

Beilage Nr. 01.94.01

Kanton Bern

Gemeinde Grosshöchstetten

BLS-Strecke 15 BTB (Hasle) - (Konolfingen) - (Thun)

Grosshöchstetten

Erneuerung Grosshöchstettentunnel

km 13.475 - 14.533

IC/003635

Auflageprojekt 2026

Statischer Bericht Tunnel

BLS Netz AG Projekte & Technologie Freiburgstrasse 130, CH-3001 Bern	Verfasst: Name: Pascal Minder	Geprüft: Name: Salvian Stocker
Yves Zollinger Leiter Multiprojekte & Ingenieurbau BLS Simon Peter GPL BLS	Rev. Bemerkungen	Datum:
	Erstausgabe	01.07.2026
	A	
	B	
	C	
	D	
VERFASSTER: Gähler und Partner AG Sonnenbergstrasse 1 5408 Ennetbaden Projektallianz Grosshöchstettentunnel 	E	
	F	

Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangslage	1
1.1	Lage des Objekts	1
1.2	Einleitung	1
1.3	Projektauslöser	2
2	Projektbeschreibung	3
2.1	Bestehende Anlagen	3
2.2	Bauliche Massnahmen	6
3	Baustoffe und Materialkennwerte	8
3.1	Bestand	8
3.2	Neubau	8
4	Geologie	8
4.1	Baugrundkennwerte	9
4.2	Erddruckbeiwerte	9
4.3	Partialfaktoren	10
5	Einwirkungen	11
5.1	Bemessungsschnitt	11
5.2	Ständige Lasten	11
5.3	Veränderliche Lasten	13
5.4	Lastbeiwerte	14
5.5	Lastkombinationen	15
6	IST-Zustand	16
6.1	Bemessungsmodell	16
6.2	Einwirkungen	17
6.3	Schnittkräfte	18
6.4	Biegenachweis	20
6.5	Querkraftnachweis	23
7	Bauzustand Sohlabsenkung	24
7.1	Sohlabsenkung	24
7.2	Geometrie	24
7.3	Baugrundmodell und Bruchmechanismus	25
7.4	Grundbruchnachweis	32
7.5	Ankernachweis	34
7.6	Durchstanznachweis	35
7.7	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	36
8	Endzustand Sohlabsenkung	37
8.1	Bemessungsmodell	37

8.2	Schnittkräfte	38
8.3	Nachweise Endzustand	39
9	Projektorganisation	41
10	Grundlagen	42

Anhänge

- A. AxisVM Ist-Zustand**
- B. DC-Fundament**
- C. AxisVM Endzustand**

1 Ausgangslage

Die Strecke 15 BTB (Burgdorf-Thun-Bahn Strecke) wird durch das vorhandene Lichtraumprofil (EBV1) limitiert und erlaubt folglich keinen Einsatz von doppelstöckigem Rollmaterial sowie keinen Verkehr von Güterzügen mit grösserem Profil. Eine Erweiterung des Lichtraumprofils auf mindestens EBV 3 wird nicht nur angestrebt, um den gesetzlichen Vorgaben zu genügen, sondern auch um neue Angebotskonzepte im Personen- und Güterverkehr zu ermöglichen. Insbesondere für die Zuführung von Doppelstockzügen zur neuen Werkstatt Oberburg über die Strecke 15 BTB ist dieses Projekt zwingend bis 2028 umzusetzen.

Mit der Realisierung der Erneuerung der Strecke Hasle-Rüegsau - Konolfingen werden die Erneuerungsmassnahmen im Sommer 2028 zu einem Gesamtprogramm gebündelt. Die beiden Grosshöchstettentunnel I und II sind dabei das Kernstück des Programms, welches ebenfalls fünf Fahrbahnprojekte umfasst und gemeinsam unter dem Titel «BTB-Programm» 2028 geführt wird.

Die Bündelung zu einem Programm verfolgt das Ziel einer optimalen Abstimmung unter den einzelnen Projekten. Diese Bündelung ist zweckmässig, weil sie eine gemeinsame Nutzung der Totalsperre ebenso sicherstellt, wie ein übergreifendes Stakeholdermanagement und die gemeinsame Nutzung von personellen Ressourcen oder Bahnersatzleistungen.

1.1 Lage des Objekts

Auf der Strecke Hasle – Konolfingen – Thun befinden sich zwischen Biglen und Grosshöchstetten die Tunnel Grosshöchstetten I und II, welche für die damalige Burgdorf-Thun-Bahn (BTB) im Jahr 1899 erbaut wurden. Der rund 1 km lange Projektperimeter kann in folgende Abschnitte unterteilt werden:

Einschnitt	km 13.475 – 13.887
Grosshöchstettentunnel I	km 13.887 – 14.065
Einschnitt	km 14.065 – 14.334
Grosshöchstettentunnel II	km 14.334 – 14.430
Einschnitt	km 14.430 – 14.533

1.2 Einleitung

Bei den Tunneln Grosshöchstetten I und II handelt es sich jeweils um Einspurtunnels, wobei davon ausgegangen wird, dass der Grosshöchstettentunnel II im Tagbau erstellt wurde. Beide Tunnel befinden sich in den quartären Moränenablagerungen. Zwischen beiden Tunneln befindet sich ein Einschnitt mit einer Länge von rund 269 m. Zum Zeitpunkt der Erstellung lagen beide Tunnel am Rande des Dorfes, heute liegen sie in bewohntem Gebiet.

Der Zustand der Tunneln variiert zwischen annehmbar und schadhaft (Zustandsklassen 3 bis 4).

Im Rahmen des vorliegenden Projekts wird die Sohle in den bestehenden Tunnel GHT I und GHT II abgesenkt.

1.3 Projektauslöser

Die Grosshöchstettentunnel I und II entsprechen nicht dem heutigen Standard und müssen erneuert werden. Der momentane bauliche Zustand genügt den langfristigen Anforderungen an die Sicherheit und die Dauerhaftigkeit nicht. Zudem entspricht die aktuelle Fahrdrahthöhe nicht den geltenden Normvorgaben, was zu einer erhöhten Störungsanfälligkeit im Betrieb führt und insbesondere bei witterungsbedingten Einflüssen die Systemstabilität beeinträchtigen kann. Ergänzend weist die aktuelle Schotterstärke nichtkonforme Werte auf, was die Gleislagequalität sowie die strukturelle Dauerhaftigkeit des Oberbaus reduziert.

Parallel zu diesen infrastrukturellen Mängeln bestehen geänderte betriebliche Anforderungen. Für den Transitgüterverkehr auf dem IOP-Ergänzungsnetz ist neu die Gleisbelastungsgruppe E1 gefordert, was höhere Lastannahmen und damit verstärkte Anforderungen an Oberbau, Tragschichten und die bauliche Substanz der Strecke mit sich bringt. Diese Erhöhung der Belastungskategorie macht eine normkonforme Ertüchtigung der Infrastruktur zwingend erforderlich, um künftige Kapazitätssteigerungen im Güterverkehr sicherzustellen.

Der angedachter Angebotsausbau (Transitgüterverkehr) und das Betriebskonzept der neuen BLS-Werkstätte in Oberburg (Zuführung von Doppelstockzügen), erfordern eine Erweiterung des Lichtraumprofils (LRP). Die Erweiterung des Lichtraumprofils soll im Zuge der Erneuerung der Grosshöchstettentunnel I und II durch eine Gleisabsenkung und den Einbau einer Deckenstromschiene ermöglicht werden. Der bestehende Ober- und Unterbau, sowie die Entwässerung soll gemäss den heutigen Anforderungen erneuert werden.

