilità

Oltre all'analisi delle superfici di scorrimento profonde bisogna verificare anche la stabilità globale dell'opera. Questa verifica deve essere eseguita con spinta del terreno attiva aumentata con fattore di sicurezza 1.4 secondo [3], capitolo 7.4 (5).

I tiranti precompressi vengono inseriti nel modello statico come elementi aderenti. Il carico di trazione calcolato nel dimensionamento della paratia dei pali viene trasferita in questo modello. Le lunghezze dei tiranti determinati vengono quindi verificate con la verifica delle superfici di scorrimento profonde secondo Kranz.



La sicurezza determinata è di $1.40 \geq 1.40$.

10.6.6 Lunghezza dei tiranti

La lunghezza del tirante necessaria come somma della lunghezza libera e il bulbo si determina dalla verifica delle superfici di scorrimento profonde. Si esegue quindi la verifica di un meccanismo di instabilità del terreno con tiranti dietro la paratia di pali.

Versagen in der tiefen Gleitfuge



La geometria considerata è delimitata dalla paratia di pali, il centro del bulbo e il punto di rotazione alla base della paratia. Per una paratia incastrata questo punto è definito come il luogo nel quale la forza di taglio si annulla.

La verifica deve essere eseguita per la prima fase di scavo a -8.00m e la fase finale. L'angolo d'attrito muro-terreno δ viene assunto $2/3 \varphi$. La lunghezza libera del tirante superiore si assume 9.30m, quella del tirante inferiore 8.70m. Il bulbo è lungo 6,30m..

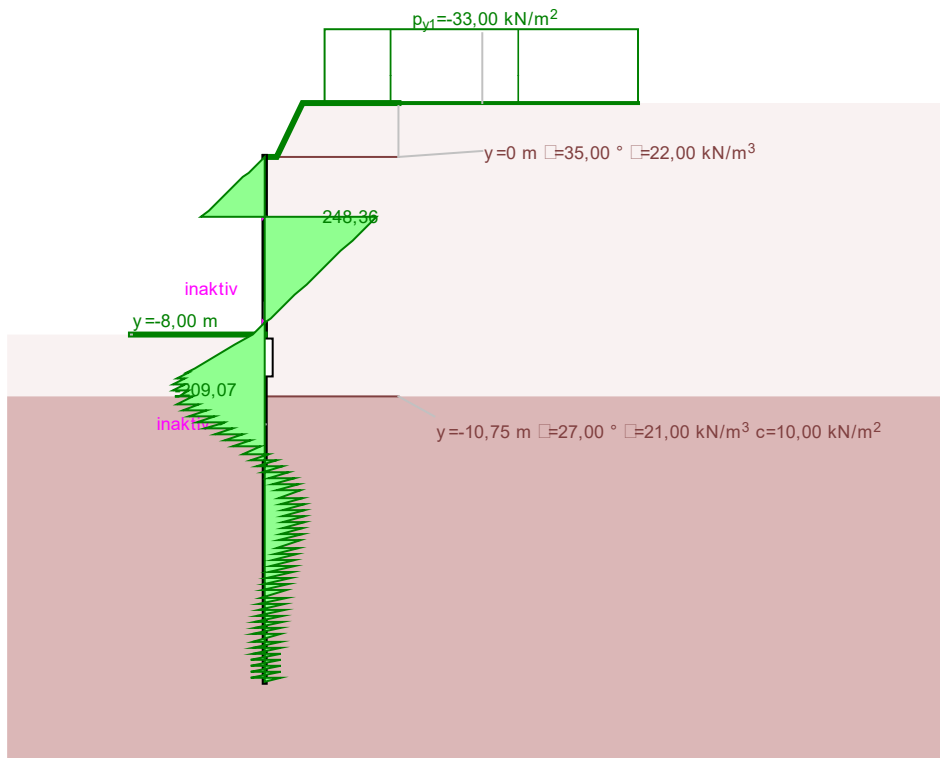
Il coefficiente di spinta attiva per $\varphi = 35^\circ$ e angolo d'attrito del muro $2/3 \varphi$ è $k_a = 0.244$, quello per i sedimenti lacustri $\varphi = 27^\circ$ e $2/3 \varphi$: $k_a = 0.334$. Il contributo della coesione viene considerato.

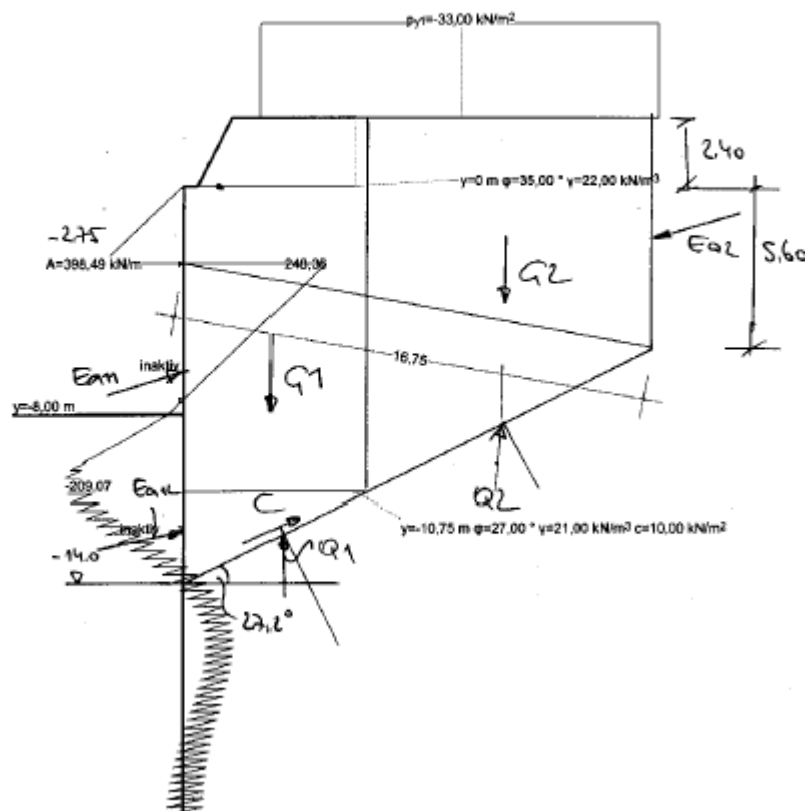
Scavo -8.00 m prima della tesatura della fila intermedia:

Lo scavo avviene fino a 8.0 m dalla superficie.

Il punto a taglio nullo si trova a 6.00 m sotto la suola di scavo temporanea.

Il carico del tirante per metro lineare per questa fase costruttiva è di 399 kN/m.





$$E_{a1}: \varphi = 35^\circ \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi \quad k_a = 0,244$$

zusätzl. Höhe: $n = 2 \text{ m}$

$$V_0 = 2 \times 22 \times 0,244 = 10,7 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{10,75} = (2 + 10,75) \cdot 22 \times 0,244 = 68 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a1} = (10,7 + 68) / 2 \times 10,75 = 423 \text{ kN/m}$$

$$E_{a2}: \varphi = 27^\circ \quad c = 10 \quad \delta = \frac{4}{5} \varphi \quad k_a = 0,334$$

$$c \cdot k_{ac} = 11,7 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{10,75} = (2 + 10,75) \cdot 22 \times 0,334 - 2 \cdot 10 \sqrt{0,334} = 82,2 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{14} = 82,2 + (14 - 10,75) \cdot 21 \times 0,334 = 105 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a2} = (82,2 + 105) / 2 \times (14 - 10,75) = 304 \text{ kN/m}$$

$$E_{a3}: V_0 = 2,4 \cdot 22 \cdot 0,244 = 12,88 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = 12,88 + 5,60 \cdot 22 \cdot 0,244 = 42,91 \text{ kN/m}^2$$

$$V_p = 33 \times 0,244 = 8,05 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{a3} = (12,88 + 42,9) / 2 \times 5,60 + 8,05 \cdot 5,60 = 202 \text{ kN/m}$$

$$G_1: 6,40 \times 14 \times 22 = 1971 \text{ kN/m}$$

$$G_2: 10 \times 10,8 \times 22 = 2376 \text{ kN/m}$$

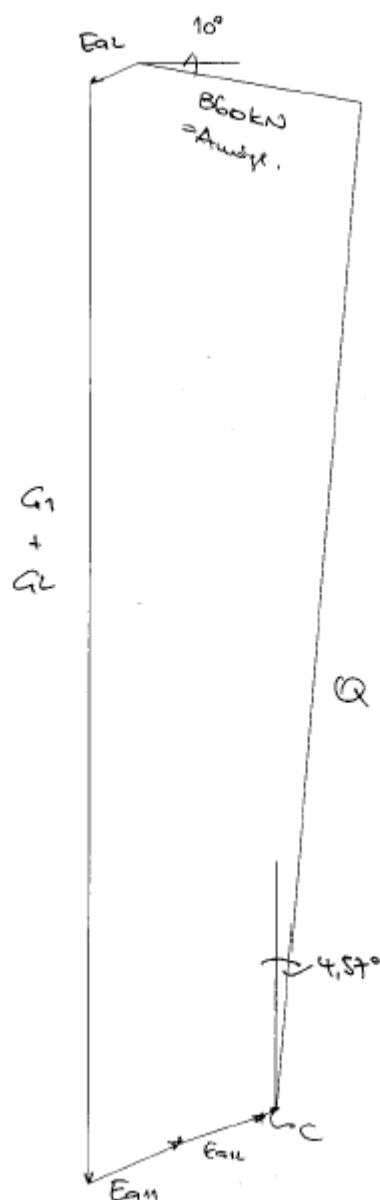
$$C = 7,2 \times 10 = 72 \text{ kN/m}$$

mittlerer Reibung φ proport. zu G :

$$\alpha = \frac{35 \times 2376 + 27 \times 1971}{2376 + 1971} = 31,37^\circ$$

$$\text{plateini: } 26,8^\circ$$

$$\Rightarrow \Delta \alpha = 4,57^\circ \quad (\text{aufwärts})$$



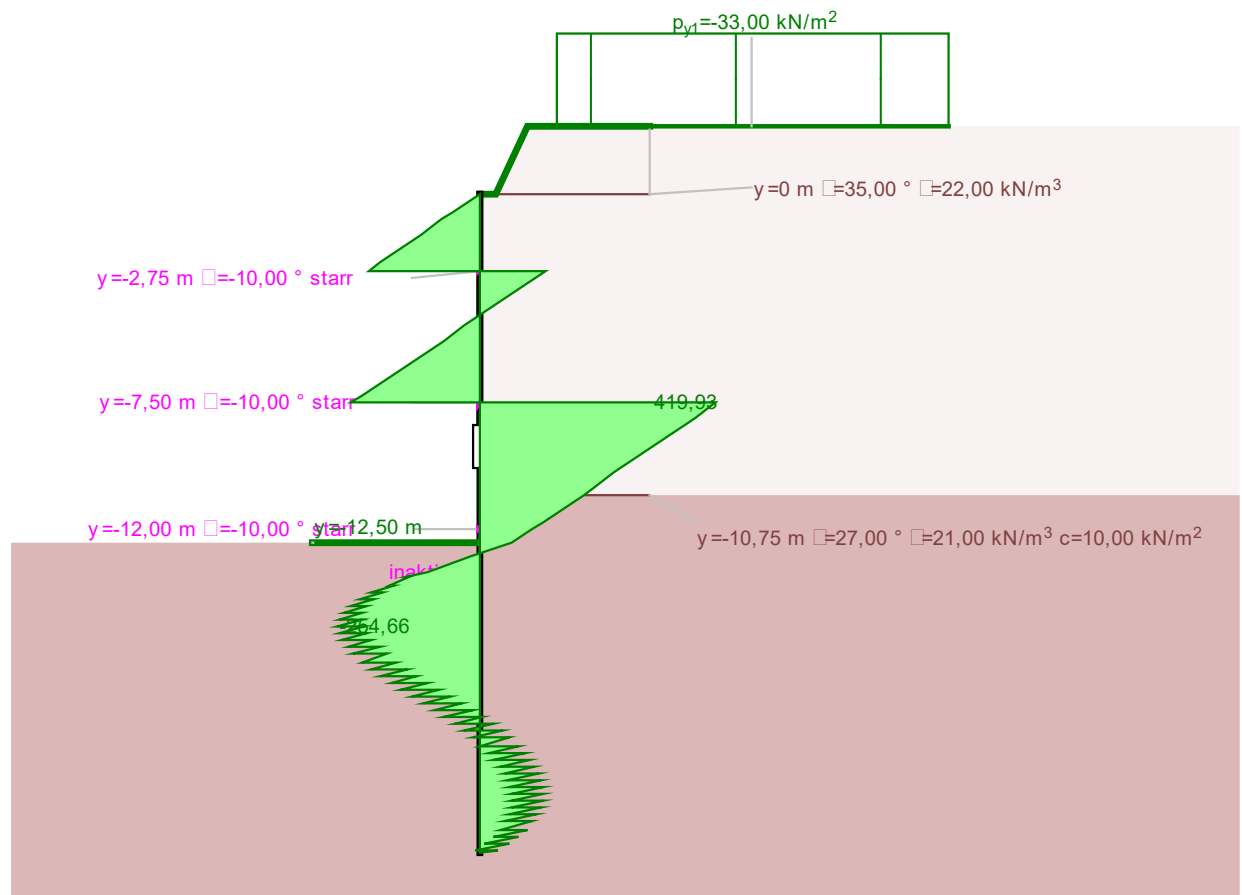
Sicurezza: $\eta = A_{possibile} / A_{presente} = 860 / 400 = 2.15 > 1.50$

Fase costruttiva finale dopo la tesatura della fila intermedia :

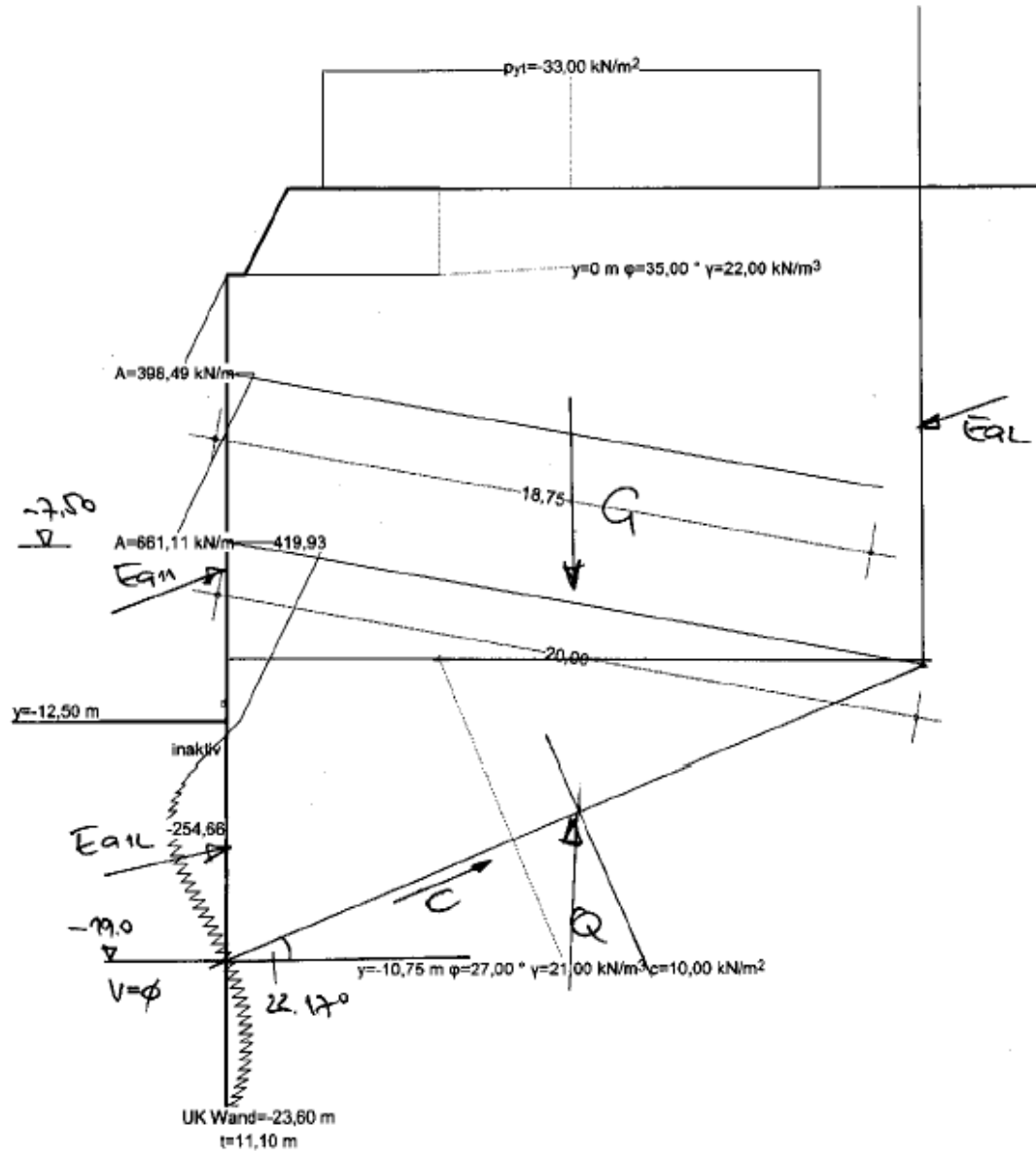
Lo scavo avviene fino a 12.50 m sotto il piano di lavoro.

Il punto a taglio nullo si trova a 6.50 m sotto la suola di scavo temporanea.

Il carico del tirante per metro lineare per questa fase costruttiva è $399 + 661 = 1060$ kN/m.



La lunghezza del tirante della fila intermedia fino al centro del bulbo viene definita con 20m. La lunghezza del tirante è quindi $20 + 18/2 = 29 \text{ m}$.



$$E_{a1} = 426 \text{ kN/m}$$

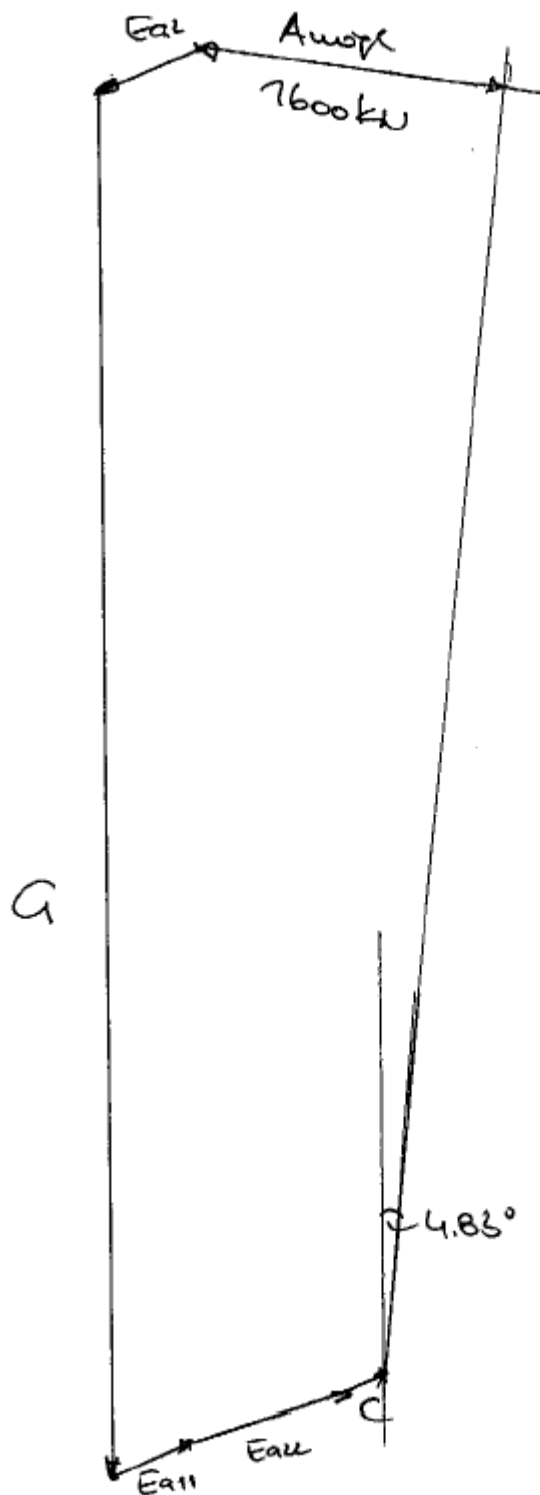
$$E_{a2} = 917 \text{ kN/m}$$

$$C = 210 \text{ kN/m}$$

$$E_{a2} = 559 \text{ kN/m}$$

$$G = 19,6 \times 17,25 \times 21,75 = 7350 \text{ kN/m}$$

$$\alpha Q = 27 - 22,17 = 4,83^\circ$$



Da questo si deduce una possibile somma dei carichi dei tiranti di 1600 kN/m.