2 Projektbeschreibung

2.1 Bestehende Anlagen

2.1.1 Grosshöchstettentunnel I

In diesem Abschnitt werden die Bestandteile des Tunnels I genauer angeschaut, ein genereller Überblick darüber ermöglicht und auf die jeweiligen Zustände der Bauteile eingegangen.

Rahmentragwerk

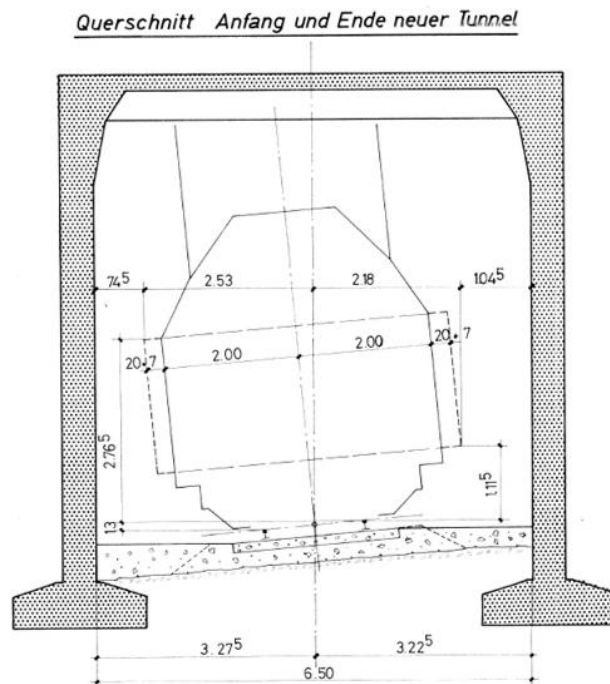


Abbildung 2-1: Normalprofil Tunnelverlängerung [16]

Die Tunnelverlängerung besteht aus einer Rahmenkonstruktion, die flach auf Streifenfundamenten fundiert ist. Das Tragwerk wurde im Tagbau erstellt, schlaff bewehrten Plattenbalkenelemente für die Decke wurden vorgefertigt, die Parameter und die Fundation wurden in Ortbeton erstellt. Somit besteht der Querschnitt gänzlich aus Stahlbeton. Auf den versetzten Deckenelemente wurde ein Überbeton (Ortbeton) von 15 cm Stärke aufgebracht auf welcher mit einer Abdichtung und Schutzschicht versehen wurde. Die Einleitung der Momente von der Tragplatte in die Wände wurde mittels geschlaufener Bewehrung sichergestellt.

Der Abschnitt weist eine Länge von 27,3 m auf. Das Lichtraumprofil kann in diesem Bereich ohne bauliche Massnahmen eingehalten werden.

Die Parameter verfügen über eine Bewehrung $\varnothing 22 / e = 20$ cm innen und $\varnothing 14 / e = 30$ cm aussen. Die Überdeckung beträgt gemäss Planunterlagen 30 mm.

Hinter dem Parameter auf der Fundation sind Zementsickerrohre $\varnothing 30$ cm verlegt.

Tunnel

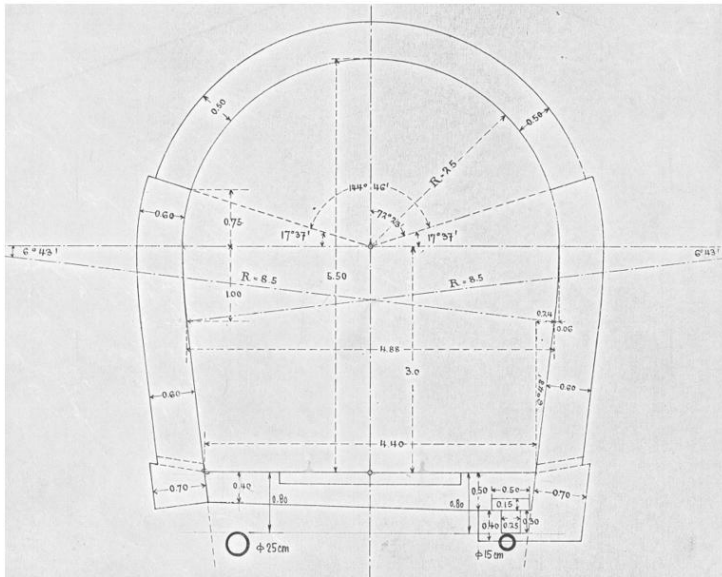


Abbildung 2-2: Normalprofil Tunnel I

Der einspurige Tunnel I wurde vermutlich bergmännisch erstellt. Das Parament mit einer Mächtigkeit von 60 bis 80 cm, was durch Bohrungen bestätigt werden konnte, besteht aus Ort-/ Stampfbeton [12].

Kämper und First bestehen aus Beton-Quader-Steinen, und besitzen eine Mächtigkeit von 50 cm.

Nachträglich wurde verschiedene Spritzbetonschichten aufgetragen. Ein Bestandteil der verschiedenen nachträglich angebrachten Schichten ist die im Jahr 1932 angebrachte Abdichtung mit TorkretAnwurf im First mit einer mittleren Stärke von 2 bis 3 cm und einer Breite von ca. 2.7 m. Zu Drainagezwecken wurden im Jahr 1991 im vorderen Tunnelabschnitt (Zonen 6 und 8 bis 10) mit Spritzbeton und Noppenmatten Halbschalen geformt, damit drückendes Wasser abgeleitet werden kann. Der Spritzbeton wurde bewehrt. Die Spritzbetonstärken über dem ursprünglichen Tragsystem und deren Zustand variieren je nach Standort stark. Für die Bearbeitung des Vorprojektes wurde eine materialtechnische Beurteilung am Tunnel I durchgeführt. Diese Beurteilung liefert Festigkeitswerte zu den vorgefundenen Baustoffen. Es wurden einige Bohrkerne entnommen, die für verschiedene Versuche benötigt wurden. Anhand von Versuchsergebnissen wurden äquivalente Baustoffe aus heutigen Normen angegeben oder es wurden aktualisierte Bemessungswerte für statische Überprüfungen festgelegt. Die Bemessungswerte aus der materialtechnischen Beurteilung sind in der Beilage 01.93 Projektbasis festgehalten.

Im Jahr 2013 wurde im gesamten Projektperimeter eine Fahrbahnerneuerung durchgeführt. Dabei wurde im Tunnel GHT I einseitig eine neue Entwässerungsleitung eingebaut. Dazu wurde neben Gewölbeaufuss ein Graben ausgehoben, die Sickerleitung eingelegt und der Graben mit einer Sickerpackung verfüllt. Der Graben war über die Bauzeit stabil und es ist zu keinen unzulässigen Setzungen oder Verformungen gekommen.