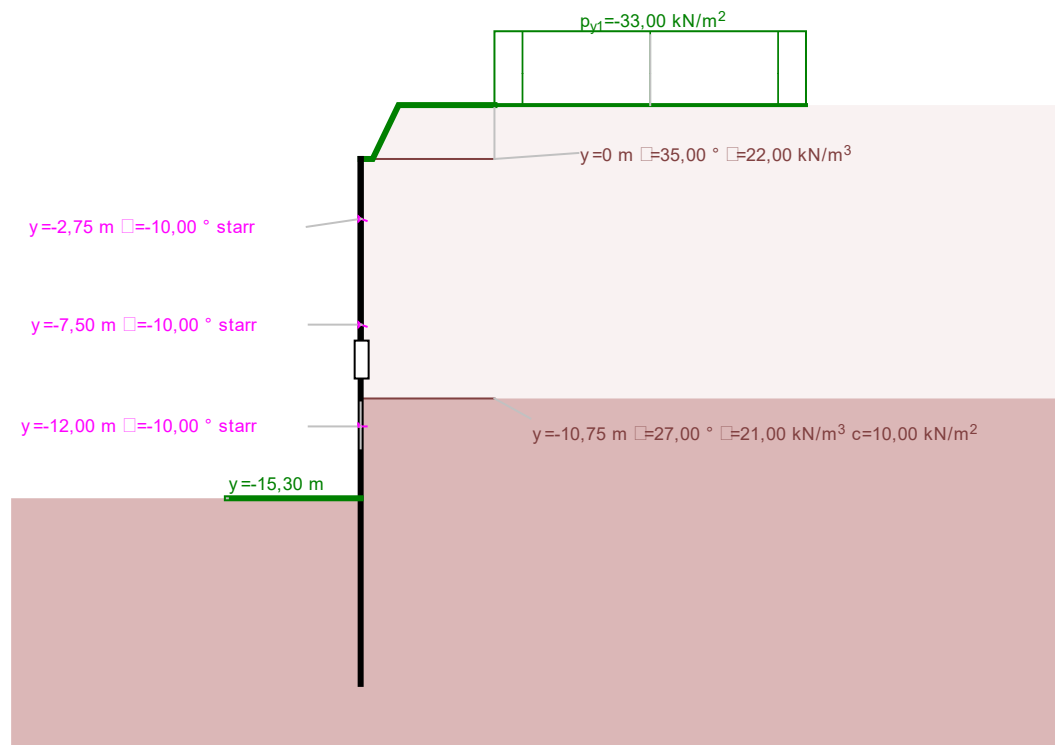
Sicurezza: $\eta = A_{m\ddot{o}gl} / A_{vorh} = 1600 / 1060 = 1.51 > 1.50$

Stato finale dopo la tesatura della fila inferiore di tiranti:

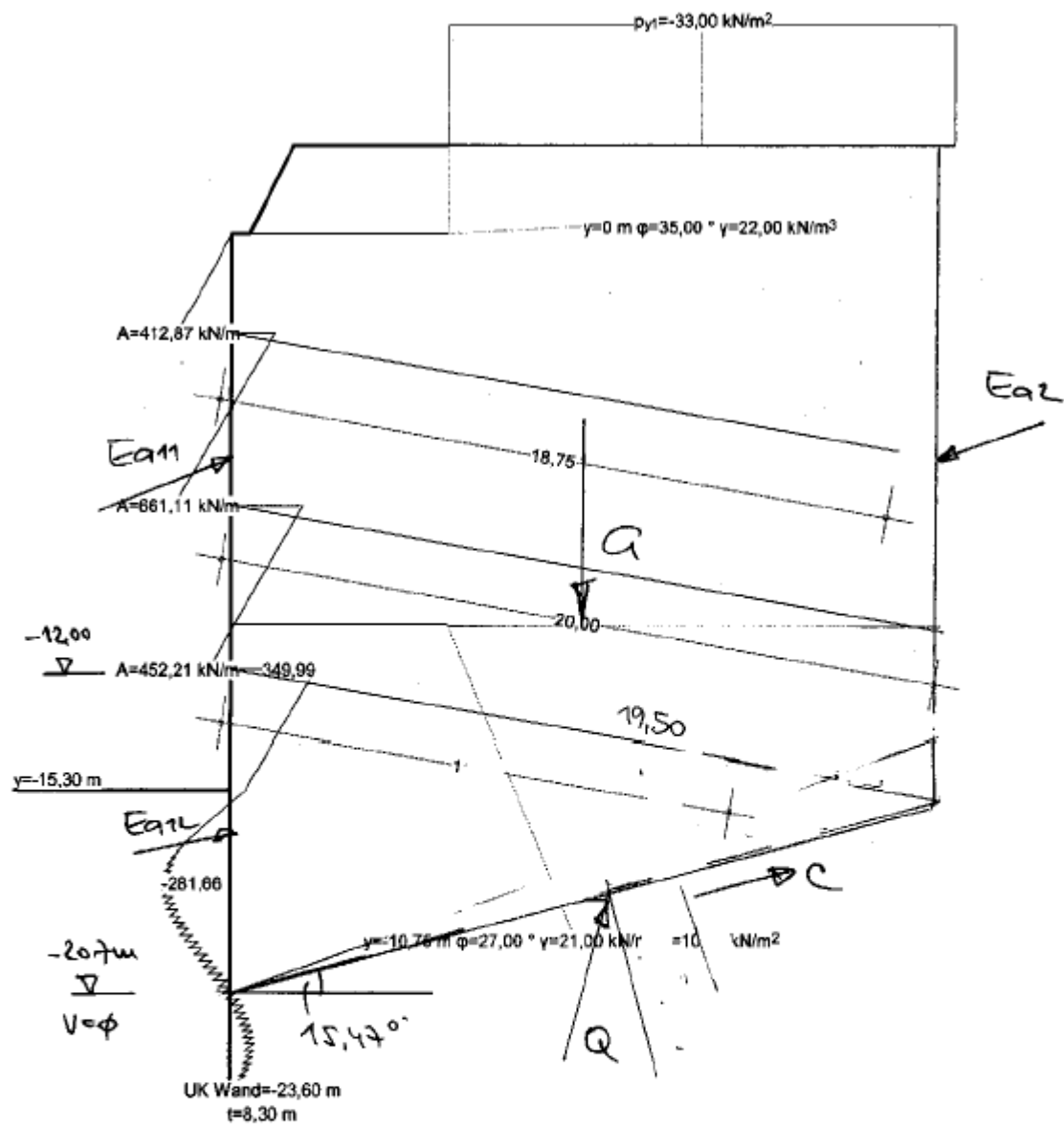
Lo scavo avviene fino a 15.30 m sotto il piano di lavoro.

Il punto a taglio nullo si trova a 5.40 m sotto la suola di scavo temporanea.

Il carico del tirante per metro lineare per lo stato finale è $412 + 661 + 452 = 1525 \text{ kN/m}$.



La lunghezza del tirante della fila intermedia fino al centro del bulbo è stata definita con 19.5 m. La lunghezza del tirante è quindi $19.5 + 15.5/2 = 27.25 \text{ m}$.



$$E_{a1} = 425 \text{ kN/m}$$

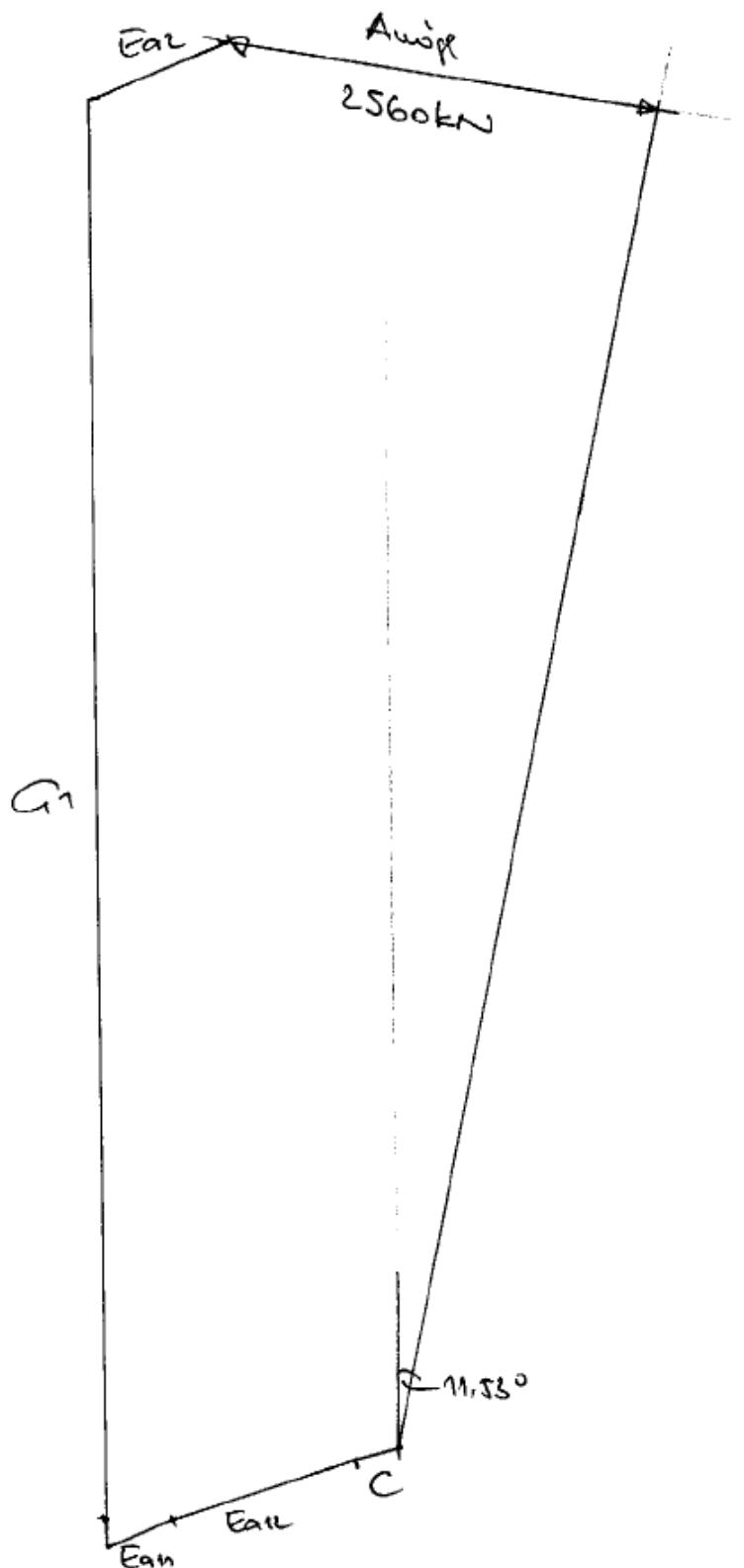
$$E_{a2} = 1165 \text{ kN/m}$$

$$C = 210 \text{ kN/m}$$

$$E_{a2} = 957 \text{ kN/m}$$

$$Q = 19,4 \times 20,6 \times 21,5 = 8590 \text{ kN/m}$$

$$\alpha Q = 27 - 15,47 = 11,53^\circ$$



Da questo si deduce una possibile somma dei carichi dei tiranti di 1600 kN/m.

Sicurezza: $\eta = A_{\text{mögl}} / A_{\text{vorh}} = 2560 / 1525 = 1.67 > 1.50$

10.6.7 Lunghezza dei tiranti e tipi di tiranti

Fila superiore: 6 x 0,60"
Lunghezza libera 12.75 m
Bulbo 8.25 m
Lunghezza totale 21.00 m
 $P_o = 561 \text{ kN}$

Fila intermedia: 8 x 0,62"
Lunghezza libera 11.00 m
Bulbo 18.00 m
Lunghezza totale 29.00 m
 $P_o = 899 \text{ kN}$

Fila inferiore: 6 x 0,60"
Lunghezza libera 11.75 m
Bulbo 15.50 m
Lunghezza totale 27.25 m
 $P_o = 615 \text{ kN}$

11 SEZIONE TIPO $K1_B^{BPFW}$ (BLOCCO 22 BIS 24)

11.1 Geometria

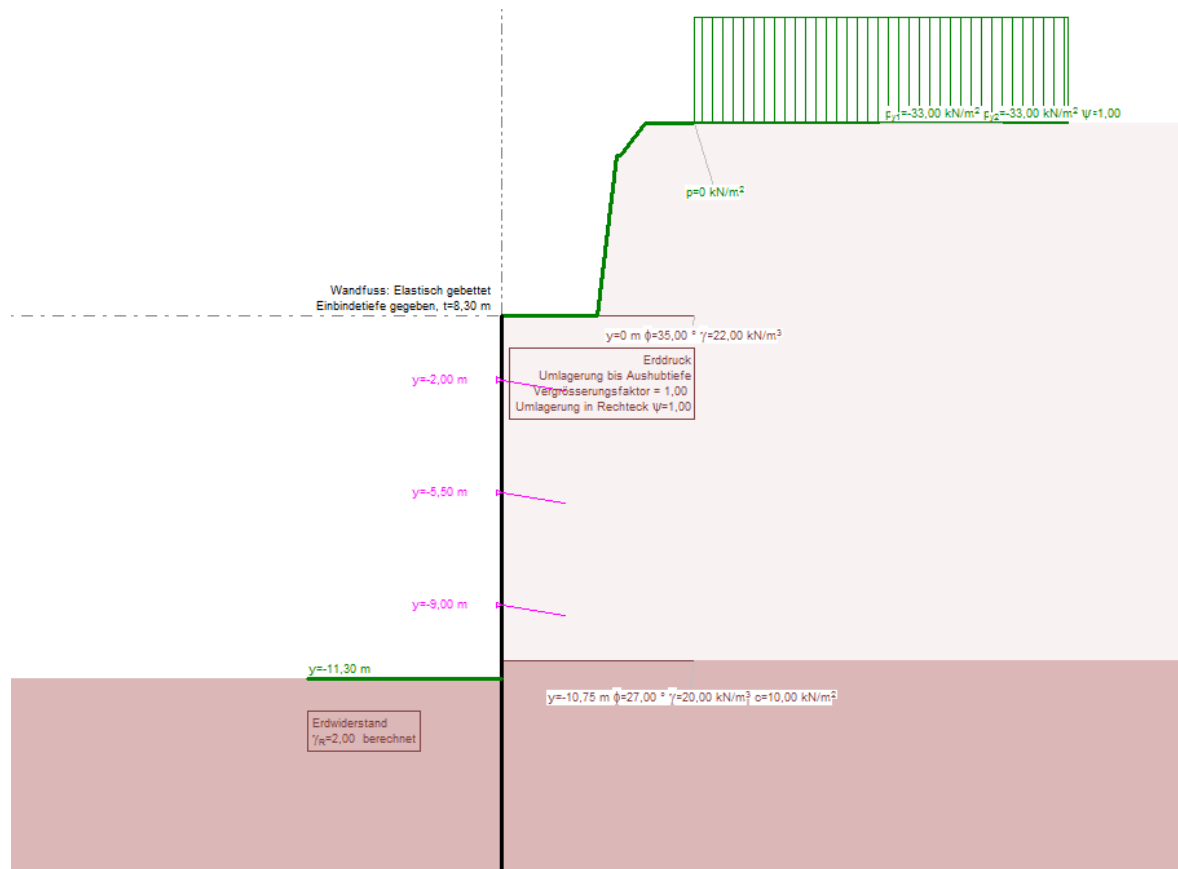
Si sceglie come sezione determinante per la sezione tipo K1 il km 4+075. Questa sezione è valida dal blocco 22 fino al blocco 24 e rappresenta una forma speciale del tipo Typ $K1_A^{BPFW}$, nella quale la paratia di pali viene eseguita parallelamente all'autostrada davanti ad un muro di sostegno esistente.

L'ancoraggio avviene attraverso tiranti a trefoli. La profondità dello scavo massima fino al piano di lavoro è di ca. 11.30 m a cui si aggiungono ulteriori ca. 6,0 m per il muro di sostegno (altezza totale ca. 17,30 m). Questo muro di sostegno ha una distanza di ca. 3,0m dal lato anteriore della paratia. I carichi provenienti dal muro di sostegno vengono modellati attraverso un salto in quota del terreno.

Le considerazioni fatte per il dimensionamento del tipo $K1_A^{BPFW}$ valgono con i seguenti adattamenti:

File di tiranti: A1: $y = 2,0\text{m}$ da testa palo
A2: $y = 5,5\text{m}$
A3: $y = 9,0\text{m}$

Nella seguente figura si rappresenta la sezione $K1_B^{BPFW}$.

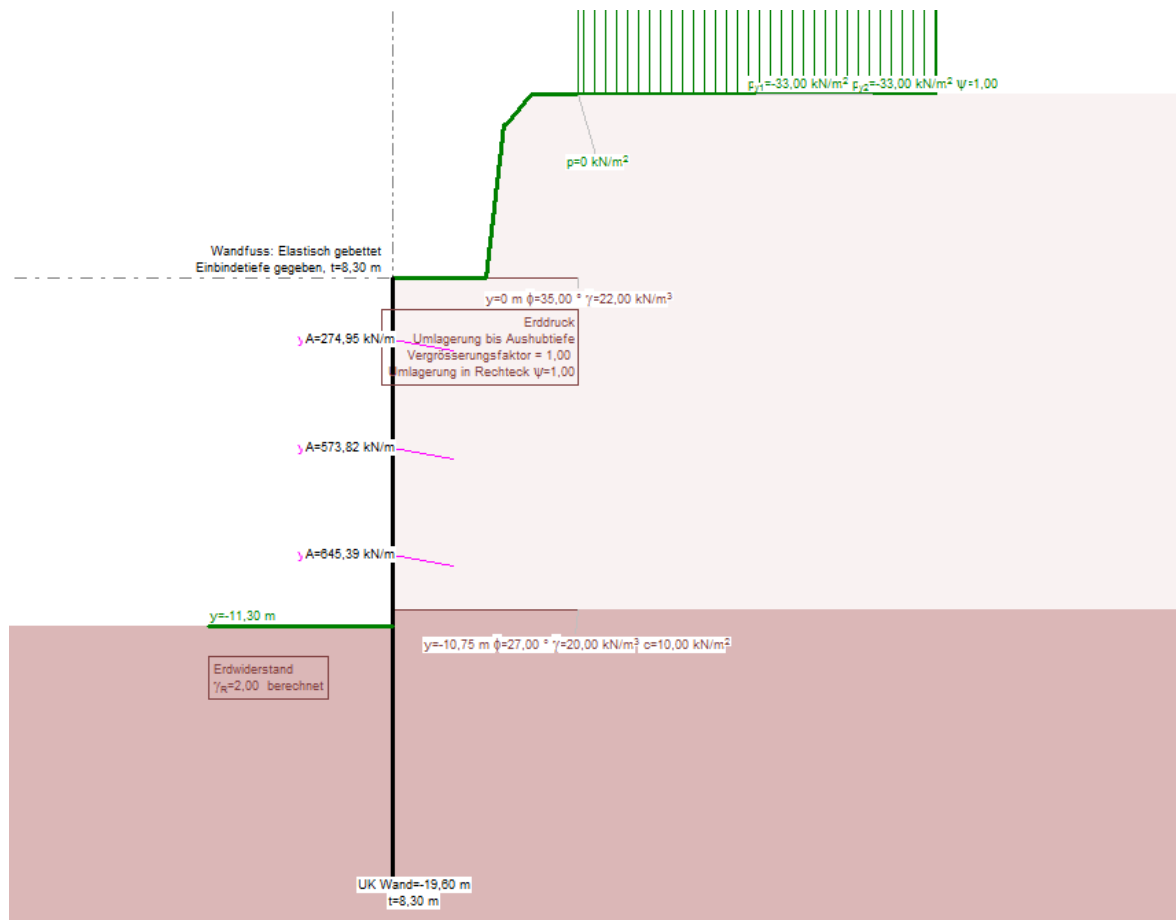


Riassunto

Valgono in maniera analoga i risultati del dimensionamento del tipo palo K1_{ABPFW}

I carichi dei tiranti sono:

1. fila di tiranti: 274 kN/m
2. fila di tiranti: 573 kN/m
3. fila di tiranti: 645 kN/m



Tiranti scelti:

Fila superiore: 6 x 0,60"
 Lunghezza libera 12.75 m
 Bulbo 8.25 m
 Lunghezza totale 21.00 m
 $P_o = 561 \text{ kN}$

Fila intermedia e inferiore: 8 x 0,62"
 Lunghezza libera 11.00 m
 Bulbo 18.00 m
 Lunghezza totale 29.00 m
 $P_o = 899 \text{ kN}$

Le restanti verifiche per il dimensionamento del tipo $K1_B^{BPFW}$ sono analoghe al tipo $K1_A^{BPFW}$

11.2 Lunghezza minima di infissione

La lunghezza minima d'infissione viene dedotta dallo stato finale considerando la spinta del terreno passiva agente sul piede del palo. La resistenza del terreno viene diminuito secondo [3] capitolo 5.4 con fattore 2 e determinata la lunghezza necessaria. Si considera la falda abbassata nella fase di costruzione.

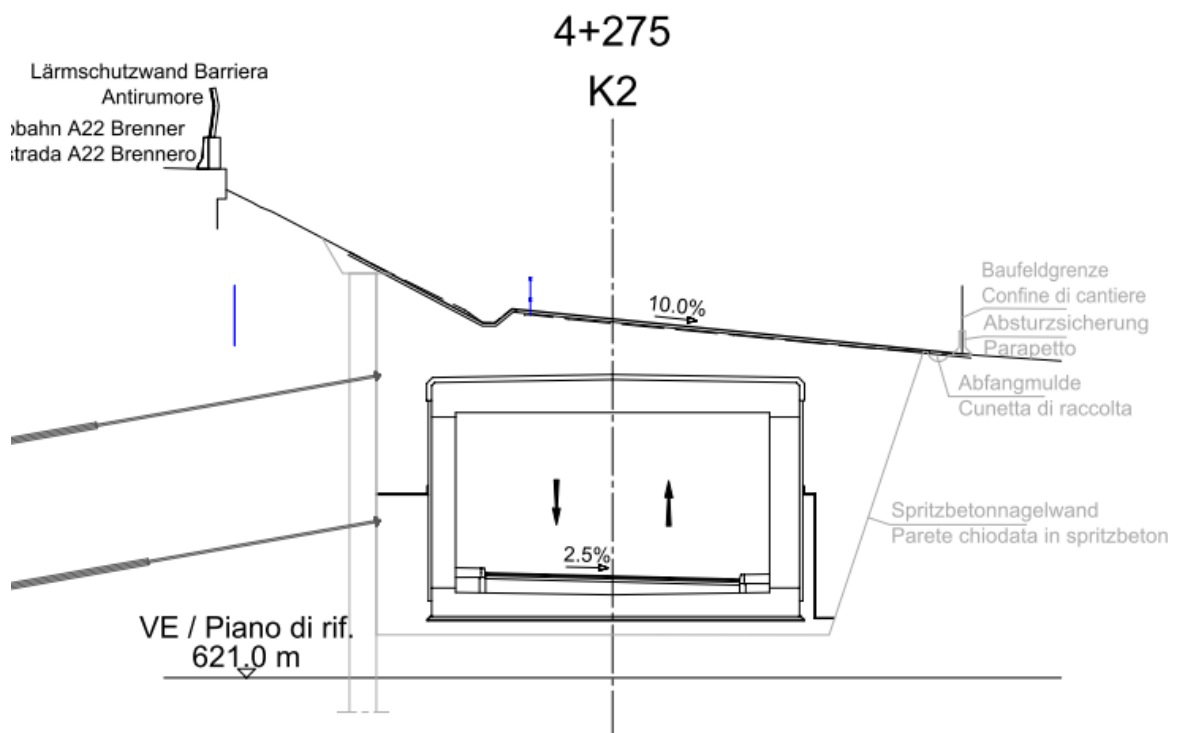
12 SEZIONE TIPO K2^{BpFW}

12.1 Geometria

Si sceglie come sezione determinante per il tipo K2 la sezione a km 4+275. Le considerazioni valgono da blocco 40 a blocco 41 e riguardano la zona a nord e a sud della zona „cut and cover“.

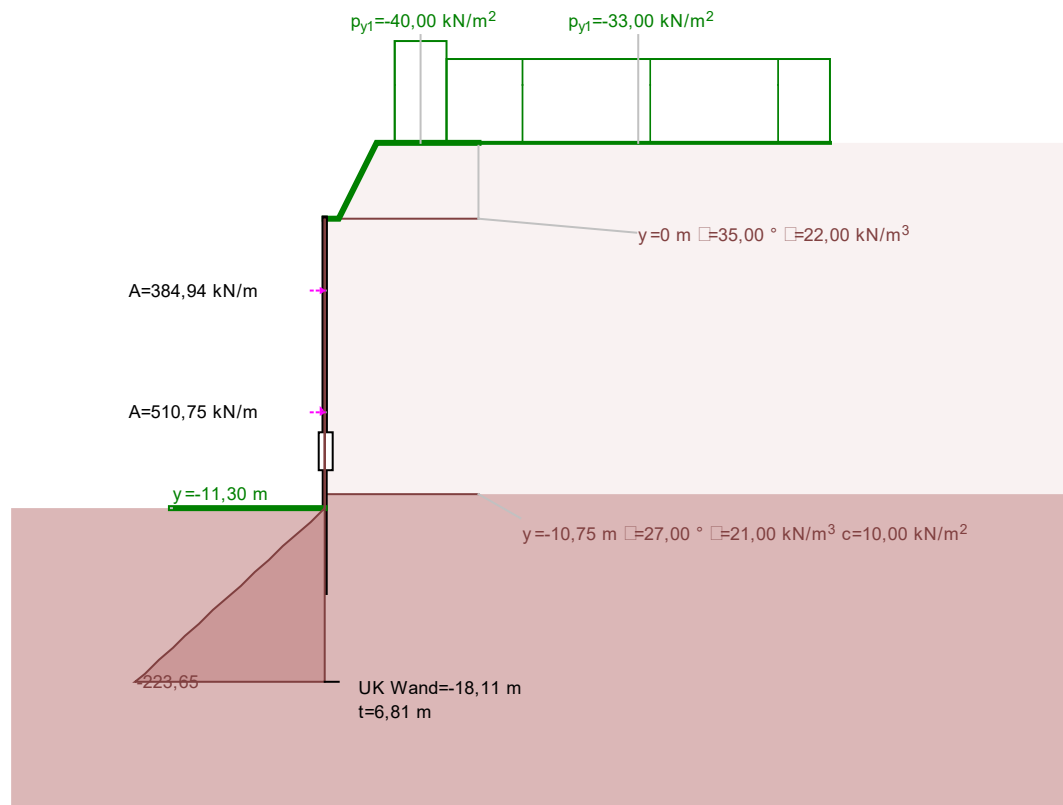
L'ancoraggio avviene tramite tiranti a trefoli. La profondità massima dello scavo è di 11.30 m a cui si aggiungono ulteriori ca. 3,0m per la scarpata (totale 14,30 m)

Nella seguente figura si riporta la sezione tipo K2^{BpFW}.



12.2 Lunghezza minima d'infissione

La lunghezza minima d'infissione viene dedotta dallo stato finale considerando la spinta del terreno passiva agente sul piede del palo. La resistenza del terreno viene diminuito secondo [3] capitolo 5.4 con fattore 2 e determinata la lunghezza necessaria. Si considera la falda abbassata nella fase di costruzione.



La lunghezza minima di infissione è di 6.81 m. Si sceglie una lunghezza di infissione di 7.00 m.

Viste le caratteristiche pessime dei sedimenti lacustri e la conseguente bassa resistenza del terreno si analizza l'ultimo scavo con due approcci differenti: considerando la reazione elastica del terreno e applicando una resistenza a forma triangolare.

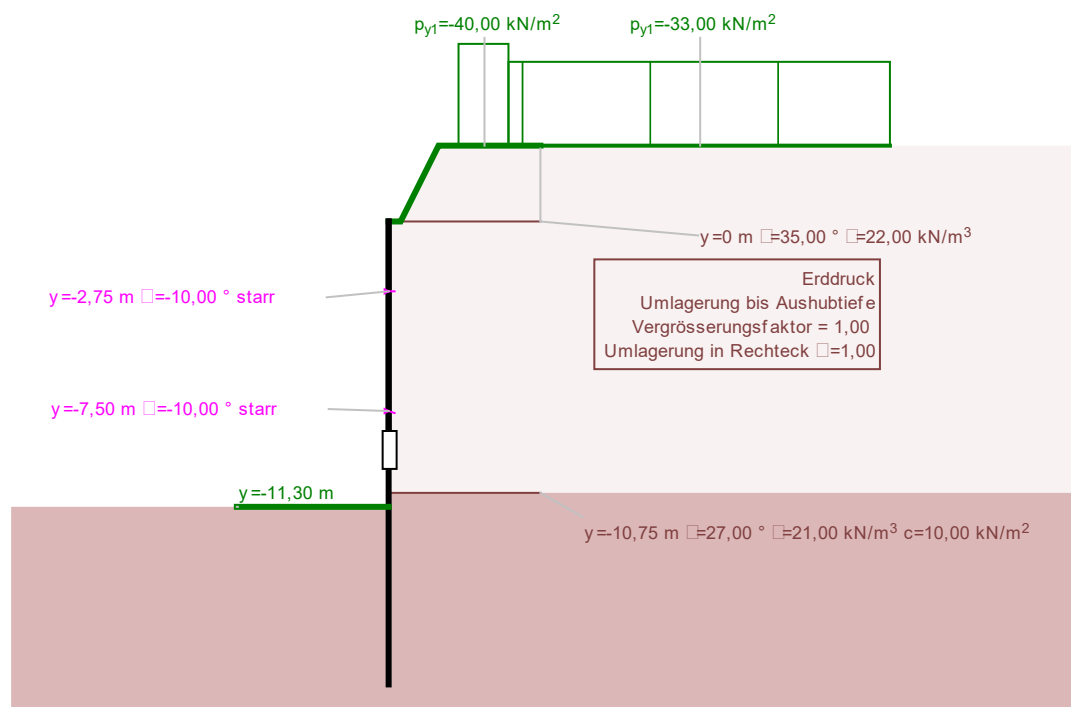
12.3 Analisi delle fasi di scavo

12.3.1 Sistema statico

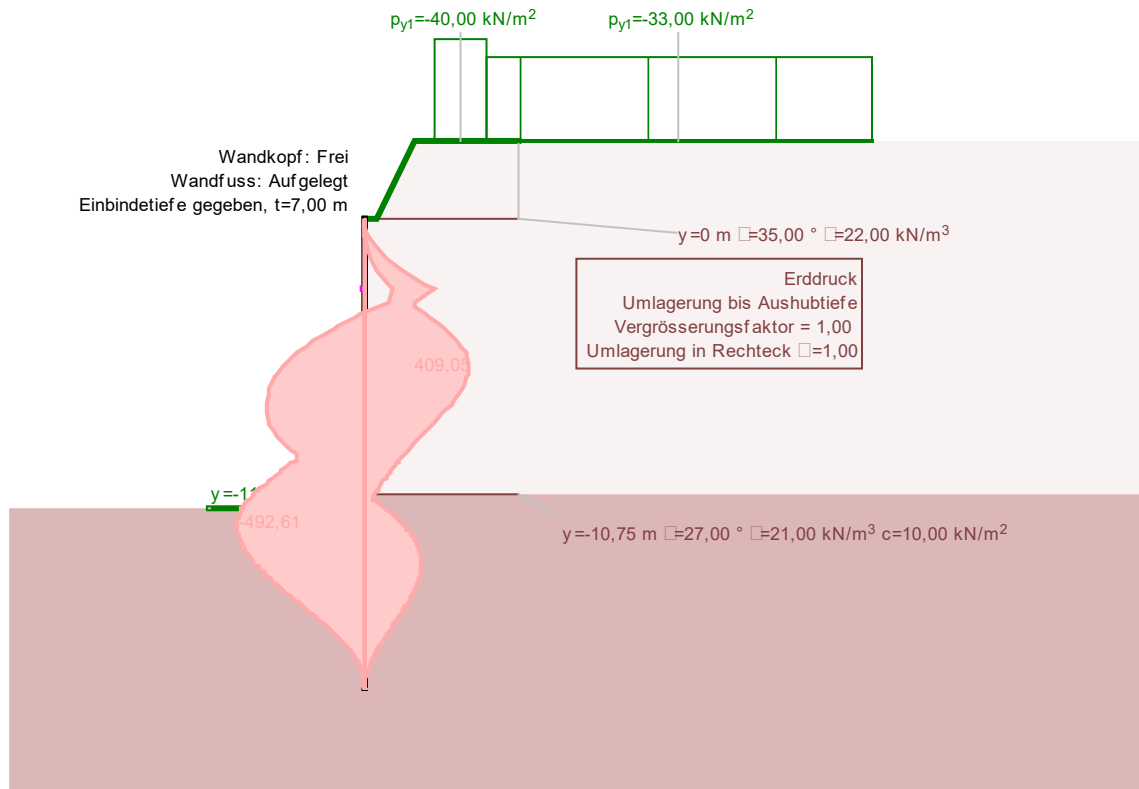
I pali vengono eseguiti fino ad una profondità di $11.30 + 8.00 = 18.30$ m.

Per questa sezione si riportano i risultati della fase finale sovrapposta.

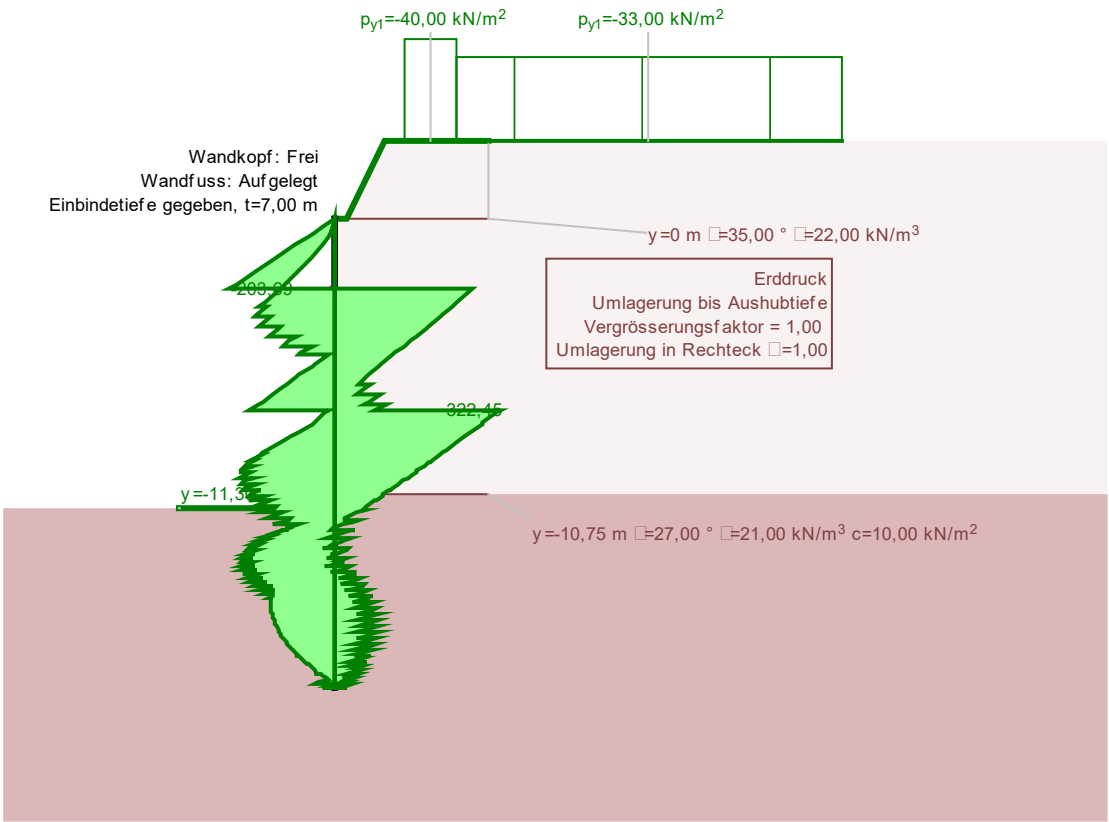
I tiranti si prevedono alle altezze di 2.75 m e 7.50 m dal piano di lavoro. Lo scavo avviene fino ad una profondità di 50 – 75 cm al di sotto dei tiranti.