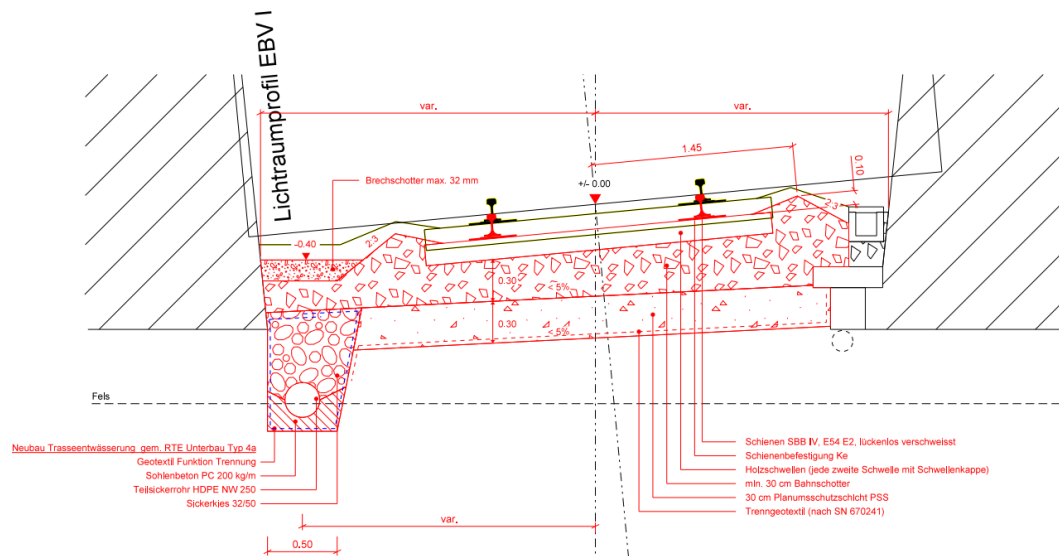


Abbildung 2-3: Normalprofil Grosshöchstettentunnel I Fahrbahnerneuerung 2013

2.1.2 Grösshöchstettentunnel II

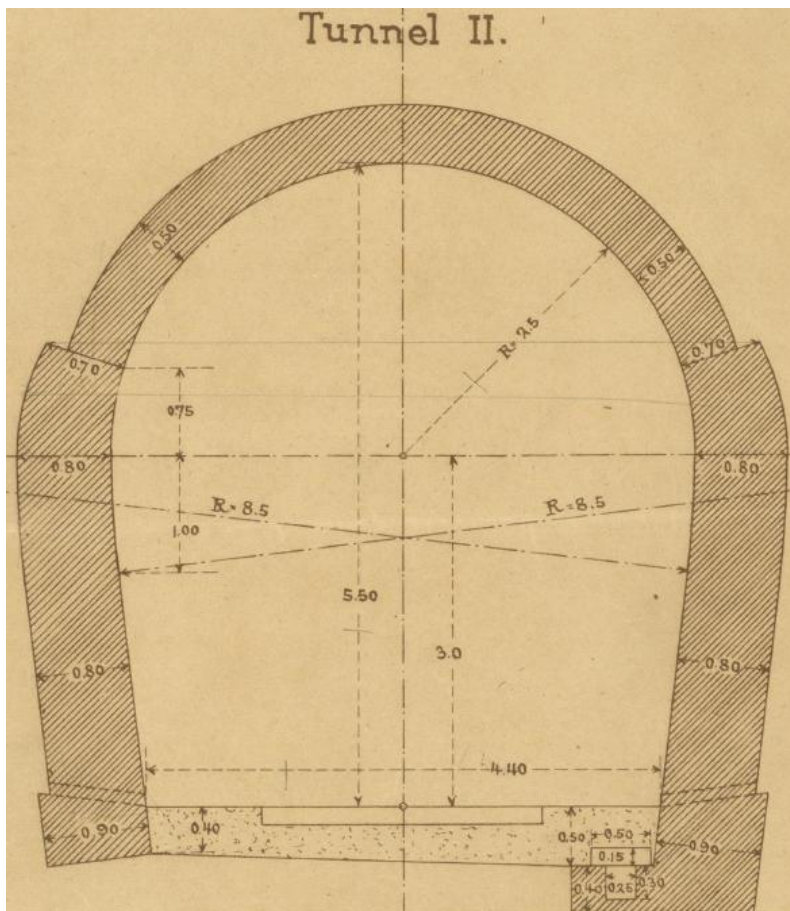


Abbildung 2-4: Normalprofil Grosshöchstettentunnel II aus der Bauzeit

Das Gewölbe des Tunnels weist ein Hufeisenprofil ohne Sohlgewölbe auf und besteht hauptsächlich aus Ort-/ Stampfbeton mit unterschiedlichen Stärken. Im Kämpferbereich wurden das Betontragwerk teilweise mit Natursteinmauerwerk ergänzt. Nachträglich wurde eine Spritzbetonschicht im Parament und im First aufgetragen. Die Spritzbetonstärken über dem ursprünglichen Tragsystem und deren Zustand variieren je nach Standort stark.

Im Bereich des Widerlagers und des Paraments wurden im Rahmen der Bauwerksuntersuchungen [12] Mächtigkeiten zwischen 80 und 90 cm gemessen; diese stimmen mit den Stärken gemäss Normalprofil (Abbildung 2-4, 80 bzw. 90 cm) überein. Im First- und Kämpferbereich wurden Mächtigkeiten zwischen 56 und 63 cm gemessen, diese liegen über dem Wert von 50 cm gemäss Normalprofil (Abbildung 2-4).

2.2 Bauliche Massnahmen

Zur Einhaltung des geforderten Lichtraumprofils wird bei den beiden Grosshöchstettentunnel I und II eine Sohlabsenkung erforderlich. Durch diese Absenkung wird der vorhandene Gewölbefuss temporär seitlich freigelegt. Zur Sicherung dieses Bauzustandes werden die Gewölbefüsse mit horizontalen ungespannten Zugankern (Bodennägeln) gesichert, während im Endzustand die Bodenplatte die horizontal wirkenden Kräfte aufnehmen muss. Die temporären Anker müssen einerseits die durch den Erddruck erzeugten horizontalen Kräfte im Gewölbe (direkter Lastabtrag) und andererseits die horizontalen Reibungskräfte in der Kontaktfläche zwischen Gewölbefuss und darunterliegendem Baugrund (indirekter Lastabtrag) aufnehmen.

Die Geometrie des Tunnels sowie die geplanten Massnahmen der Sohlabsenkung sind in den folgenden Abbildungen ersichtlich. Die massgebenden Koten wurden dabei aufgrund von Sondagen [24] bestimmt.

2.2.1 GHT I

Der Gewölbefuss des GHT I hat eine breite von 0.7 m und liegt im Ist-Zustand ca. 0.6 m unter OK Schotter. Für die Sohlabsenkung wird ein Aushub bis maximal ca. 0.3 m unter UK Gewölbefuss erstellt. Zuvor wird die Sickerleitung im Bereich des GHT I samt dem darüberliegenden Sickerkies vermörtelt.

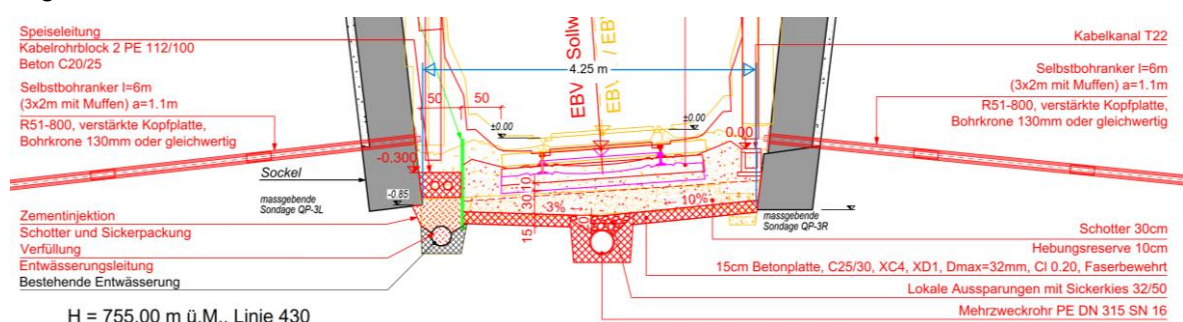


Abbildung 2-5: Planausschnitt Sohlabsenkung GHT I (massgebender Querschnitt)

2.2.2 GHT II

Der Gewölbefuss des GHT II hat eine breite von 0.9 m und liegt im Ist-Zustand ca. 0.7 m unter OK Schotter. Für die Sohlabsenkung wird ein Aushub bis maximal UK Gewölbefuss erstellt.

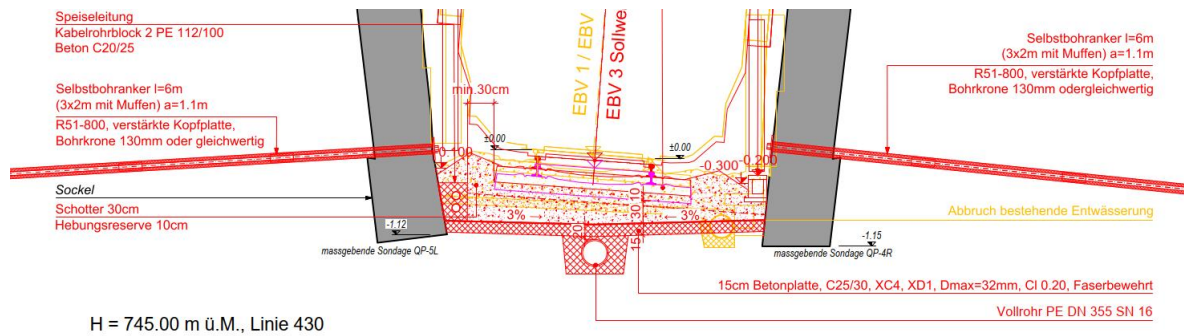


Abbildung 6: Planausschnitt Sohlabsenkung GHT II

3 Baustoffe und Materialkennwerte

3.1 Bestand

Tabelle 3-1: Materialkennwerte Bestand GHT I siehe Beilage 01.93 Projektbasis

Baustoff	Bemessungswert
Betonsteinmauerwerk	$E = 5'900 \text{ N/mm}^2$ $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $f_{xd} = 7.74 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,d} = 0.1 \text{ N/mm}^2$
Stampfbeton	$E = 10'000 \text{ N/mm}^2$ $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ $f_{xd} = 10.5 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,d} = 0.2 \text{ N/mm}^2$

3.2 Neubau

Tabelle 3-2: Materialkennwerte Projekt siehe Beilage 01.93 Projektbasis

Baustoff	Bemessungswert
Anker Sterobit R51-800	$E = 200'000 \text{ N/mm}^2$ $R_{i,k} = 640 \text{ kN}$ $\nu = 0.3$
Beton C25/30	$E = 32'000 \text{ N/mm}^2$ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ $f_{cd} = 16.5 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1 \text{ N/mm}^2$ $D_{max} = 16 \text{ mm}$

4 Geologie

Die geologischen Verhältnisse sind detailliert in der Beilage 10.05.02 Geologischer Bericht beschrieben. Im gesamten Projektperimeter steht direkt unter einer 2-3 m mächtigen Deckschicht die Moräne an. Somit liegt der bergmännisch erstellte Tunnel GHT I vollständig in der Moräne. Der Tunnel GHT II, welcher vermutlich im Tagbau erstellt wurde, liegt ebenfalls in der Moräne. Hinter dem Gewölbe ist jedoch vermutlich eine Hinterfüllung aus mehrheitlich umgelagerter Moräne vorhanden. Die Überlagerung besteht aus einer künstlichen Auffüllung.

4.1 Baugrundkennwerte

Im Rahmen des geologischen Berichts (siehe Beilage 10.05.02 Geologischer Bericht) wurden geologische Kennwerte mittels Triaxialversuchen bestimmt. Weil in der Moräne keine ungestörten Proben entnommen werden konnten, wurden die Prüfkörper für die Triaxialversuche aus den vollständig zerbohrten Bestandteile der Moräne neu aufgebaut. Dabei wurden ebenfalls alle Bestandteile mit Korngrösse grösser 20 mm entfernt. Die Kennwerte aus den Triaxialversuchen bilden somit nicht die tatsächlich vorhandenen Verhältnisse in situ ab. Insbesondere die Kohäsion kann in Situ deutlich grösser sein als der Laborwert.

Das die Kohäsion in Situ deutlich grösser ist, zeigt sich an den Erfahrungen aus der Fahrbahnerneuerung 2013, bei welcher direkt neben dem Fundamentfuss des Tunnelgewölbes ein Graben über die gesamte Länge des GHT I geöffnet wurde. Die Verhältnisse in Situ werden im Bericht "10.05.06 Detaillierte Einordnung der geotechnischen Verhältnisse" aufgezeigt und folgende geotechnischen Kennwerte für die Moräne hergeleitet. Die so hergeleiteten Bodenkennwerte der Moräne sind jedoch nur für die Grundbruchstabilität zu verwenden. Für die Nachweisführung im Tunnel werden folgende Kennwerte berücksichtigt:

Tabelle 4-1: Geologische Kennwerte (charakteristisch) Tunnel gem. 10.05.02 Geologischer Bericht

Schicht	Raumgewicht [kN/m³]	Reibungswinkel [°]	Kohäsion [kN/m²]	M _E Erstbelastung [MN/m²]	M _E Wiederbelastung [MN/m²]	Mantelreibung Anker τ [kN/m²]
Künstl. Auffüllung	20 (19-22)	30 (25-35)	0 (0-5)	- (10-40)	-	100

Tabelle 4-2: Geologische Kennwerte (charakteristisch) Tunnel gem. 10.05.06 Detaillierte Einordnung der geotechnischen Verhältnisse

Schicht	Raumgewicht [kN/m³]	Reibungswinkel [°]	Kohäsion [kN/m²]	M _E Erstbelastung [MN/m²]	M _E Wiederbelastung [MN/m²]	Mantelreibung Anker τ [kN/m²]
Moräne	21.5 (19-22.5)	38 (34-40)	20	60 (20-100)	180	175

4.2 Erddruckbeiwerte

Für die Ermittlung der Erddruckbeiwerte werden folgende Formeln verwendet

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_k)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi_k)}{1 + \sin(\varphi_k)}; \quad K_p = \frac{1 + \sin(\varphi_k)}{1 - \sin(\varphi_k)}$$

$$K_{a,erh.} = 0.5 * (K_a + K_0)$$

Tabelle 4-3: Erddruckbeiwerte

Schicht	Passiver Erddruck	Erdruchedruck	Aktiver Erddruck	Aktiv-erhöhter Erddruck
Künstl. Auffüllung	3.0	0.5	0.33	0.42
Moräne	4.2	0.38	0.24	0.31

4.3 Partialfaktoren

Für die Ermittlung der Baugrundwiderstände werden folgende allgemeine Partialfaktoren gemäss SIA 267 angesetzt.