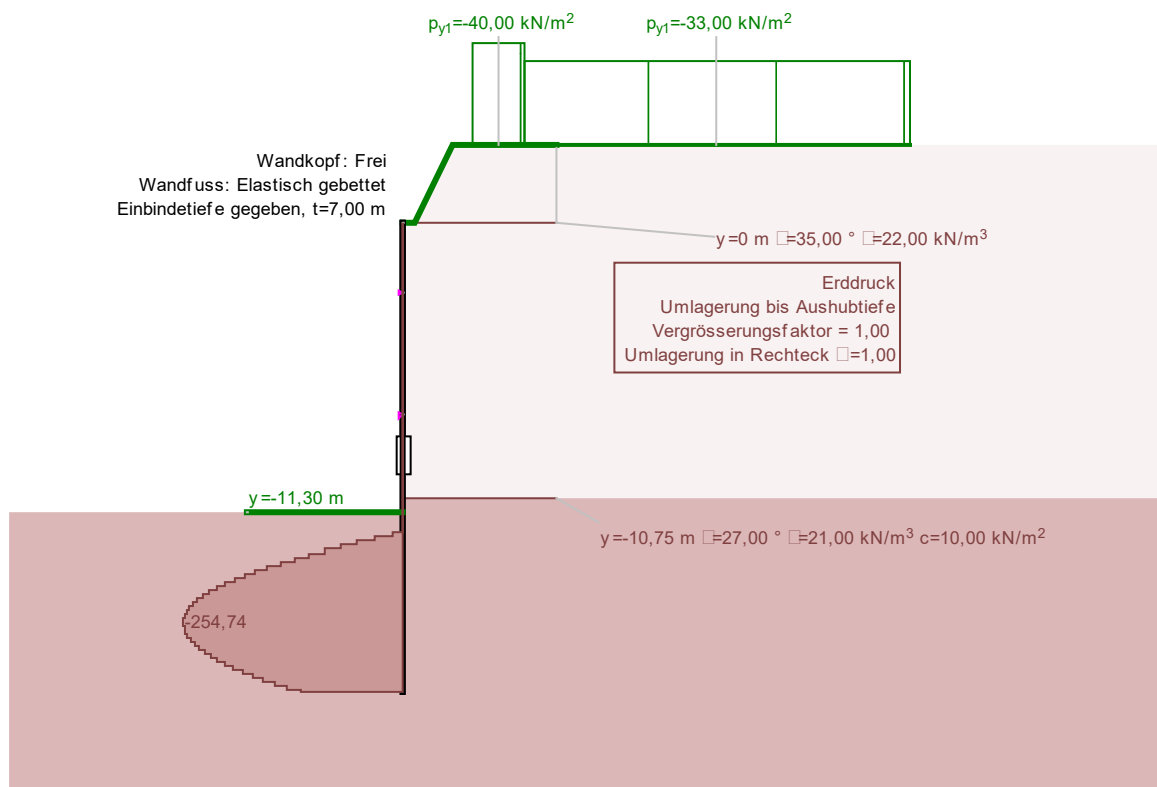
12.3.2 Sovrapposizione delle fasi di scavo



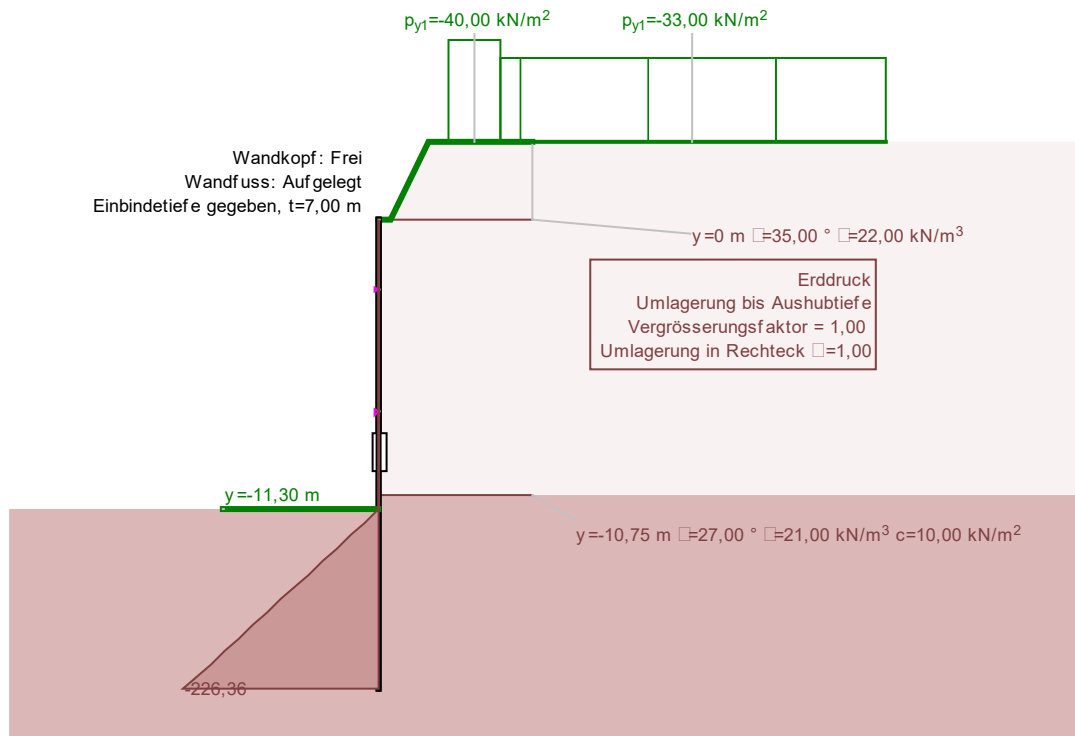
Momento flettente



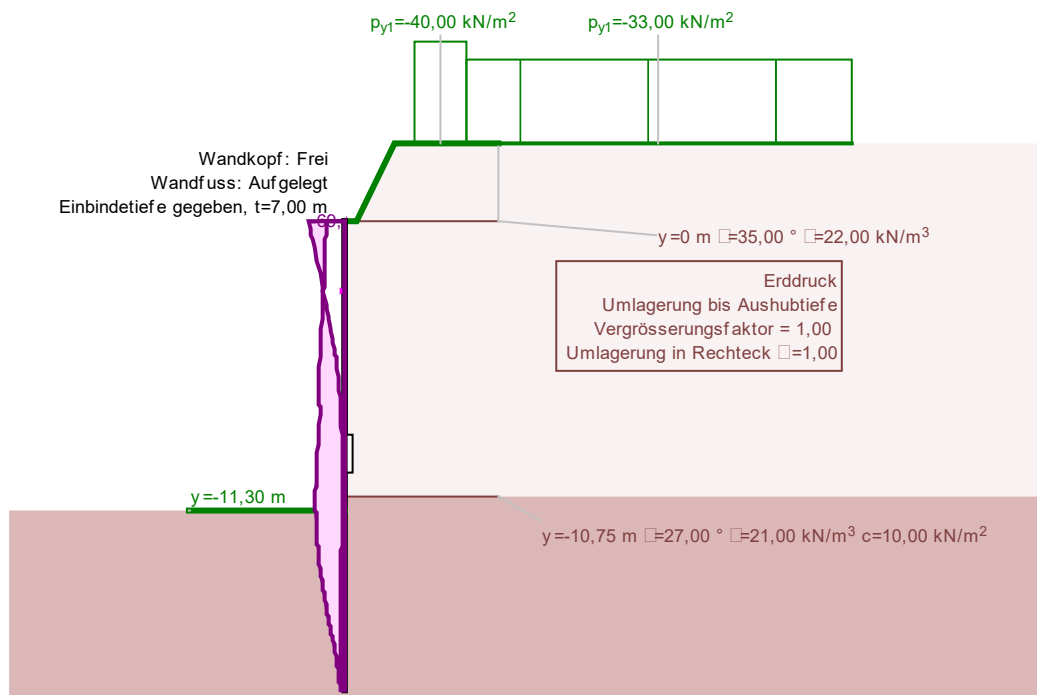
Forza di taglio



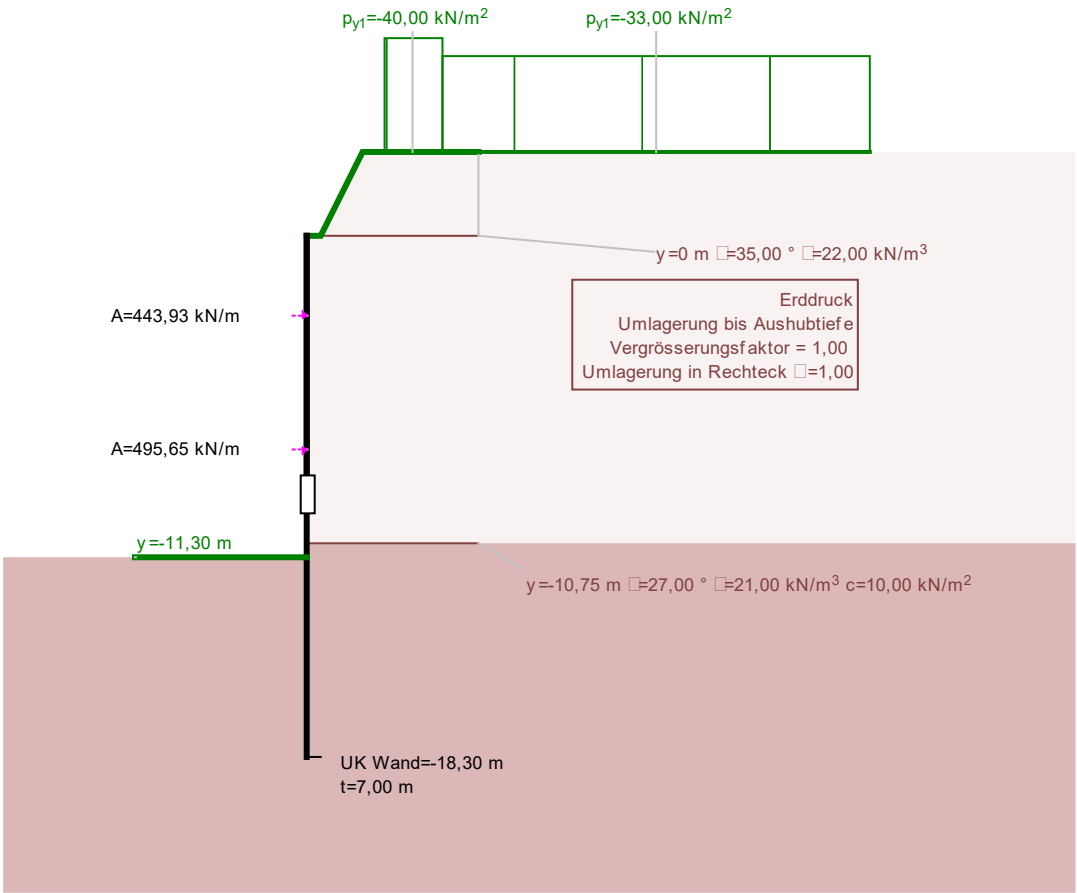
Reazione elastica massima caso 1



Reazione massima caso 2



Deformazione



Carico tiranti

12.4 Dimensionamento pali

12.4.1 Armatura longitudinale

Il momento flettente massimo è di 492 kNm/m.

Vista l'interasse dei pali di 1,70m per il dimensionamento del singolo palo è determinante un momento flettente di $492 \times 1.7 = 836$ kNm/palo

$$M_{sd} = 1.4 \times 836 = 1170 \text{ kNm}$$

Il fattore parziale di 1.4 per il peso proprio corrisponde al D.M. 14/01/2008.

La sezione a forma circolare con diametro 90 cm viene tradotta in un quadrato a sezione identica. La lunghezza dei lati è di 80 cm.

con $z = 0.69$ m:

$$a_s = 1170 \times 1.15 / 0.69 / 43 = 45.36 \text{ cm}^2$$

scelto: 12Ø22 per lato

corrisponde a 24Ø22 sul perimetro

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

distanza dei Ø22: ca. 11 cm

12.4.2 Armatura a taglio

La forza a taglio massima è di 322 kN/m.

Vista l'interasse dei pali di 1,70m per il dimensionamento del singolo palo è determinante una forza di taglio di $322 \times 1.7 = 548$ kNm/palo. Il calcolo avviene per un quadrato di sezione $80 \times 80 \text{ cm}^2$.

$$V_{sd} = 1.4 \times 548 = 766 \text{ kNm}$$

Il fattore parziale di 1.4 per il peso proprio corrisponde al D.M. 14/01/2008.

Resistenza a taglio:

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

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.6 (1 - 30/250) = 0.528$$

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

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

$$f_{cd} = 0.8 \times 30 / 1.5 = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \times 0.8 \times 0.65 \times 0.528 \times 16 / 2 = 2.20 \text{ MN} > 0.55 \text{ MN}$$

Armatura a taglio:

$$a_{sw} = V_{Rds} / z / f_{ywd} = 766 \times 1.15 / 0.65 / 43 = 31.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

scelto: Ø14/ 10.0 cm

12.4.3 Riassunto palo Ø90 cm

calcestruzzo C25/30

armatura longitudinale: 24 Ø22 sul perimetro

armatura trasversale: Ø14/ 10.0 cm

12.5 Bemessung Ausfachung

Secondo cap. 9.5 vale:

Spritzbeton C20/25 con spessore 10 cm, inflessione $a = 10 \text{ cm}$.

12.6 Tiranti

12.6.1 Carico tiranti e posizione

La forza di ancoraggio massima per ogni fila di tiranti è:

fila superiore: 444 kN/m

fila inferiore: 496 kN/m

Considerando l'interasse dei pali di 1.70 m il carico massimo (valore caratteristico) del tirante per ogni palo è:

fila superiore: $444 \text{ kN/m} \times 1.7 = 755 \text{ kN/palo}$

fila inferiore: $496 \text{ kN/m} \times 1.7 = 843 \text{ kN/palo}$

Le file di tiranti sono posizionate a 2.75 m e 7.50 m sotto il piano di lavoro. L'inclinazione dei pali è di 10° rispetto all'orizzontale.

12.6.2 Tipo di tiranti

Si utilizzano tiranti a trefoli Dywidag:

	Stahlgüte [N/mm ²]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm ²]	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: 0.60":

Carico a rottura $F_b = 6 \times 248 = 1488 \text{ kN}$

Carico a rottura $F_b = 7 \times 248 = 1736 \text{ kN}$

Le verifiche avvengono secondo la ÖNORM EN 1537, sezione D. È stata verificata l'equivalenza con la normativa italiana.

12.6.3 Resistenza interna

Il fattore parziale secondo [5] è 1.35.

Fila superiore: 6x0,60"

$$\text{Carico } E_d = 1.4 \times 755 = 1057 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza del tirante } R_d = 1488 / 1.35 = 1102 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{Forza di tesatura applicata: } 80\% \text{ del carico caratt.} = 0.8 \times 755 = 604 \text{ kN.}$$

$$\text{Il carico applicato al tempo 0 è quindi inferiore a } 0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1488 = 892 \text{ kN.}$$

Fila inferiore: 7x0.60"

$$\text{Carico } E_d = 1.4 \times 843 = 1180 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza del tirante } R_d = 1736 / 1.35 = 1285 \text{ kN} > E_d$$

$$\text{Forza di tesatura applicata: } 80\% \text{ del carico caratt.} = 0.8 \times 843 = 674 \text{ kN.}$$

$$\text{Il carico applicato al tempo 0 è quindi inferiore a } 0.6 P_{tk} = 0.6 \times 1736 = 1041 \text{ kN.}$$

12.6.4 Verifica resistenza a sfilamento tirante

La resistenza laterale nel riporto e nei depositi viene indicato in [1] con 170 kN/m. Il fattore di sicurezza viene fissato con 2.00. La forza laterale ammissibile è quindi $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$. Entrambe le file di tiranti si trovano in terreni non coesivi.

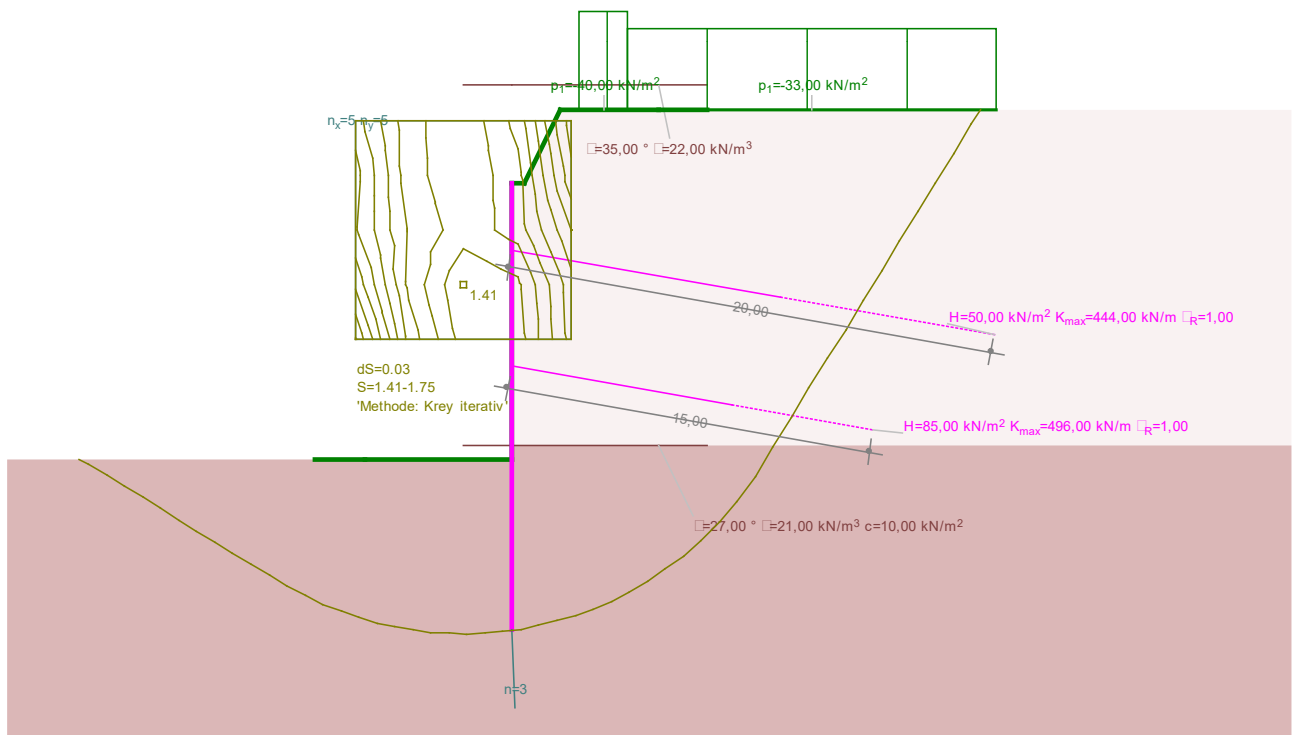
$$\text{Lunghezza: } l = \text{Carico caratteristico} / \text{carico laterale amm.} = 755 / 85 = 9.00 \text{ m}$$

$$\text{Lunghezza: } l = \text{Carico caratteristico} / \text{carico laterale amm.} = 843 / 85 = 10.00 \text{ m}$$

12.6.5 Verifica di stabilità

Oltre all'analisi delle superfici di scorrimento profonde bisogna verificare anche la stabilità globale dell'opera. Questa verifica deve essere eseguita con spinta del terreno attiva aumentata con fattore di sicurezza 1.4 secondo [3], capitolo 7.4 (5).

I tiranti precompressi vengono inseriti nel modello statico come elementi aderenti. Il carico di trazione calcolato nel dimensionamento della paratia dei pali viene trasferita in questo modello. Le lunghezze dei tiranti determinati vengono quindi verificate con la verifica delle superfici di scorrimento profonde secondo Kranz.



La sicurezza determinata è di $1.41 > 1.40$.

12.6.6 Lunghezza dei tiranti

La lunghezza del tirante necessaria come somma della lunghezza libera e il bulbo si determina dalla verifica delle superfici di scorrimento profonde. Si esegue quindi la verifica di un meccanismo di instabilità del terreno con tiranti dietro la paratia di pali.

La verifica viene fatta come in cap. 9.6.6.

La geometria considerata è delimitata dalla paratia di pali, il centro del bulbo e il punto di rotazione alla base della paratia. Per una paratia incastrata questo punto è definito come il luogo nel quale la forza di taglio si annulla.

La verifica deve essere eseguita per la prima fase di scavo a -8.00m e la fase finale. L'angolo d'attrito muro-terreno δ viene assunto $2/3 \varphi$. La lunghezza libera del tirante superiore si assume 11.0 m, quella del tirante inferiore 12.00m. Il bulbo superiore è lungo 9.0 m, quello inferiore 10.0 m. Questo significa un'allungamento del tirante inferiore per la verifica delle superfici di scorrimento profonde.

12.6.7 Lunghezze dei tiranti

Fila superiore: 6 x 0,60"
Lunghezza libera 11.00 m
Lunghezza bulbo 9.00 m
Lunghezza totale 20.00 m
 $P_o = 604 \text{ kN}$

Fila inferiore: 7 x 0,60"
Lunghezza libera 12.00 m
Lunghezza bulbo 10.00 m
Lunghezza totale 22.00 m
 $P_o = 674 \text{ kN}$

13 SEZIONE TIPO K3^{BpFW} (MICROPALI)

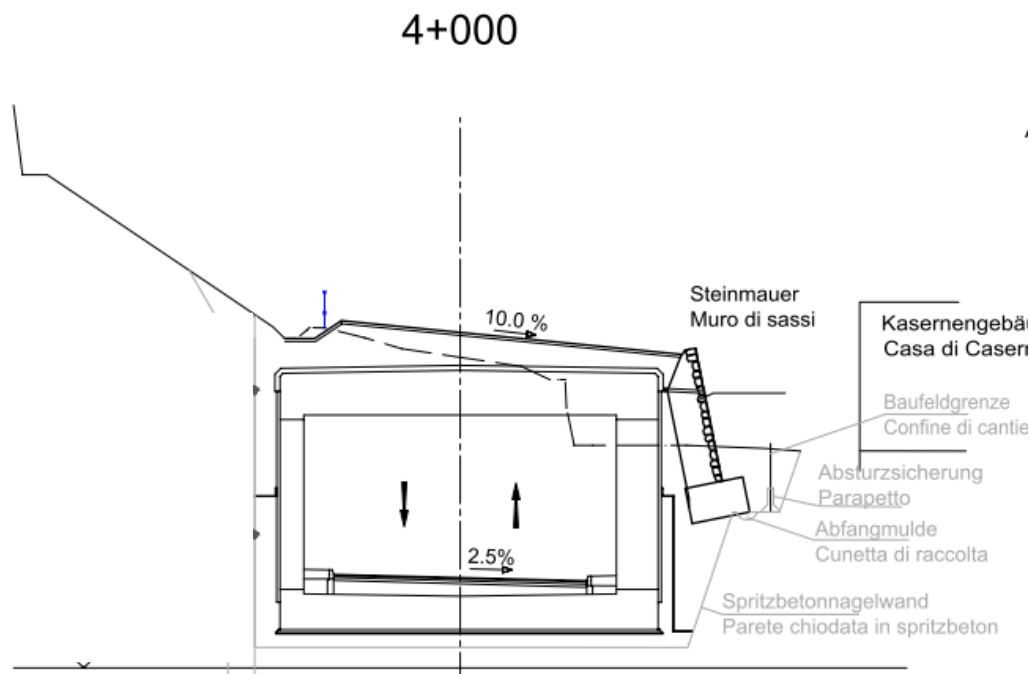
13.1 Geometria

La sezione determinante per la sezione tipo K3 è quella in km 4+000. I seguenti calcoli sono validi per i blocchi 8 fino a 21 e 42 fino 45, direttamente dopo le zone dei portali.

Questo tipo viene eseguito mediante micropali.

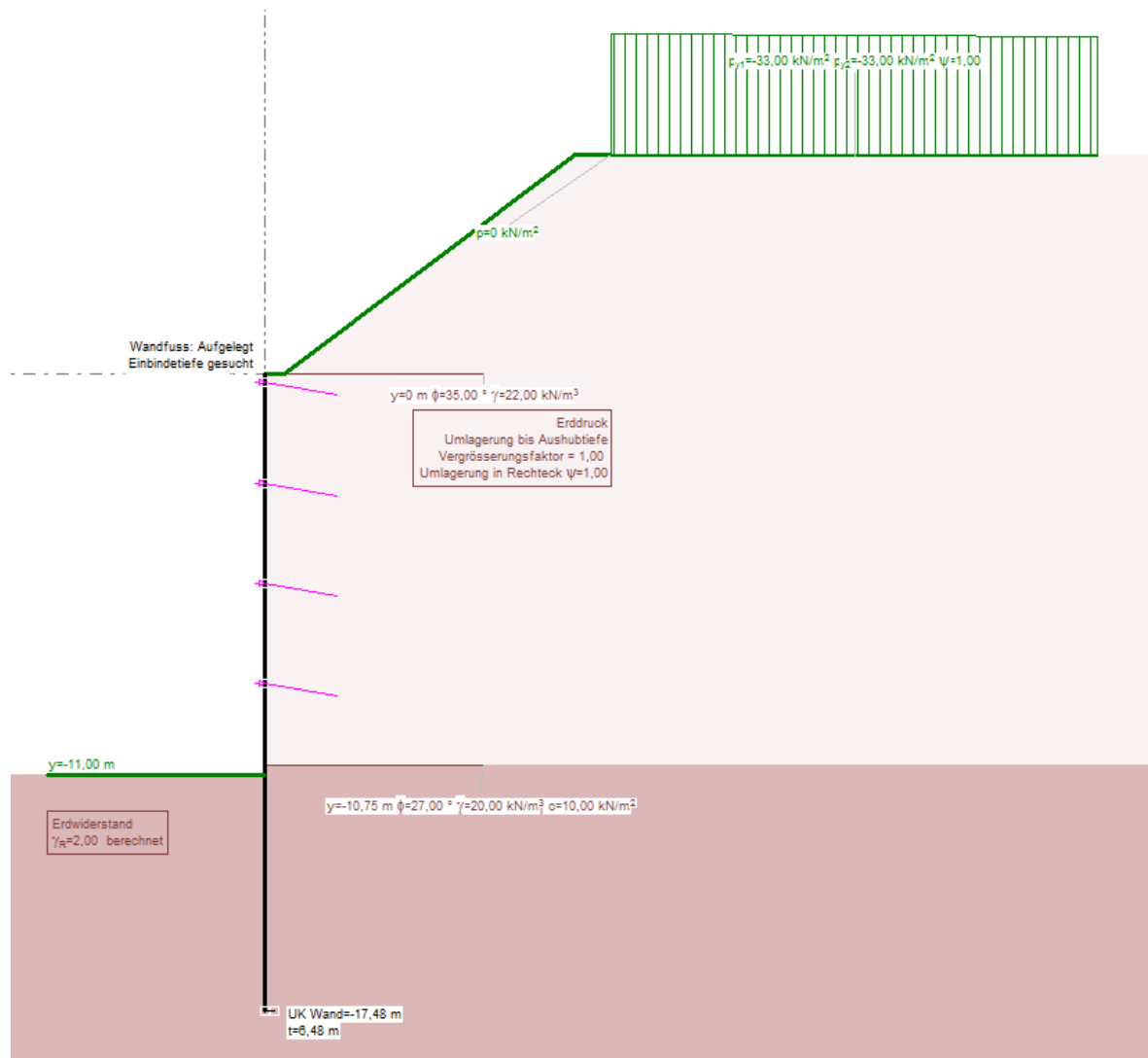
L'ancoraggio avviene tramite tiranti a trefoli. La profondità massima dello scavo è di 11.00 m a cui si aggiungono ulteriori ca. 5,0m per la scarpata.

Nella seguente figura si riporta la sezione tipo K3^{BpFW} (solo struttura senza protezione scavo).

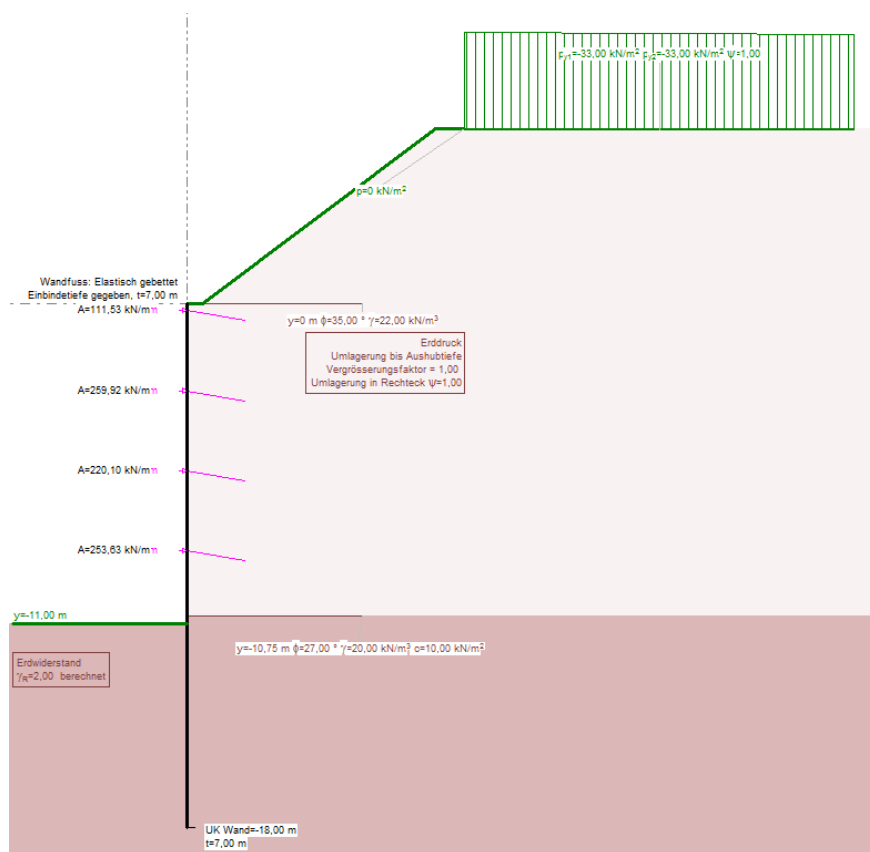


13.2 Minimale Einbindetiefe

La lunghezza minima d'infissione viene dedotta dallo stato finale considerando la spinta del terreno passiva agente sul piede del palo. La resistenza del terreno viene diminuito secondo [3] capitolo 5.4 con fattore 2 e determinata la lunghezza necessaria. Si considera la falda abbassata nella fase di costruzione.



La lunghezza minima di infissione è 6.48 m. Si sceglie una lunghezza di Infissione 7.00 m.



Carico dei tiranti

13.4 Dimensionamento micropali

Kennwerte Micropali 194 mm x 5 mm

Aussendurchmesser	D	194	mm
Wandstärke	s	5	mm
Innendurchmesser	d	184	mm
Querschnittsfläche	A	2.967	mm ²
J Stahl	J _{st}	13.265.363	mm ⁴
Berücksichtigung Beton	J _b	8.037.910	mm ⁴
	J	21.303.273	mm ⁴
	W	219.621	mm ³
		220	cm ³

Achsabstand Micropali	e	0,4	m
Micropali / m		2,50	
	J / m	53.258.184	mm ⁴ /m
Biegesteifigkeit / m	EJ / m	11.184	KNm ² /m
Stahlgüte Micropali		S235	

Bettung	E _{sv} Bodengutachten	30 MN/m ²
	E _{sh} = 0,5 E _{sv}	15 MN/m ²
Bettung als Dreieck	k _s = E _{sh} / b	77 MN/m ³ pro lfm

Micropali - Bemessung

Biegemoment M _{sd} / lfm	62	KNm/m	
Biegemoment pro Micropali	24,8	KNm	
Widerstand M _{el,rd} = W _{el} x f _y / 1,1	46,9	KNm	ok

$$M_{el.Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Querkraft V _{sd} / lfm	136,0	KN/m	
Querkraft pro Micropali	54,4	KN	
Schubfläche A _v = 2 x A / 3,14	1.890	mm ²	

$$2 \cdot A / \pi$$

Widerstand V _{rd} = A _v x f _y / 1,1 / √3	256,4	KN	ok
---	-------	----	----

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \quad \text{mit} \quad V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

13.5 Dimensionamento cordolo

Bemessung Ankerbalken	Alle Lagen	
vertikal	0,5	m
horizontal	0,4	m
Beton	C25/30	
Bewehrungsstahl	B450C	
Betondeckung	4	cm
Ankerkraft F_{sd} / lfm	260	KN/m
Ankerabstand a	2,0	m
$M_{sd} = F_{sd} \times a^2 / 12$	87	KNm
$V_{sd} = F_{sd} \times a / 2$	260	KN

Norm <input checked="" type="radio"/> ON EC 2-1-1 <input type="radio"/> ON EC 2-2 <input type="radio"/> ON B4200 <input type="radio"/> ON B4700 <input type="radio"/> ON B4703 <input type="radio"/> DIN 1045 <input type="radio"/> DIN EC 2-1-1	Material Beton: <input type="text" value="C25/30"/> Bewehrung: <input type="text" value="BSt 420"/> $\gamma_{mc} = 1.50$ $\gamma_{my} = 1.15$	Standardbemessung Bauteil: <input type="text" value="1"/> Position: <input type="text" value="2"/> Moment: <input type="text" value="87.00"/> [kNm] Querkraft: <input type="text" value="260.00"/> [kN] Normalkraft: <input type="text" value="0.00"/> [kN] Torsion: <input type="text" value="0.00"/> [kNm] Lastsicherheit: <input type="text" value="1.40"/> $\tan \beta$: <input type="text" value="0.60"/>
Querschnitt <input checked="" type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/> Allgemein	Breite: <input type="text" value="0.500"/> [m] $b=h$ <input type="text" value="b_opti"/> Höhe: <input type="text" value="0.400"/> [m] $h=b$ <input type="text" value="h_opti"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> 90°	Randabstände oben: <input type="text" value="0.050"/> [m] unten: <input type="text" value="0.050"/> [m]
Knicklängen $L_{ky} = 0.00$ [m] $L_{kz} = 0.00$ [m]		Berechnungsoptionen <input checked="" type="radio"/> Standardbemessung <input type="radio"/> Tragmoment <input type="radio"/> Reaktive Schnittkräfte <input type="radio"/> Innerer Dehnungszustand <input checked="" type="checkbox"/> Symmetrische Bewehrung <input type="checkbox"/> Flächentragwerk
Querschnitt $as_{b\bar{u},Q} = 9.49 \text{ cm}^2/\text{m}+S$ $As_o = 10.21 \text{ cm}^2$ 		Dehnungen $eps_o = -3.47 \%$ $eps_{su} = 20.00 \%$
Spannungen -16.67 MN/m^2 		Bemessung Bewehrungsauswahl Durchbiegung Rissbreite Last Rissbreite Zwang

Gewählt: Längs innen + außen 5 Ø 16 (=10,05)

Bügel: Ø 10 / 15 t=2 (=10,47)

13.6 Tiranti

13.6.1 Carico tiranti e posizione

Il carico massimo die tiranti determinato per ogni fila di tiranti vale:

Fila superiore: 120 (111) kN/m

Fila inferiore: 260 (259) kN/m

Considerando un'interasse die tiranti di 2,0 m valgono per il singolo tirante i seguenti valori (carico caratteristico):

Fila superiore: $120 \times 4,00 = 480$ kN/Anker

Fila inferiore: $260 \times 2,00 = 520$ kN/Anker

L'inclinazione die tiranti è 10° rispetto all'orizzontale.

13.6.2 Tipo di tiranti

Tiranti a trefoli temporanei Dywidag:

	Stahlgüte [N/mm ²]	Nenn- durchmesser	Querschnitts- fläche [mm ²]	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					

Per tutti i tiranti vale:

Scelto: 4 trefoli, St 1570/1770: 0.60":

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

Le verifiche avvengono secondo la ÖNORM EN 1537, sezione D. È stata verificata l'equivalenza con la normativa italiana.

13.6.3 Resistenza interna

Il fattore parziale secondo [5] è 1.35.

Fila superiore: 4x0,60"

Carico $E_d = 1.4 \times 520 = 728 \text{ kN}$

Resistenza del tirante $R_d = 992 / 1.35 = 734 \text{ kN} > E_d$

Forza di tesatura applicata: 80% del carico caratt. = $0.8 \times 520 = 416 \text{ kN}$.

Il carico applicato al tempo 0 è quindi inferiore a $0.6 P_{tk} = 0.6 \times 734 = 440 \text{ kN}$.

13.6.4 Verifica resistenza a sfilamento tirante

La resistenza laterale nel riporto e nei depositi viene indicato in [1] con 170 kN/m . Il fattore di sicurezza viene fissato con 2.00. La forza laterale ammissibile è quindi $170 / 2.0 = 85 \text{ kN/m}$. Entrambe le file di tiranti si trovano in terreni non coesivi.

Lunghezza: $l = \text{Carico caratteristico} / \text{carico laterale amm.} = 520 / 85 = 6.11 \text{ m}$ (scelto 6,25 m).

13.6.5 Spritzbeton:

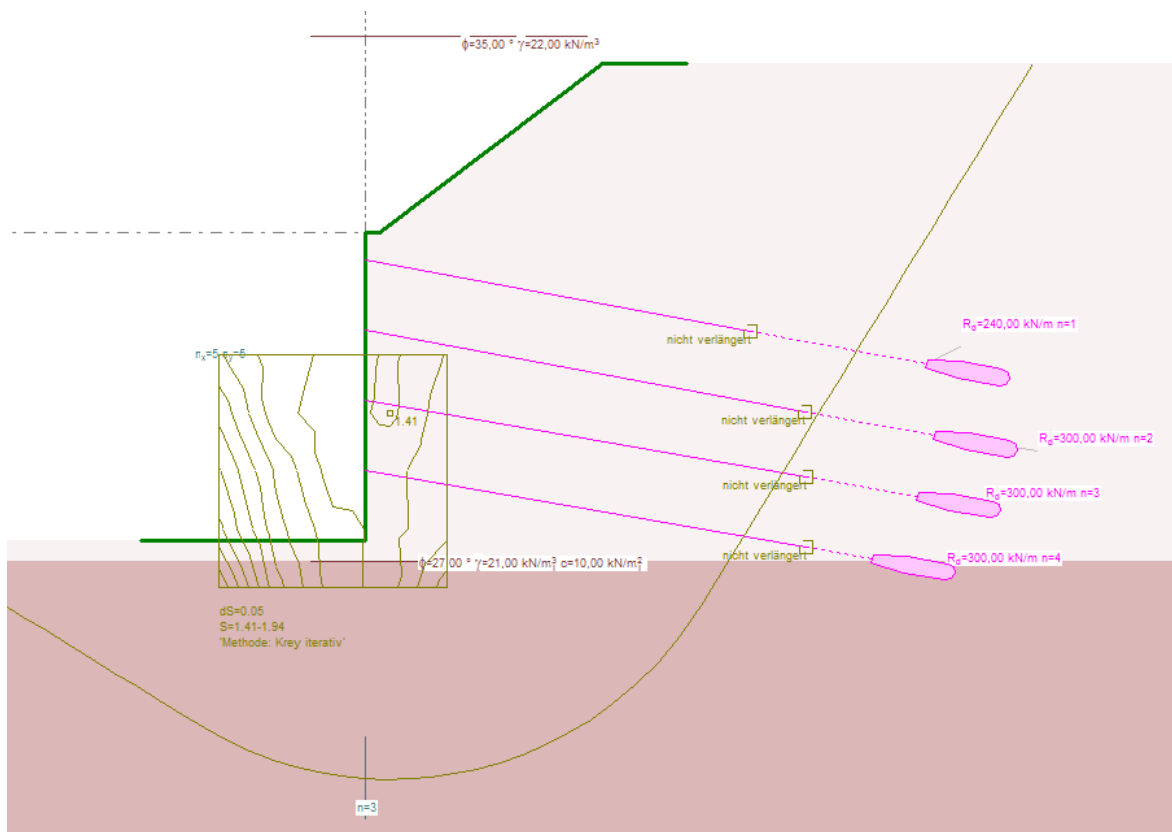
Spritzbetonausfachung

Micropalidurchmesser	0,19 m	
Achsabstand	0,4 m	
Pfahlabstand frei	0,21 m	l
Stich	0,04 m	f
Spritzbetonstärke	0,03 m	dg
	0,06 m	dw
Erdruck Larix	80 kN/m ²	p
Horizontalkraft = $p \cdot l^2 / 8 / f$	10,6 kN/m	H
Spritzbetonspannung = H / dg	354 kN/m ²	
charakteristische Druckspannung	0,35 MN/m ² = N/mm ²	
mit Teilsicherheitsfaktor 1,5	0,53 N/mm ²	
C 12/15 fcd quer	6,3 N/mm ²	ok

13.6.6 Verifica di stabilità

Oltre all'analisi delle superfici di scorrimento profonde bisogna verificare anche la stabilità globale dell'opera. Questa verifica deve essere eseguita con spinta del terreno attiva aumentata con fattore di sicurezza 1.4 secondo [3], capitolo 7.4 (5).