Tabelle 4-4: Partialfaktoren gem. SIA 267

Baugrundwert		Partialfaktor γ_m allgemein nach Ziff. 5.3.2.3	
Raumlast des Bodens bzw. Fels	γ_e	$\gamma_\gamma = 1,0$	(1,0)
Tangens des Winkels der inneren Reibung	$\tan\varphi'$	$\gamma_\varphi = 1,2$	(1,1)
Kohäsion drainiert	c'	$\gamma_c = 1,5$	(1,3)
undrainierte Scherfestigkeit	c_u	$\gamma_{cu} = 1,5$	(1,3)
einaxiale Druckfestigkeit	q_u	$\gamma_{qu} = 1,5$	(1,3)

5 Einwirkungen

5.1 Bemessungsschnitt

Massgebend für den Nachweis der Sohlabsenkung ist der Bemessungsschnitt mit der grössten Überlagerung und somit der grössten Belastung des Tunnelgewölbes. Die grösste Überlagerung tritt beim GHT I in folgendem Schnitt auf und beträgt 10.2 m:

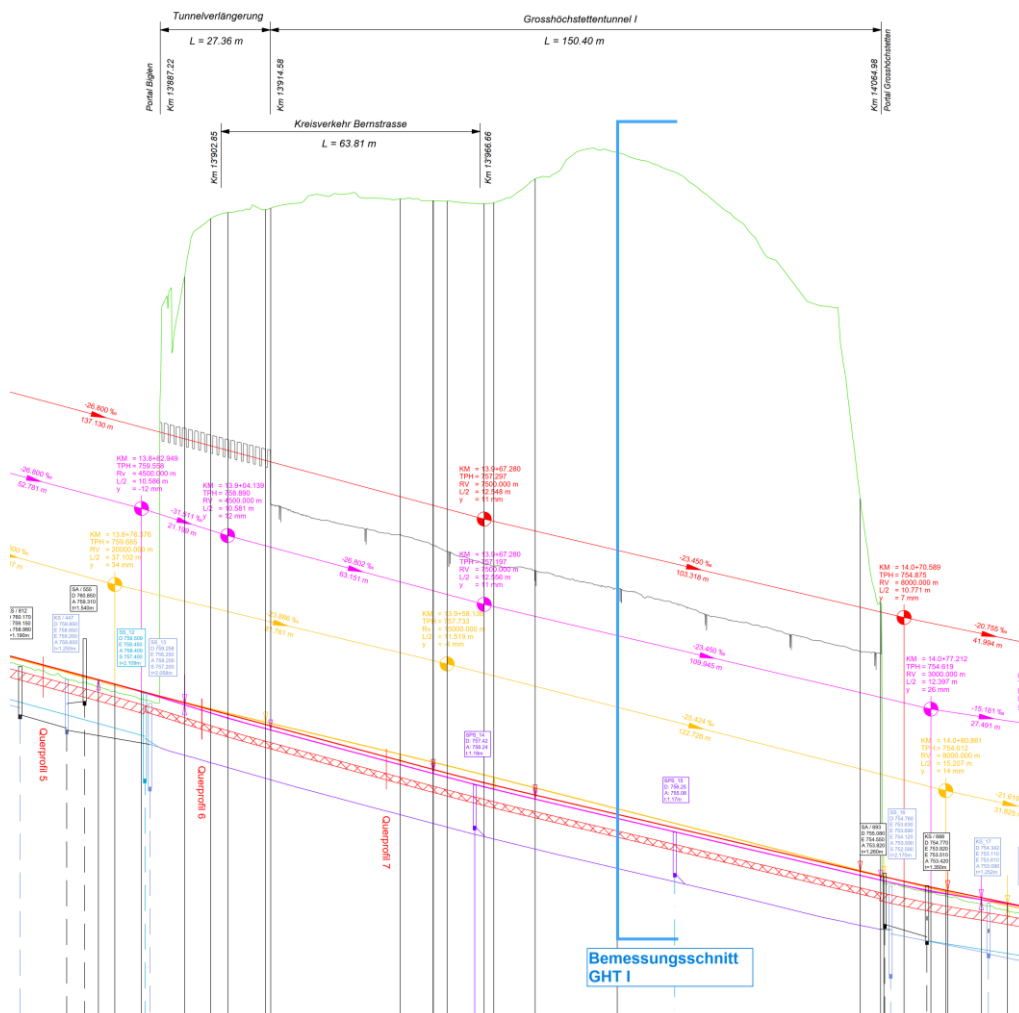


Abbildung 5-1: Längsschnitt GHT I und Bemessungsschnitt

5.2 Ständige Lasten

5.2.1 Auflast

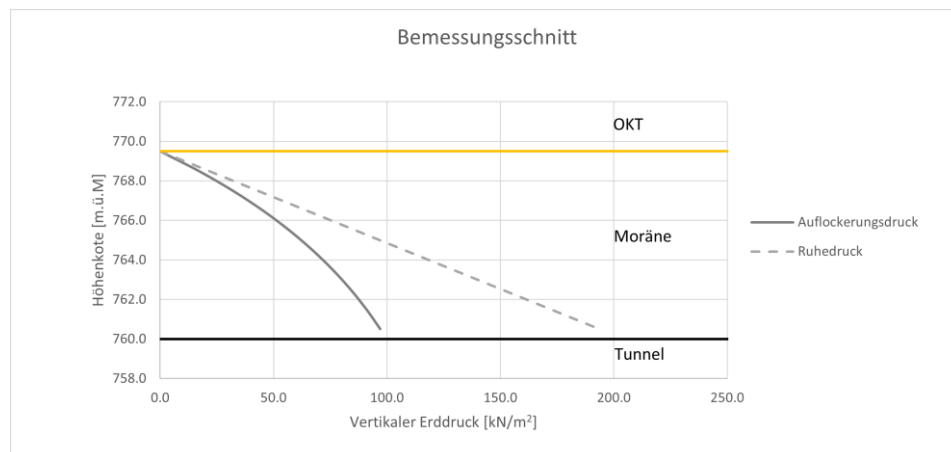
Gemäss SIA 197 kann die Silotheorie angewendet werden, wenn die Überlagerungshöhe mehr als das 1,5-Fache der Tunnelbreite beträgt. Dies ist ab einer Überlagerung von 9,5 m der Fall. Bei geringeren Überlagerungen ist der volle Überlagerungsdruck anzusetzen. Der maximale Überlagerungsdruck ohne Berücksichtigung der Silotheorie ergibt sich bei einer Überlagerung von 9.5m:

$$\sigma_v(z = 9.5m) = h_{\text{Überlag.}} \cdot \gamma_{\text{Moräne}} = 9.5m \cdot 21.5 \frac{kN}{m^3} = 204.25 \frac{kN}{m^2}$$

Die maximale Überlagerung beträgt 10.2 m. Der daraus resultierende maximale Silodruck liegt bei 103,4 kN/m² und ist damit deutlich geringer als der volle Überlagerungsdruck bei einer Überlagerungshöhe von 9,5 m.