I tiranti precompressi vengono inseriti nel modello statico come elementi aderenti. Il carico di trazione calcolato nel dimensionamento della paratia dei pali viene trasferita in questo modello. Le lunghezze dei tiranti determinati vengono quindi verificate con la verifica delle superfici di scorrimento profonde secondo Kranz.



La sicurezza determinata è di $1.41 \geq 1.40$.

Lunghezze libere die tiranti:

- 1: 14,0m
- 2: 16,0m
- 3: 16,0m
- 4: 16,0m

13.6.7 Lunghezza dei tiranti

La lunghezza del tirante necessaria come somma della lunghezza libera e il bulbo si determina dalla verifica delle superfici di scorrimento profonde. Si esegue quindi la verifica di un meccanismo di instabilità del terreno con tiranti dietro la paratia di pali.

La verifica viene fatta come in cap. 9.6.6.

La lunghezza libera dei tiranti superiori si assume 14.0 m, quella dei tiranti inferiori 16.00m. Il bulbo è lungo 6.25 m.

13.6.8 Lunghezze dei singoli tiranti

Fila superiore: 4 x 0,60"
Lunghezza libera 14.00 m
Lunghezza bulbo 6.25 m
Lunghezza totale 20.25 m
 $P_o = 416 \text{ kN}$

Fila inferiore: 4 x 0,60"
Lunghezza libera 16.00 m
Lunghezza bulbo 6.25 m
Lunghezza totale 22.25 m
 $P_o = 416 \text{ kN}$

14 RAISSUNTO DEI RISULTATI

14.1 Sezione K1_A^{BPfW}

Palo : Ø90 cm; e= 1,70
Fasi di scavo: -3,25; -8,0; -12,5; suola dello scavo
Altezza palo da suola a piano lavoro 15.30 m
Lunghezza di infissione: 8.30 m
Lunghezza totale 23.60 m
Armatura longitudinale: 24 Ø 26
Armatura trasversale Ø 16 / 10

Tiranti temporanei St1570/1770, 10° inclinazione:
Fila superiore: -2.75 m sotto piano lavoro
6 x 0,60“, lunghezza totale 21.00 m, lunghezza bulbo 8.25 m, carico 561 kN
Fila intermedia: -7.50 m sotto piano di lavoro
8 x 0,62“, lunghezza totale 29.00 m, lunghezza bulbo 18.00 m, carico 899 kN
Fila inferiore: -12 m sotto piano lavoro
6 x 0,60“, lunghezza totale 27.25 m, lunghezza bulbo 15.50 m, carico 615 kN

14.2 Sezione K1_B^{BPfW}

Palo : Ø90 cm; e= 1,70
Fasi di scavo: -2,50; -6,0; -9,5 suola dello scavo
Altezza palo da suola a piano lavoro: max. 11.30 m
Lunghezza di infissione: 8.30 m
Lunghezza totale 19,6 m
Armatura longitudinale: 24 Ø 26
Armatura trasversale Ø 16 / 10

Tiranti temporanei St1570/1770, 10° inclinazione:
Fila superiore: -2.00 m sotto piano lavoro
6 x 0,60“, lunghezza totale 21.00 m, lunghezza bulbo 8.25 m, carico 561 kN
Fila intermedia: -5.50 m sotto piano lavoro
8 x 0,62“, lunghezza totale 29.00 m, lunghezza bulbo 18.00 m, carico 899 kN
Fila inferiore: -9,0 m sotto piano lavoro
8 x 0,62“, lunghezza totale 29.00 m, lunghezza bulbo 18.00 m, carico 899 kN

14.3 Sezione K2^{BPfW}

Palol : Ø90 cm; e= 1,70
Fasi di scavo: -3,50; -8,0m; suola dello scavo
Altezza palo da suola a piano lavoro: 11.30 m
Lunghezza di infissione: 7.00 m

Lunghezza totale 18.30 m
Armatura longitudinale: 24 Ø 22
Armatura trasversale Ø 14 / 10

Tiranti temporanei St1570/1770, 10° inclinazione:

Fila superiore: -2.75 m sotto piano lavoro

6 x 0,60", lunghezza totale 20.00 m, lunghezza bulbo 9.00 m, carico 604 kN

Fila inferiore: -7.50 m sotto piano lavoro

7 x 0,60", lunghezza totale 22.00 m, lunghezza bulbo 10.00 m, carico 674 kN

14.4 Sezione K3^{BPfW}

Palo : micropali
Altezza palo da suola a piano lavoro: fino a 11,0 m
Lunghezza di infissione: 7.00 m
Lunghezza totale fino a 18.00 m
Armatura longitudinale tubo Ø 194 *5 mm; foro Ø 270 mm
Interasse pali: 0,40 m (2,5 pali / m)

Tiranti temporanei St1570/1770, 10° inclinazione

Fila superiore: -0,25 m sotto piano lavoro

4 x 0,60", lunghezza totale 20.25 m, lunghezza bulbo 6,25 m, carico 416 kN

File inferiori: -3,00m; -5,75m; -8,50m sotto piano lavoro

4 x 0,60", lunghezza totale 22.25 m, lunghezza bulbo 6,25 m, carico 416 kN

Cordolo: Trave in c.a. h/t = 50/40 cm
Armatura longitudinale interna + esterna 5 Ø 16
Staffe: Ø 10 / 15 t=2

Spritzbeton: Spritzbeton C 12/15
d> 3,0cm; inflessione >4,0cm

14.5 Materiali

Palo: C25/30
Acciaio: B 450C
S235 JR (Rohr)
Tiranti: St1570/1770

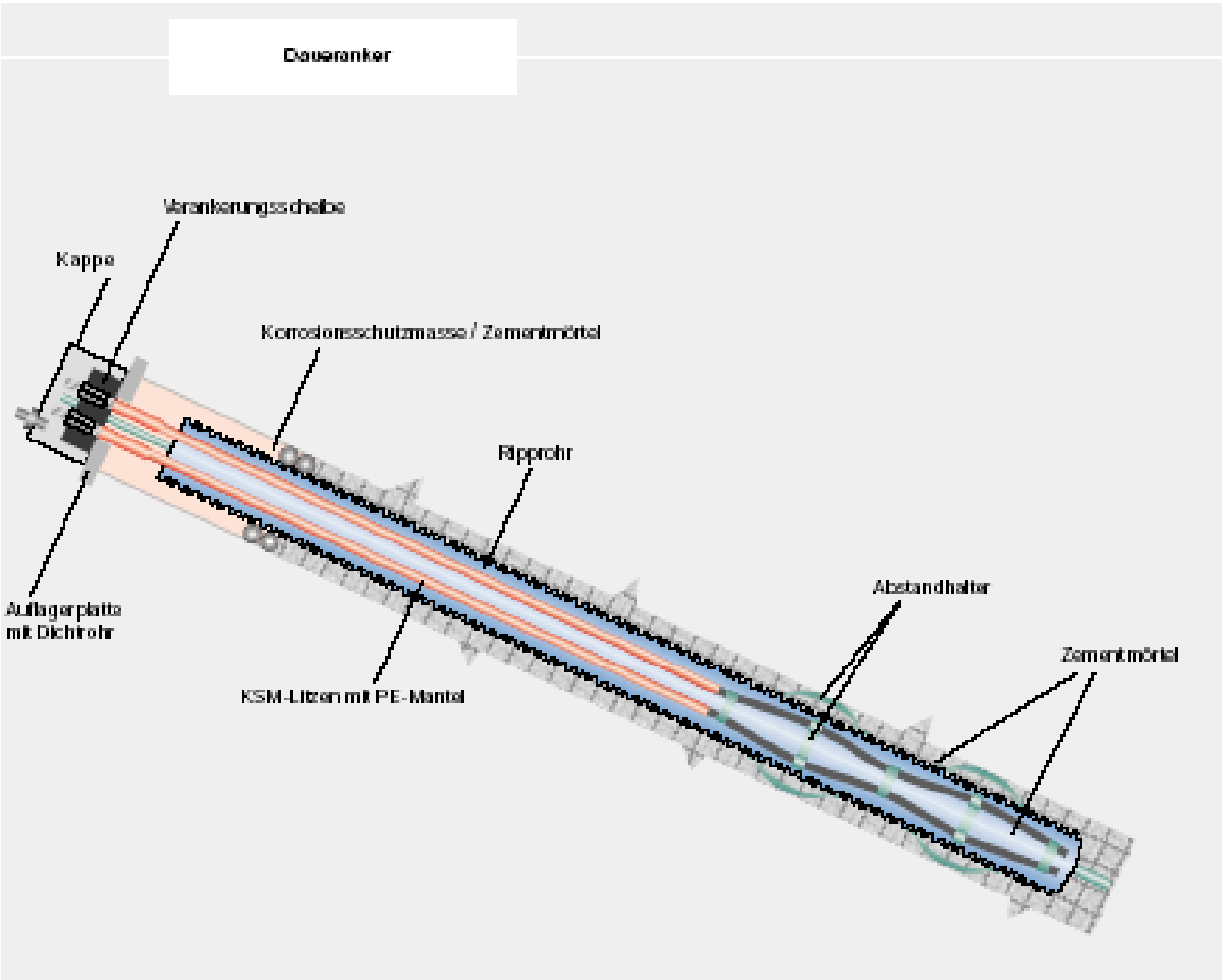
14.6 Caratteristiche tiranti

Piastre:

6 e 7 trefoli: $\varnothing 32$ cm, $t = 35$ mm

8 trefoli: $\varnothing 38$ cm, $t = 40$ mm

Ulteriori informazioni secondo [4]:



DYWIDAG-Litzenanker

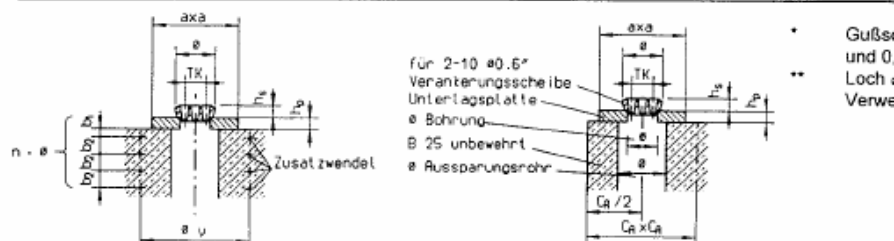
	Litzenanzahl	Querschnitt A [mm²]	Stahlgüte St 1570/1770				Stahlgüte St 1670/1860			
			Last an der Streckgrenze $F_{0.2s} = f_{0.2s} \cdot A$ [kN]		Bruchlast $F_b = f_b \cdot A$ [kN]		Last an der Streckgrenze $F_{0.2s} = f_{0.2s} \cdot A$ [kN]		Bruchlast $F_b = f_b \cdot A$ [kN]	
			0,6"	0,62"	0,6"	0,62"	0,6"	0,62"	0,6"	0,62"
•	2	280 300	440	471	496	531	468	501	521	558
•	3	420 450	659	707	743	797	701	752	781	837
•	4	560 600	879	942	991	1062	935	1002	1042	1116
•	5	700 750	1099	1178	1239	1328	1169	1253	1302	1395
•	6	840 900	1319	1413	1487	1593	1403	1503	1562	1674
•	7	980 1050	1539	1649	1735	1859	1637	1754	1823	1953
•	8	1120 1200	1758	1884	1982	2124	1870	2004	2083	2232
•	9	1260 1350	1978	2120	2230	2390	2104	2255	2344	2511
•	10	1400 1500	2198	2355	2478	2655	2338	2505	2604	2790
•	12	1680 1800	2638	2826	2974	3186	2806	3006	3125	3348
•	15	2100 2250	3297	3533	3717	3983	3507	3758	3906	4185
•	19	2660 2850	4176	4475	4708	5045	4442	4760	4948	5301
•	22	3080 3300	4836	5181	5452	5841	5144	5511	5729	6138

• gängiger Typ

andere Litzenanzahl auf Anfrage

DYWIDAG Bündelanker mit 1 - 22 Litzen $\varnothing 0,6''$ und $\varnothing 0,62''$ Daueranker
Abmessungen und Materialgüten der Verankerungen auf Beton $\geq B 300$ ohne Zusatzwendel
Keil $\varnothing 29$, $h = 42$ mm; 3-teilig und auf Beton $\geq B 300$ mit Zusatzwendel

Pos.	Litzenzahl		1-3	4-5	6-7	8-9	10-12	13-
3	Verankerungsscheibe aus C 45 alternativ aus GGG 60	\varnothing	105	118	131	141	161	181
		h_s	50	50	55	55	60	70
		T_k	44	60	70	90	105/40	125
5	Unterlagsplatte aus St 50.2 für Beton $\geq B 300$ ohne Zusatzwendel	$a \times a$	220	250	275	330	365	400
		h_p	30	30	35	40	40	45
		Loch \varnothing	65	92	99	115	130	150
	Betonmitwirkungsbreite	C_R	580	660	760	840	940	106
5a	Unterlagsplatte aus St 50.2 für Beton $\geq B 300$ mit Zusatzwendel	$a \times a$	220	250	275	300	325	350
		h	30	30	35	40	40	45
		Loch \varnothing	65	92	99	115	130	150
7	Zusatzwendel zu Pos. 5 _a aus St 37.2 oder BSt 500 (550)	\varnothing	10	12	12	14	14	16
		$\varnothing y$	260	320	360	390	420	500
		b_1	40	40	40	40	40	40
		b_2	50	60	60	90	60	75
		Gänge	3	3	5	4	6	5
	Achsabstand	C_A	290	330	380	420	470	530
	Randabstand	C_R	165	185	210	230	255	285



DYWIDAG Bündelanker mit 1 - 22 Litzen $\varnothing 0,6''$ und $\varnothing 0,62''$ Daueranker
Verrohrungsteile

Pos.			1-4	5	6-7	8-9	10-
8	Aussparungsrohr PVC	$a \times s$	160 x 3,6	160 x 3,6	160 x 3,6	200 x 4,5	200
6	Dichtrohr Stahl	$D \times s$	88,9 x 2,9	88,9 x 2,9	101,6 x 2,9	127 x 4	130
		L	400	400	400	500	500
9	Dichtschnur Gummi	Di	60	60	72	87	100
		d	15	15	15	15	15
10	Stahlring	$D \times s$	70 x 2,9	70 x 2,9	82,5 x 3,2	101,6 x 4,5	120
		L	40	40	40	40	40
13	Schutzrohr PE in freier Länge	$D \times s$	63 x 3,6	63 x 3,6	75 x 4,3	90 x 5,1	110
17	Ripprohr PVC in Krafteintragungslänge	Da/Di	65/57	65/57	80/71	100/90	110
13/17	alternativ durchgehendes Ripprohr PE	Da/Di	63/52,5	78/67,5	78/67,5	98/86,5	98
14	Bohrrohr/Bohrung	$\varnothing a$	114,3	114,3	133	152,4	150
		min \varnothing	88	88	108	128	120

Je nach Anwendungsfall (z.B. fallende Bohrungen im Fels, wenn im Ankerinnenraum nur 1 lizierter Verrohrung zulässig).

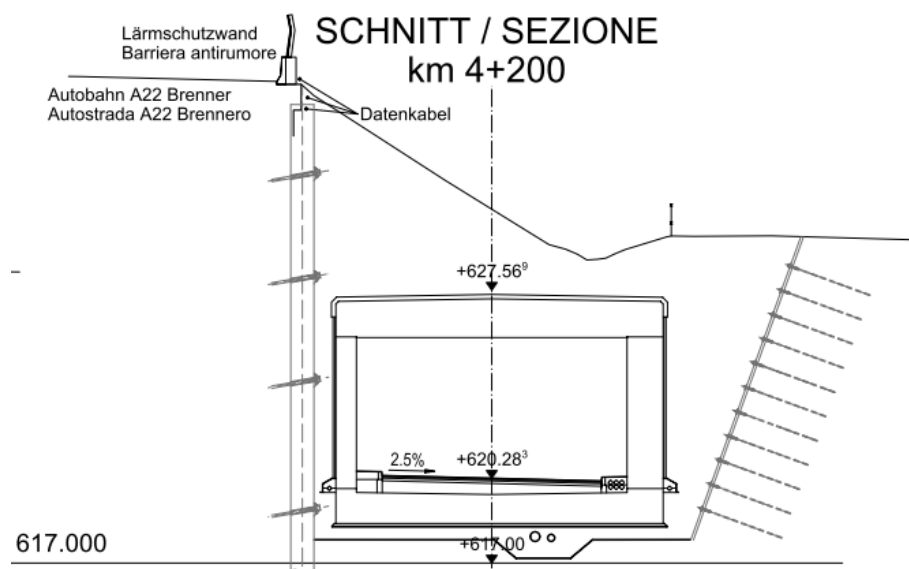
15 CHIODI

15.1 Generalità

Lo scavo per la galleria „Circonvallazione Varna“ nella zona della galleria artificiale viene protetto con pareti chiodate o con paratie di pali, a dipendenza dalla distanza dei confini di proprietà. Questo capitolo tratta il dimensionamento della parete chiodata. Sezione determinante è la sezione km 3+380. L'inclinazione della scarpata è di 3:1, che corrisponde ad un angolo 71.5° .

La profondità dello scavo è variabile e raggiunge fino a 12m. I chiodi vengono inseriti ad angolo retto rispetto alla scarpata.

La prossima figura rappresenta la sezione 4+200.



Le verifiche della stabilità del pendio avvengono secondo il metodo di Krey. Si considerano superfici di scorrimento circolari. Il dimensionamento avviene con il programma cubus-larix.

Si analizzano tutte le fasi di costruzione e si deducono il numero, la posizione e la lunghezza dei chiodi.

15.2 Caratteristiche chiodi

Per la determinazione della forza di trazione ammissibile per ogni metro di chiodo ci si riferisce ad [1].

Per una lunghezza di 6 m il carico limite è di ca. 600 kN, e quindi 100 kN/m. Ridotto con un fattore di sicurezza 2.5 per il carico limite si ottiene il carico ammissibile $T_{zul} = 100 / 2.5 = 40 \text{ kN/m}$ per ogni chiodo nel riporto. Si utilizzano chiodi del tipo R32N e R32S.

Di seguito si riportano le caratteristiche di questi chiodi:

R32N:

Carico limite 280 kN

Carico a snervamento $F_S = 230 \text{ kN}$

Carico caratteristico $F_S / 1.75 = 131 \text{ kN}$

R32S:

Carico limite 360 kN

Carico a snervamento $F_S = 280 \text{ kN}$

Carico caratteristico $F_S / 1.75 = 160 \text{ kN}$

Considerando una sezione di 1m di spessore bisogna dividere i valori riportati per l'interasse dei chiodi.