Abschätzung Auflast mit Silotheorie

Geometrie			Schnitt 1
Reibungswinkel Parament	φ		38 °
Einflusswinkel Parament	β	45 - $\varphi/2$	26
Breite Tunnel	b		6 m
Höhe Tunnel	h		6.3 m
OK Tunnel	z_{OK}		760 m.ü.M.
Silobreite	B		12.1454 m
Länge Silokörper	L		∞ m
geometrischer Parameter	R	B / 2	6.07272 m
Auflast	σ_0		0 kN/m ²
Schicht 1			
Hangschutt			
Wichte	γ		21.5 kN/m ³
Reibungswinkel	φ		38 °
Kohäsion	c		20 kN/m ²
Horizontalspannungsbeiwert	λ	0.8 - 1	1 -
OK Schicht	z_{OK}		770.2 m.ü.M.
UK Schicht	z_{UK}		760 m.ü.M.
Schichtstärke	d	$z_{OK} - z_{UK}$	10.2 m
Auflockerungsdruck	σ_i	$\frac{\gamma R - c}{\lambda \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{d}{R} \lambda \tan \varphi}\right) + \sigma_{i-1} \cdot e^{-\frac{d}{R} \lambda \tan \varphi}$	103.4 kN/m ²
Erdruhedruck	$\sigma_{0,i}$	$\gamma \cdot d + \sigma_{0,i-1}$	219.3 kN/m ²



Massgebend wird somit der volle Überlagerungsdruck bei einer Überdeckung von 9.5 m (1,5-Fache der Tunnelbreite). Für die Bemessung wird eine Auflast von $\sigma_v (z = 9.5m) = 204.25 \frac{kN}{m^2}$ berücksichtigt.

5.2.2 Seitlicher Erddruck

Seitlich wird der aktiv-erhöhte Erddruck angesetzt.

5.3 Veränderliche Lasten

5.3.1 Lastmodell 1

Im Lastmodell 1 gem. SIA 261 Fig. 11 wirken zwei Achslasten Q_{k1} in einem Achsabstand von $a = 1.2 \text{ m}$ und mit einer Spurweite von $s = 2.0 \text{ m}$.

Im Bereich der Bernstrasse beträgt die Überdeckung ca. 7.5 m . Die Strassenverkehrslasten werden im Boden mit einem dem Winkel $\varphi = 30^\circ$ ausgebreitet:

Unter Berücksichtigung der Lastausbreitung im Erdreich wirkt die Verkehrslast auf OK Tunnel somit über folgende Fläche:

$$L' = s + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot H = 2 \text{ m} + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot 7.5 \text{ m} = 10.7 \text{ m}$$

$$B' = a + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot H = 1.2 \text{ m} + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot 7.5 \text{ m} = 9.9 \text{ m}$$

$$A = B' L' = 106 \text{ m}^2$$

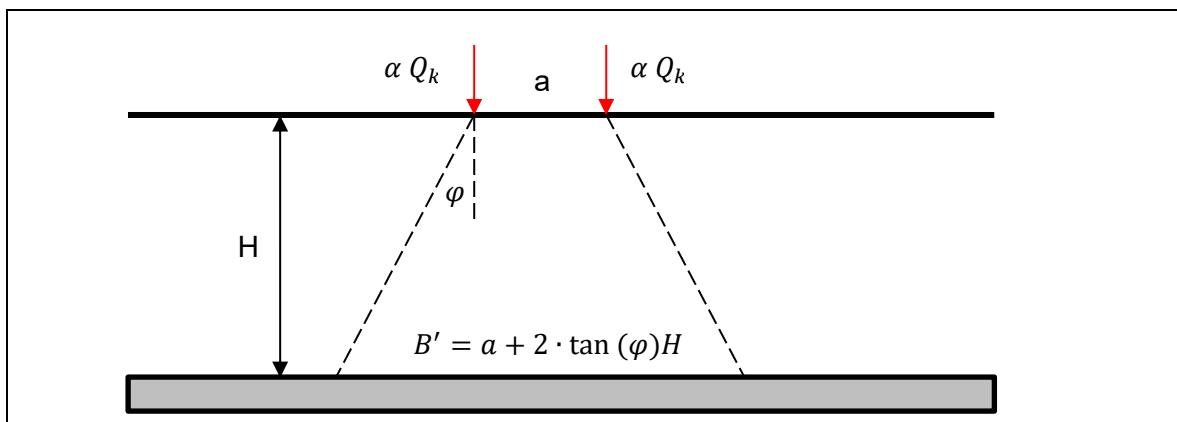


Abbildung 5-2: Lastausbreitung Strassenverkehrslasten

Auf Tunnelhöhe resultiert somit unter der Strasse folgende Flächenlast:

$$q_{LM1} = \frac{2 \alpha Q_{k1}}{A} + \alpha q_{k1} = \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 300 \text{ kN}}{106 \text{ m}^2} + 0.9 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 = 13 \text{ kN/m}^2$$

Im Berechnungsschnitt mit der grössten Überdeckung wird eine Überdeckung von 9.5 m berücksichtigt. Die Auflast ist in diesem Schnitt somit 2 m höher, als im Bemessungsschnitt unter der Strasse. Dadurch ergibt sich eine zusätzliche Auflast von:

$$q_A = \gamma \cdot \Delta H = 21.5 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 43 \text{ kN/m}^2 \gg q_{LM1} = 13 \text{ kN/m}^2$$

Der Bemessungsschnitt unter der Strasse ist somit nicht massgebend. Die Bemessung erfolgt am Schnitt mit der grössten Überlagerung und der Strassenverkehr wird nicht angesetzt.

5.3.2 Ausnahmetransportroute

Die Lastausbreitung der Last infolge Ausnahmetransport wird analog zur Abbildung 5-2 berücksichtigt.

Gemäss SIA 261/1 Fig. 9 und Fig. 10 wirkt infolge Ausnahmetransport eine Gesamtlast von $Q_k/2$ auf eine Fläche von 6 mal dem Achsabstand 1.8 m und eine Spurweite von 2 m.

Damit verteilt sich die Last auf OK Tunnel auf folgende Fläche:

$$L' = s + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot H = 2 \text{ m} + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot 7.5 \text{ m} = 10.7 \text{ m}$$

$$B' = 6 \cdot a + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot H = 6 \cdot 1.8 \text{ m} + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot 7.5 \text{ m} = 19.5 \text{ m}$$

$$A = B' L' = 209 \text{ m}^2$$

Es resultiert somit eine Flächenlast auf OK Tunnel von:

$$q_{AT} = \frac{Q_k/2}{A} = \frac{2400 \text{ kN} / 2}{209 \text{ m}^2} = 5.7 \text{ kN/m}^2$$

Im Berechnungsschnitt mit der grössten Überdeckung wird eine Überdeckung von 9.5 m berücksichtigt. Die Auflast ist in diesem Schnitt somit 2 m höher, als im Bemessungsschnitt unter der Strasse. Dadurch ergibt sich eine zusätzliche Auflast von:

$$q_A = \gamma \cdot \Delta H = 21.5 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 43 \text{ kN/m}^2 \gg q_{LM1} = 5.7 \text{ kN/m}^2$$

Der Bemessungsschnitt unter der Strasse ist somit nicht massgebend. Die Bemessung erfolgt am Schnitt mit der grössten Überlagerung und die Last infolge Ausnahmetransport wird nicht angesetzt.

5.4 Lastbeiwerte

Für den Grenzzustand Typ 2 werden die Lastbeiwerte gemäss SIA 269 und SIA 269/1 berücksichtigt.

Tabelle 5-1: Lastbeiwerte gem. SIA 269

Einwirkungen	Lastbeiwert	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen (inkl. Erdaufasten)				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup,act}$	1,05 ¹⁾	1,20 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf,act}$	0,95 ¹⁾	0,90 ¹⁾	1,00
¹⁾ $G_{k,act}$ wird entweder mit $\gamma_{G,sup,act}$ oder mit $\gamma_{G,inf,act}$ multipliziert, je nachdem, ob die Gesamtwirkung ungünstig oder günstig ist.				

5.5 Lastkombinationen

Die Nachweise der Tragsicherheit werden für folgende Grenzzustände durchgeführt:

- GZ Typ 2: Tragwiderstand des Tragwerks oder eines Bauteils

Gemäss SIA 260 gelten folgende Einwirkungskombinationen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$E_d = E \{ \gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d \}$$

Die verschiedenen Lastfälle und die berücksichtigten Grenzzustände sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Tabelle 5-2: Lastkombinationen

Lastfall	GZT	Einwirkungen	Lastbeiwerte
Lastfall 1	2	Überlagerung	1.20
		Eigengewicht	1.20
		Aktiv-erh. Erddruck	1.20
Lastfall 2	2	Überlagerung	0.90
		Eigengewicht	0.90
		Aktiv-erh. Erddruck	0.90

6 IST-Zustand

6.1 Bemessungsmodell

Vereinfacht wird der Tunnel als Stab-Feder Modell mit einer Breite von einem Meter modelliert. Es wird dabei angenommen, dass der Tunnel vollständig innerhalb der Moräne befindet. Für die Berechnung der Auflagersteifigkeiten und der radialen sowie tangentialer Bettung wird ein Wiederbelastungsmodul M'_E von 180 MPa angesetzt. Es wird zudem von einem gerissenen Querschnitt ausgegangen, wobei das Elastizitätsmodul auf ein Drittel der Materialkennwerte des Kapitels 3.1 reduziert ist.

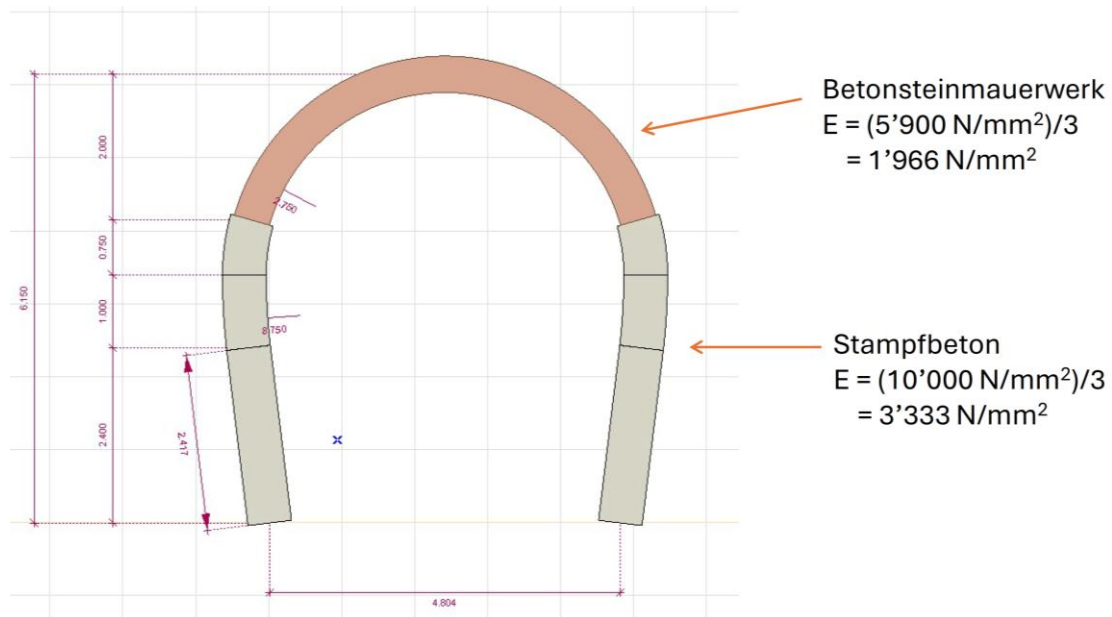


Abbildung 6-1: Statisches Modell

Die Bestimmung der Federkonstanten der Auflager erfolgt anhand der unten aufgeführten Formeln. Für die Berechnung werden die Breite B des Gewölbfusses sowie die Länge L des Tunnels des GHT I herangezogen, in welchem der Querschnitt unverändert bleibt. Die Tunnelverlängerung wird bei der Ermittlung der massgebenden Länge nicht berücksichtigt, da in diesem Bereich sowohl der Querschnitt als auch die Auflagerbedingungen vom restlichen Tunnel abweichen.

- Auflagersteifigkeit vertikal $k_{v,Auflager}$
 → $k_{v,Auflager} = M'_E \cdot (1/B + 1/L + 1/h) \cdot B$ nach Winkler mit:
 - $B = 0.7\text{m}$
 - $L = 150.4\text{m}$
 - $h = B/3 = 0.23\text{m}$
- Auflagersteifigkeit horizontal $k_{h,Auflager}$
 → starr bis Gleitwiderstand $F_{R,H}$ erreicht
 → Gleitwiderstand: $F_{R,H} = R_{\text{vertikal}} \cdot \tan(2/3\varphi)$

Die Bettung entlang des Tunnelgewölbes wird mittels Linienlager in AxisVM modelliert. Es werden folgende Bettungssteifigkeiten angesetzt:

Tabelle 6-1: Bettungssteifigkeit

Bereich	Bettung	
	Radial	Tangential
First	$k_{r,F} = \frac{M'_E}{r} = 65.5 \frac{MN}{m^3}$ mit $r = 2.75m$	$k_{t,F} = \tan\left(-\frac{1}{2}\varphi\right) * k_{r,F} = 22.6 \frac{MN}{m^3}$ mit $\varphi = 38^\circ$
Parament (gewölbt)	$k_{r,P} = \frac{M'_E}{r} = 20.6 \frac{MN}{m^3}$ mit $r = 8.75m$	$k_{t,P} = \tan\left(-\frac{1}{2}\varphi\right) * k_{r,P} = 7.1 \frac{MN}{m^3}$ mit $\varphi = 38^\circ$
Parament (gerade)	$k_{r,P} = \frac{M'_E}{\frac{1}{L} + \frac{1}{B} + \frac{1}{H}} = 301.2 \frac{MN}{m^3}$ mit $L = 150.4m; B = 2.4m; H = 0.8m$	$k_{t,P} = \tan\left(-\frac{1}{2}\varphi\right) * k_{r,P} = 103.7 \frac{MN}{m^3}$ mit $\varphi = 38^\circ$

Die radialen und tangentialen Bettungsreaktionen sind dabei auf folgenden Wert begrenzt:

- Radiale Bettung
 $F_{r,Grenzwert} = \gamma * h_{\text{Überl.}} * (K_p - K_{a,erh.}) = 773.4 \text{ kN/m}^2$
Mit $h_{\text{Überl.}} = 9.5m$
- Tangentiale Bettung
 $F_{t,Grenzwert} = K_{a,erh.} * \gamma * (h_{\text{Überl.}} + h_{\text{Tunnel}} / 2) * \tan(1/2 * \varphi) = 28.9 \text{ kN/m}^2$
Mit $h_{\text{Überl.}} = 9.5m; h_{\text{Tunnel}} = 6.15m$

6.2 Einwirkungen

Als vertikale Einwirkung wird der volle Überlagerungsdruck angewendet für eine Überlagerung von 9.5m. Die Einwirkung mit dem vollen Überlagerungsdruck für diese Tiefe ist deutlich höher als die Auflast nach Silotheorie für eine Überlagerung von 10.2m. Daher wird der volle Überlagerungsdruck angesetzt.