Per un'interasse orizzontale di 1.50 m i valori sono:

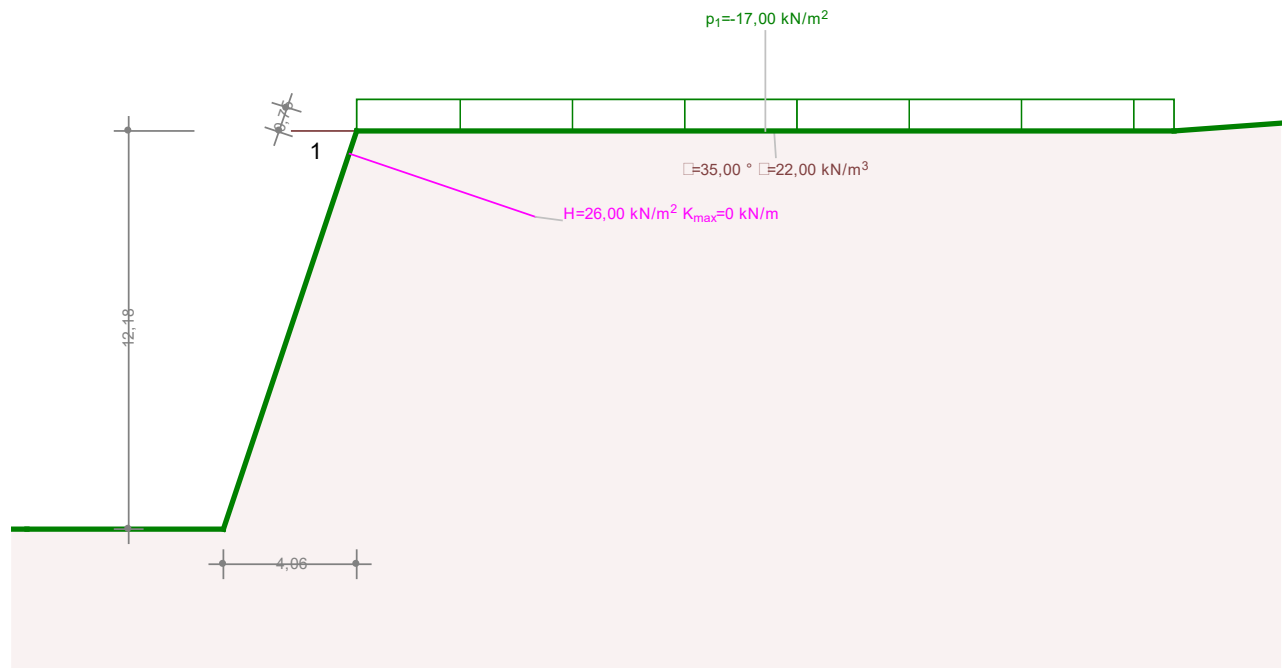
- Riporto: $T_{zul} = 40 \text{ kN/m} / 1.5 \text{ m} = 26 \text{ kN/m}^2$
- R32N: $F_{zul} = 131 \text{ kN} / 1.5 \text{ m} = 87 \text{ kN/m}$
- R32S: $F_{zul} = 160 \text{ kN} / 1.5 \text{ m} = 107 \text{ kN/m}$

Si procede in maniera analoga per un'interasse di 2 m.

Si considera un carico traffico di $16,7 \text{ kN/m}^2$.

15.3 Analisi fasi di scavo

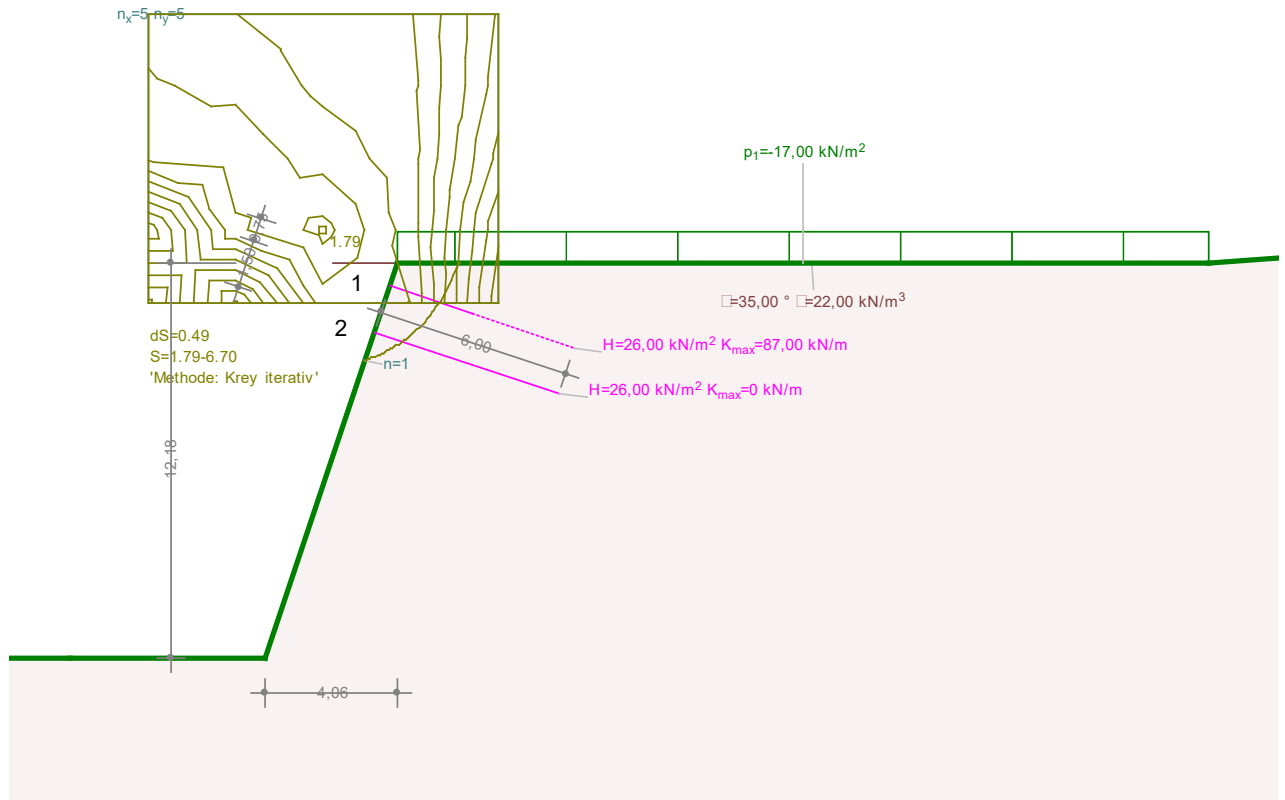
15.3.1 Fase 01



La prima fila di chiodi viene prevista a 0.75 m distanza dal bordo della scarpata.

15.3.2 Fase 02

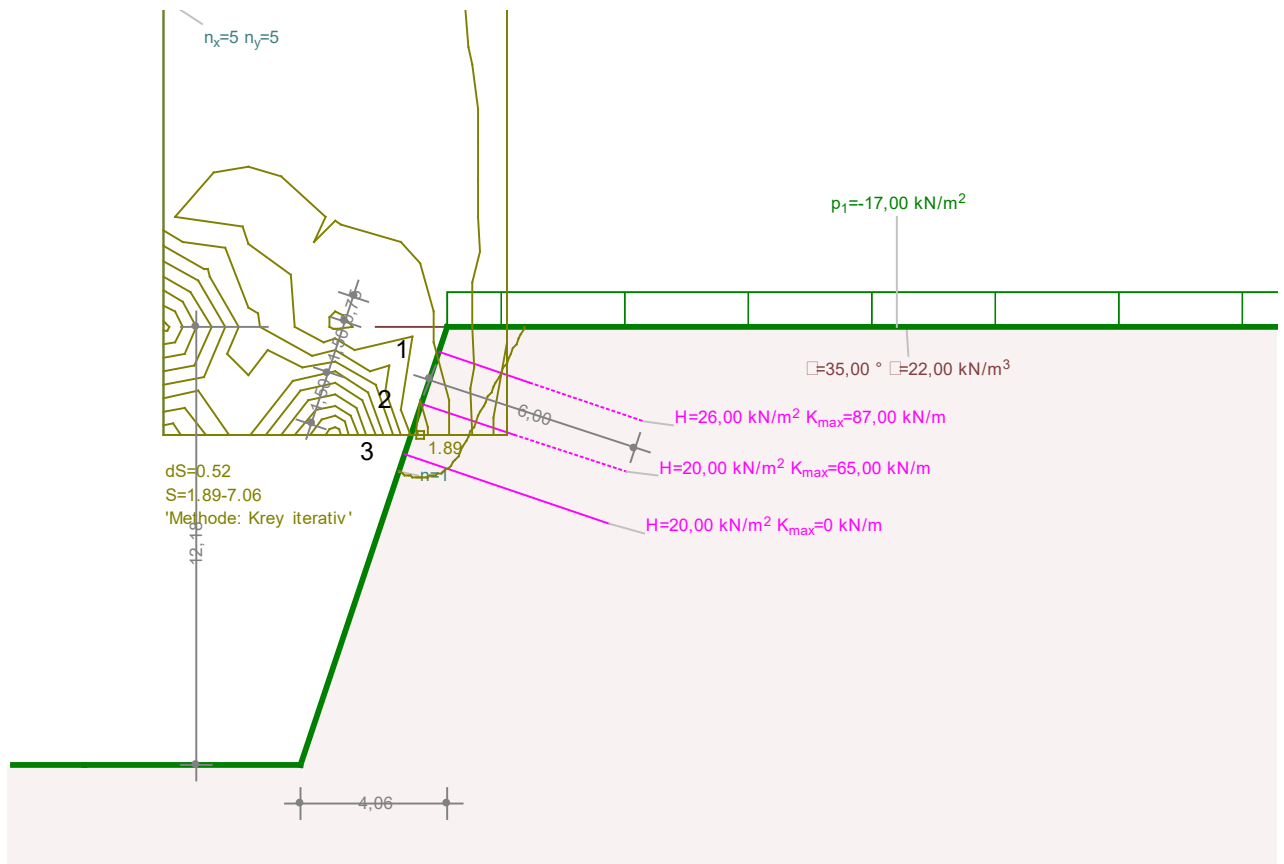
1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.79.

15.3.3 Fase 03

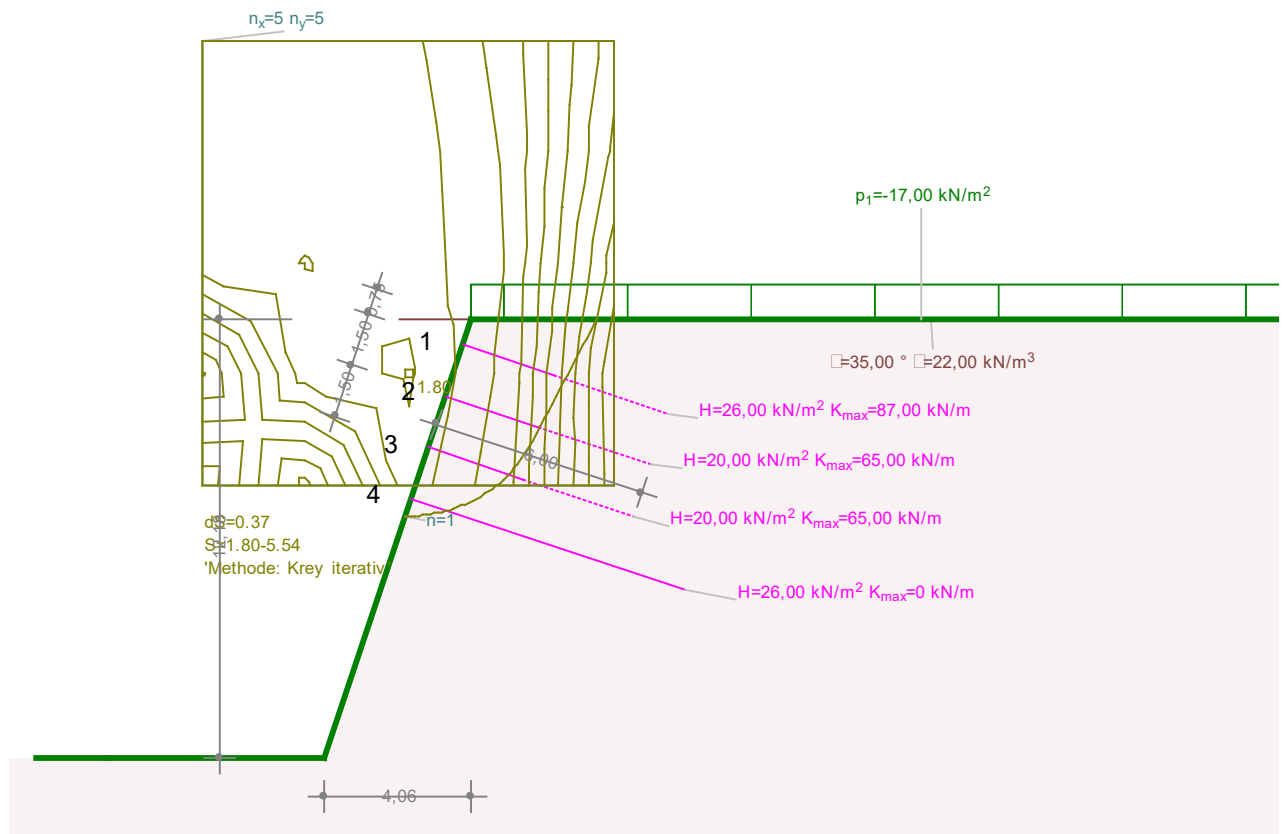
1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.89.

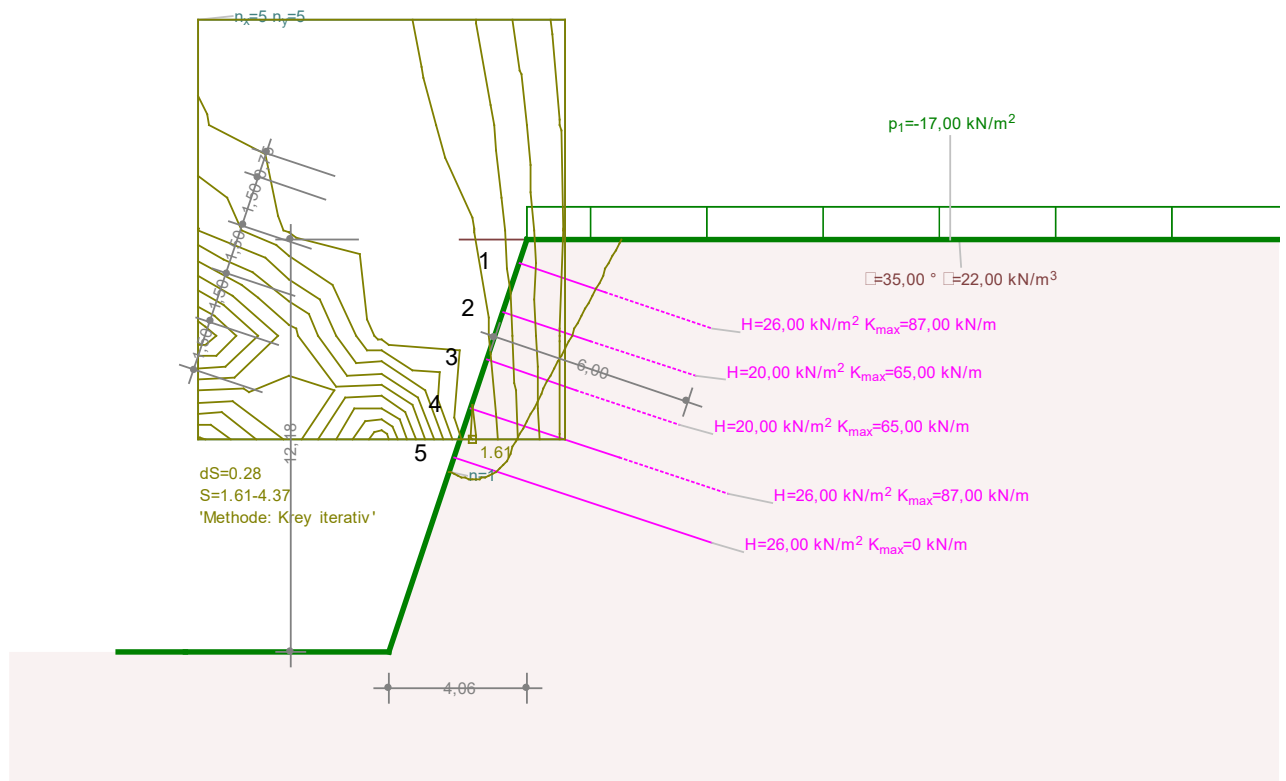
15.3.4 Fase 04

1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.80.

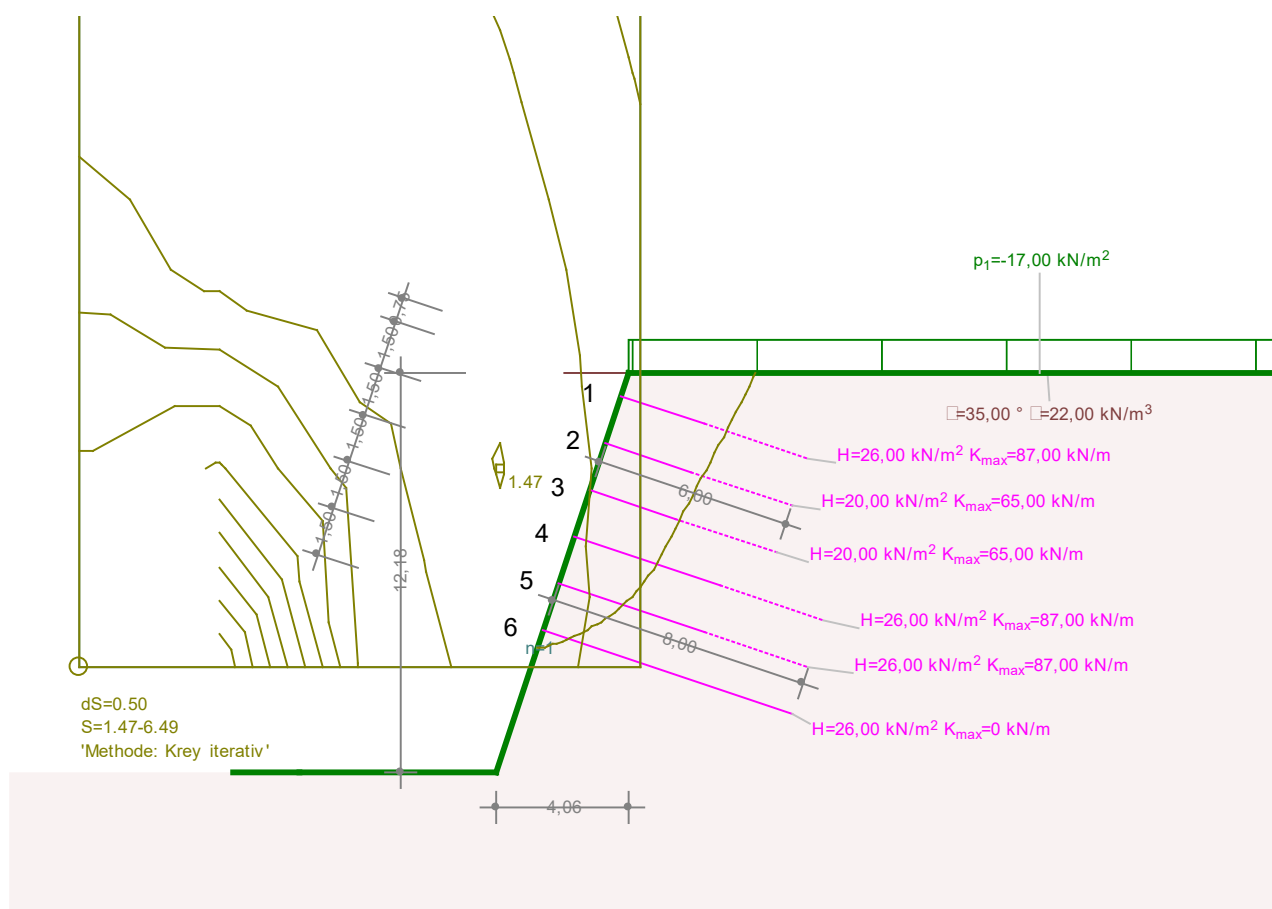
1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
4. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.61.

15.3.6 Fase 06

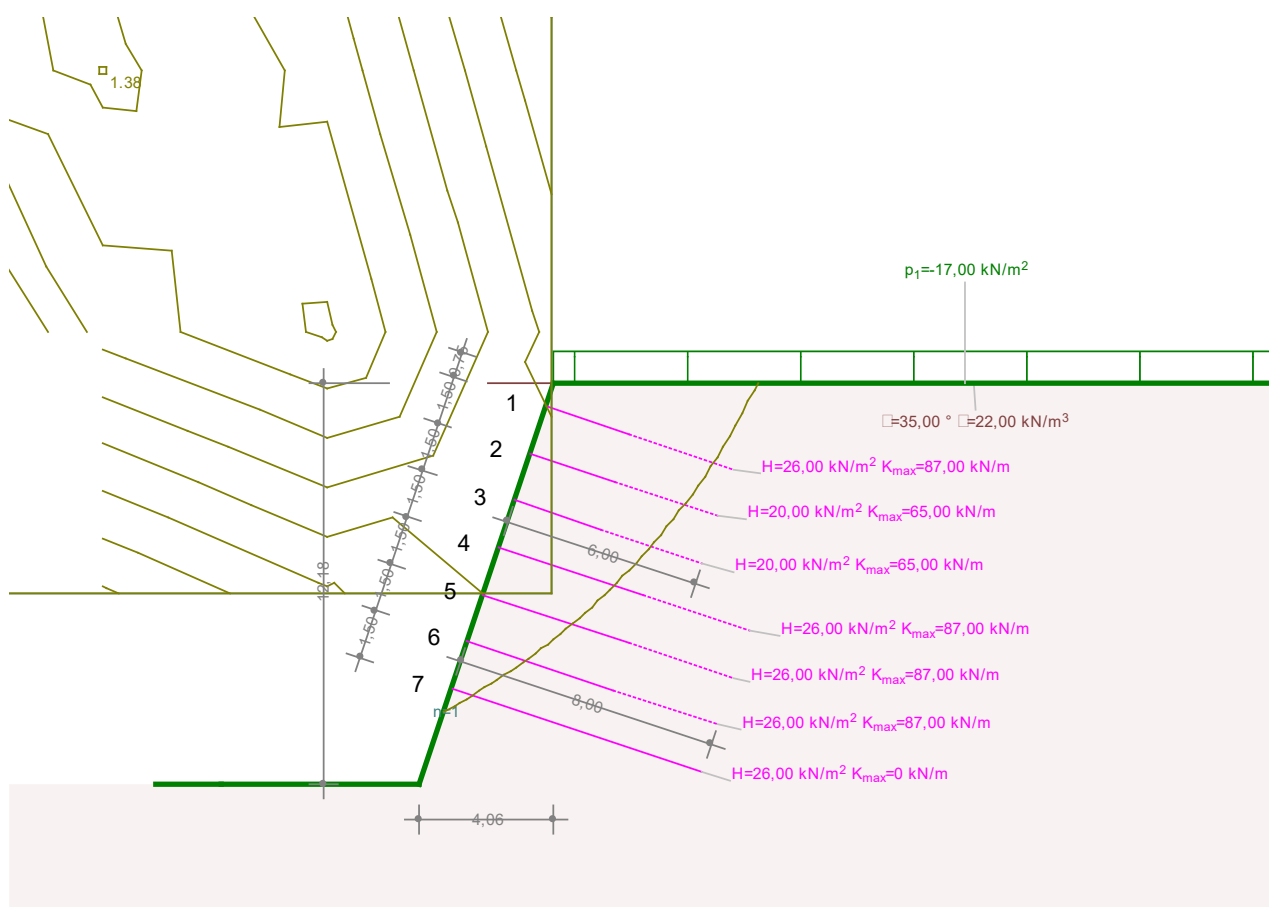
1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
4. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
5. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.47.

15.3.7 Fase 07

1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
4. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
5. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
6. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m

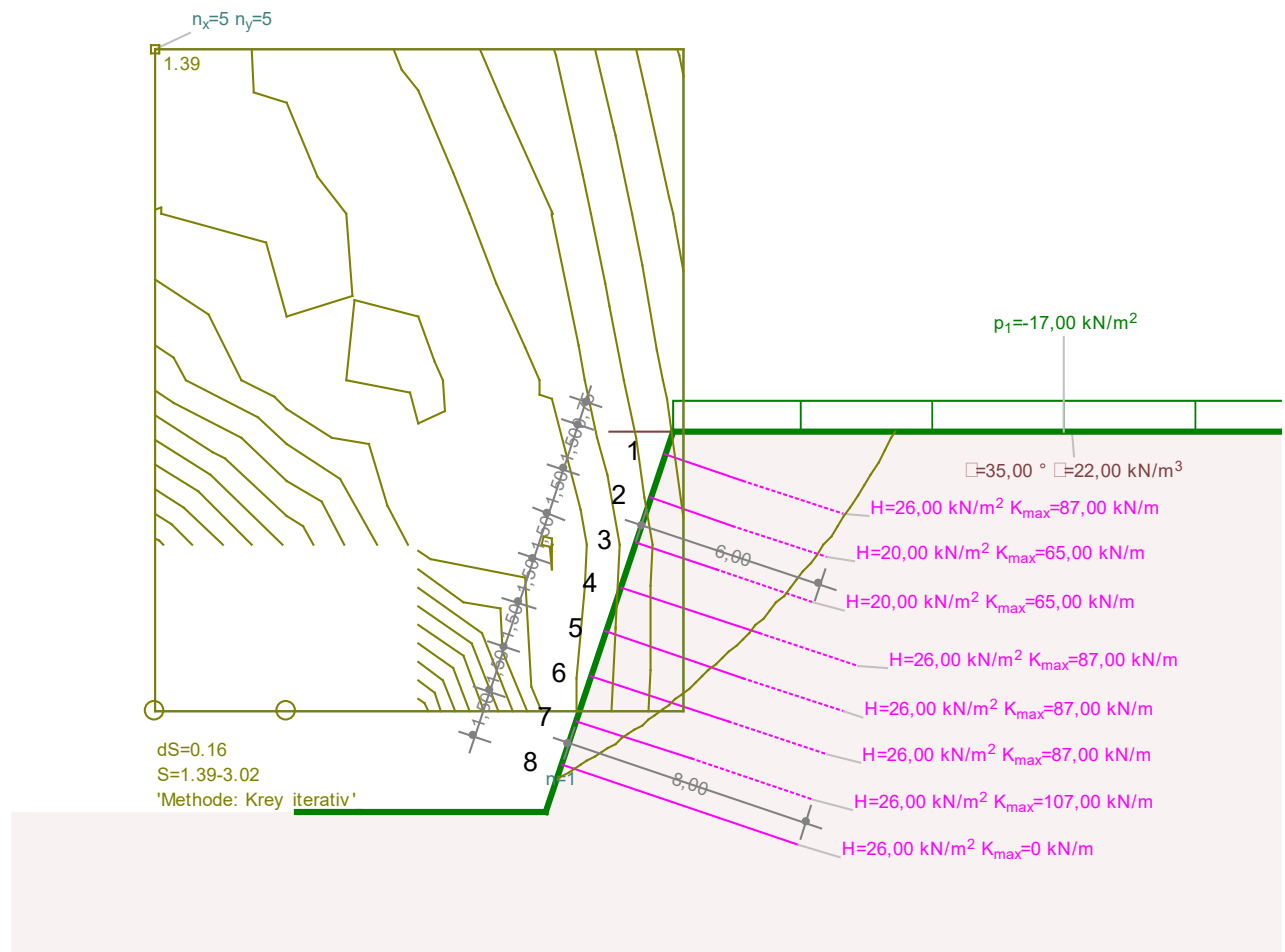


La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.38.

Si tratta di una fase di scavo temporanea, fino allo scavo della prossima fase e la chiodatura. Per questo si considera ammissibile una sicurezza leggermente inferiore a 1,40.

15.3.8 Fase 08

1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
4. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
5. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
6. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
7. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m

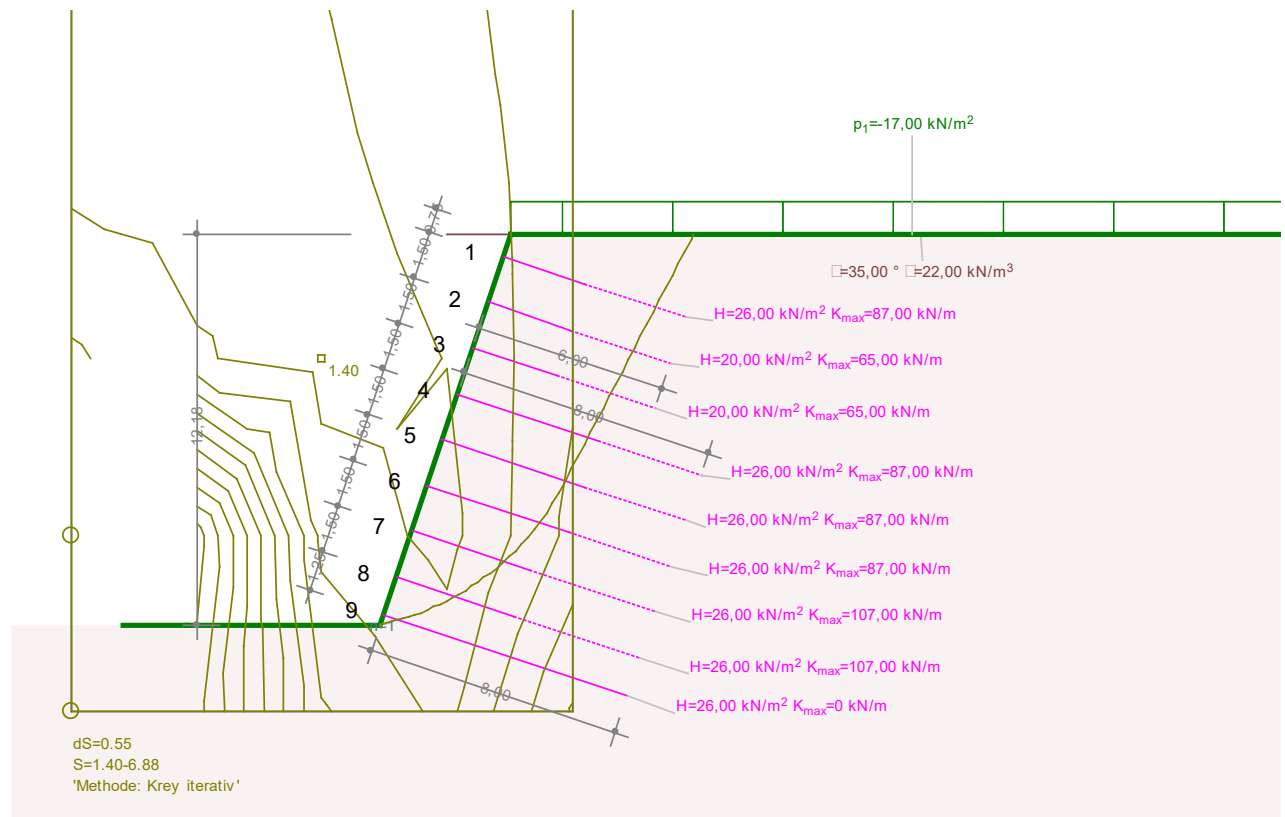


La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.39.

Si tratta di una fase di scavo temporanea, fino allo scavo della prossima fase e la chiodatura. Per questo si considera ammissibile una sicurezza leggermente inferiore a 1.40.

15.3.9 Bauzustand 09

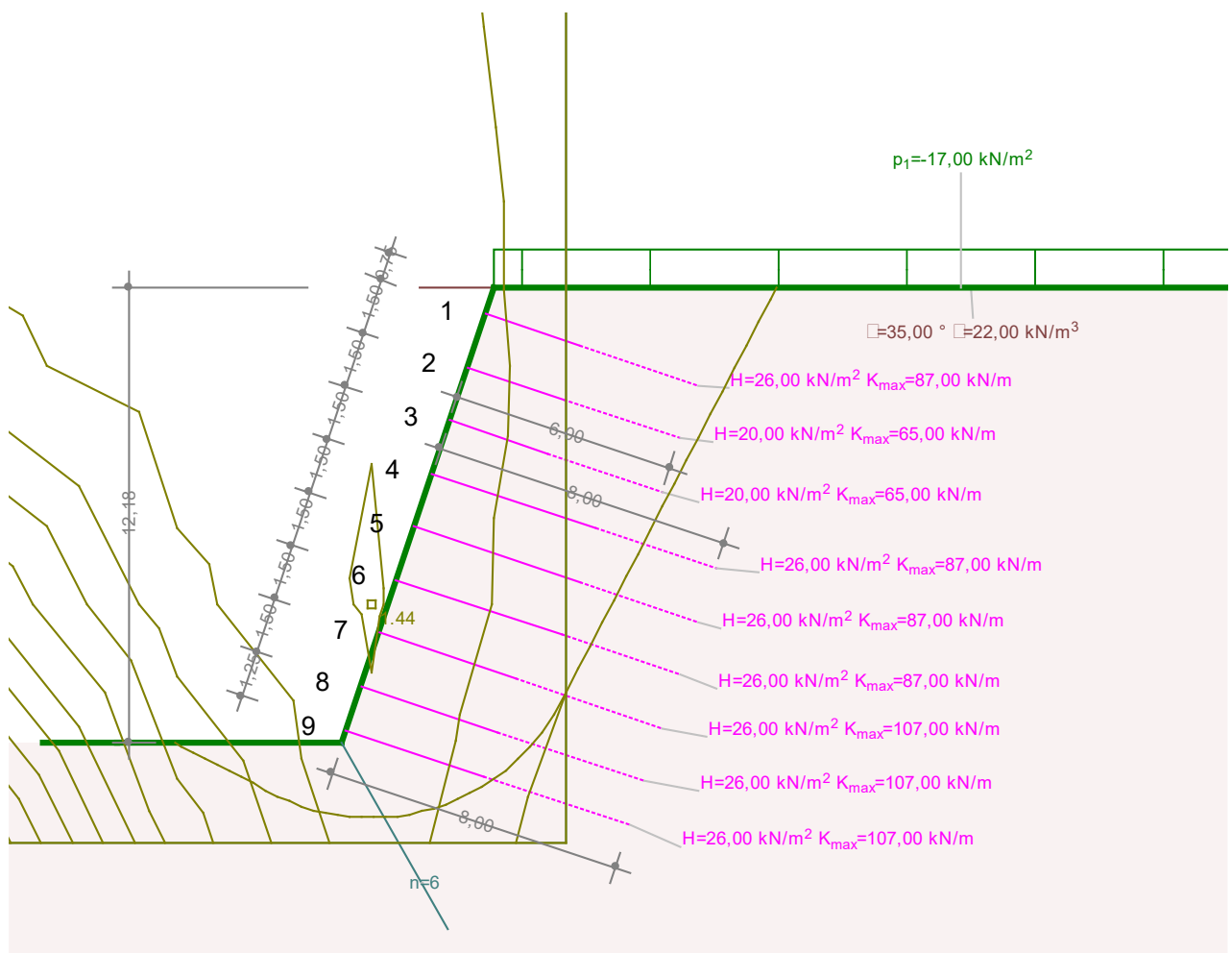
1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
4. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
5. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
6. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
7. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
8. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.40.

15.3.10 Fase 10 (fase finale)

1. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
2. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
3. fila: R32N, lunghezza 6 m, interasse orizzontale chiodi: 2.00 m
4. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
5. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
6. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
7. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
8. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m
9. fila: R32N, lunghezza 8 m, interasse orizzontale chiodi: 1.50 m



La sicurezza contro instabilità del pendio è 1.44.

15.4 Verifica spritzbeton

15.4.1 Armatura longitudinale

Per il dimensionamento dello spritzbeton nel riporto si considerano i dati della certificazione dei chiodi 0. La verifica avviene per un'azione della spinta attiva sullo strato di spritzbeton, ridotta del 85%.

Con le prescrizioni:

Inclinazione pendio $\beta = 0^\circ$

Inclinazione parete $\alpha = 19^\circ$

Angolo attrito terreno- muro $\delta = 0^\circ$

$\varphi = 35^\circ$

si determina un fattore $k_{ag} = 0,16$

Spinta del terreno:

superiore: 0 kN/m^2

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

ponderato e con fattore 0.85:

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

Carico traffico:

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

e quindi: spinta del terreno ponderata dovuta a peso proprio e carico traffico:

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

Per una griglia dei chiodi di ca. $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ il momento di dimensionamento m_{sd} vale ca. $\pm 21.2 \times 1,5^2 \times 1.4 / 16 = \pm 4.17 \text{ kNm/m}$. Il fattore parziale di 1.4 per il peso proprio corrisponde alla normativa italiana.

Con uno spessore dello spritzbeton di 15 cm e con una rete elettrosaldata al centro con braccio $z = 6 \text{ cm}$ l'armatura necessaria è: $4.17 \times 1.15 / 0,06 / 42 = 1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$ (qualità acciaio B450 C).

15.4.2 Punzonamento

La verifica a punzonamento avviene secondo il D.M. 14/01/2008. La sezione determinante è a distanza $2d$ dall'area di carico. d è l'altezza statica.

Come piastre di chiodi si utilizzano:

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

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

Carico determinante nella sezione di bordo:

Con una griglia di chiodi di $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$, fattore parziale 1.4 e considerando un fattore 1.07 si ottiene:

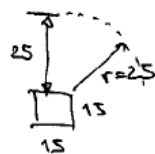
$$V_{sd} = 21.2 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.4 \times 1.07 = 71.6 \text{ kN/piastra}$$

Ipotesi: armatura al centro
aumento in corrispondenza delle piastre 8 cm
larghezza/ lunghezza aumento spessore: $65 \times 65 \text{ cm}$

$$V_{ED} = \beta \cdot \frac{V_{ED0}}{u_1 \cdot d}$$

$$\beta = 1.15$$

u_1 :



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

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

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

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

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

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

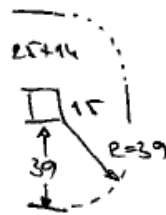
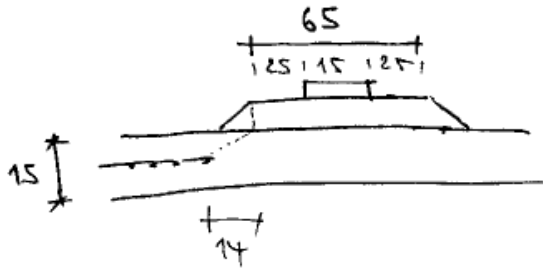
$$\rho_f: \text{Typ G15: } 1.89 \text{ cm}^2/\#$$

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

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

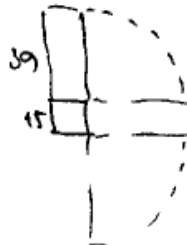
$$V_{Ed,c} = 0.12 \times 2.0 (100 \cdot 0.00082 \cdot 20)^{1/3} = 283 \text{ kN/m}^2 > V_{ED}$$

Bereich außerhalb der Aufdoppelung:



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

ΔV : Anteil abwindend



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

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

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

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

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

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

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

15.5 Riassunto parete chiodata

Spritzbeton C20/25

Spessore 15 cm,

Aumento locale sulle piastre:

di 8 cm (a 23 cm)

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

Armatura: Tipo 615 al centro, qualità acciaio $f_{yk}=420 \text{ N/mm}^2$ (qualità B450 C)

DSI tiranti ad iniezione:

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

Tipo R32S, piastra 200/200/12, lunghezze chiodi 8 m

Inclinazione ortogonale al bordo della scarpata

Griglia chiodi: verticale 1.50 m; orizzontali 1.50 m ovv. 2.0 m