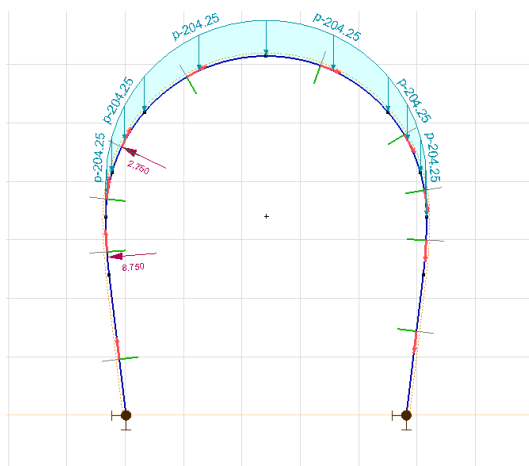


Abbildung 2: Volle Überlagerung

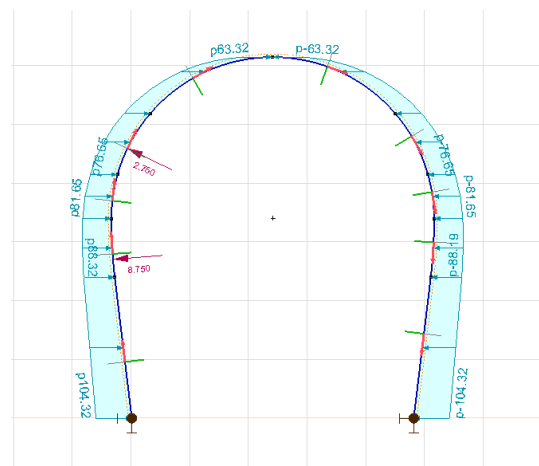


Abbildung 3: Aktiv-erhöhter Erddruck

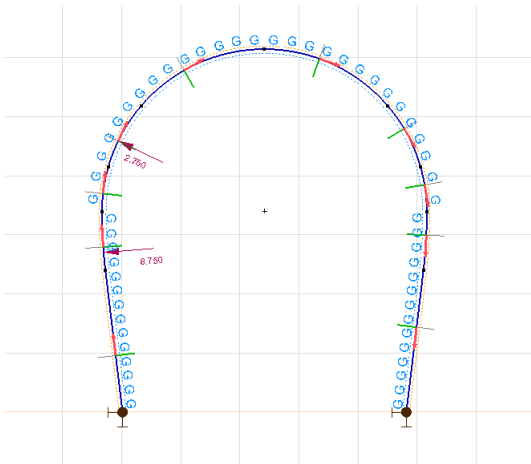
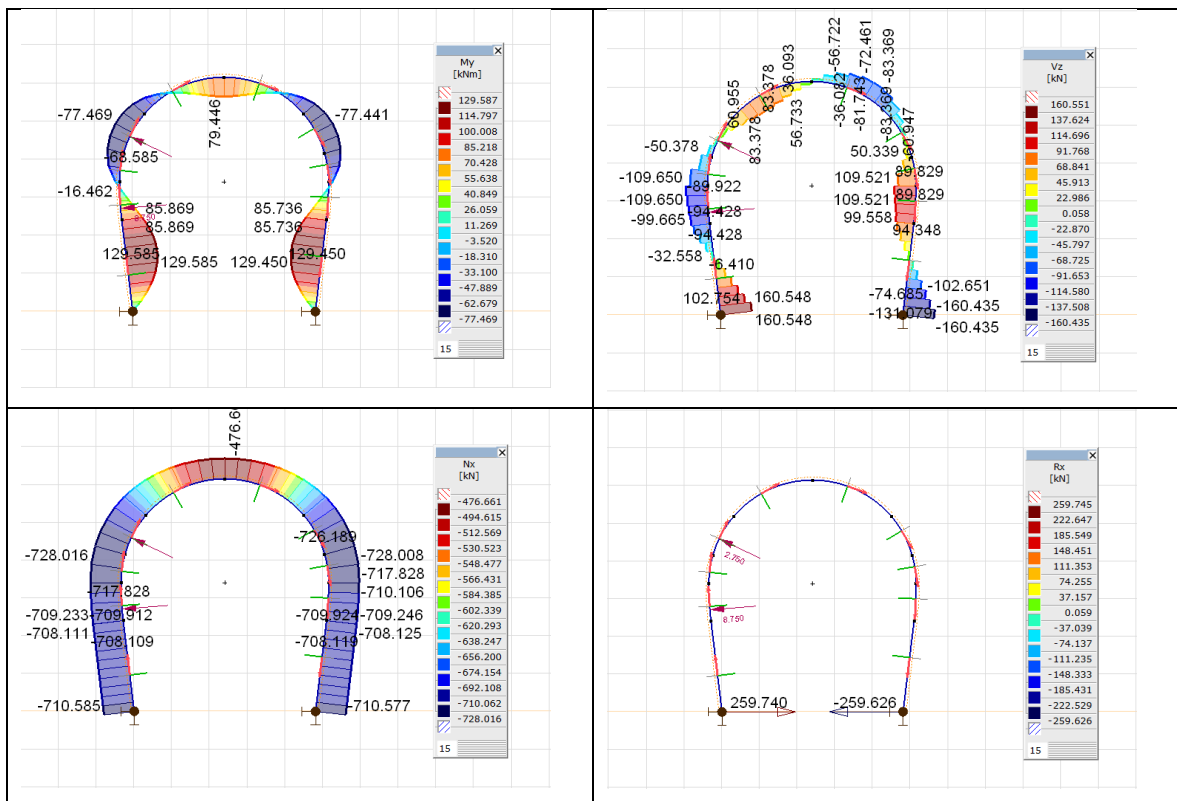


Abbildung 4: Eigengewicht

6.3 Schnittkräfte

6.3.1 Lastfall 1



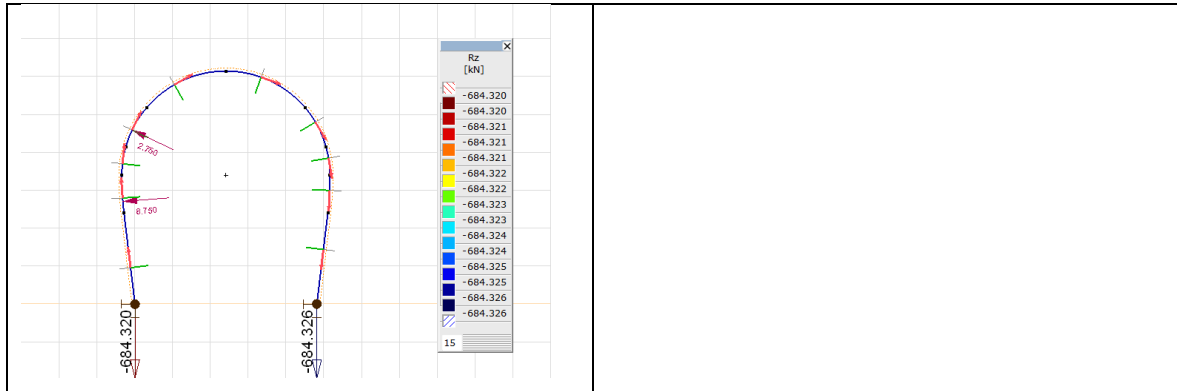
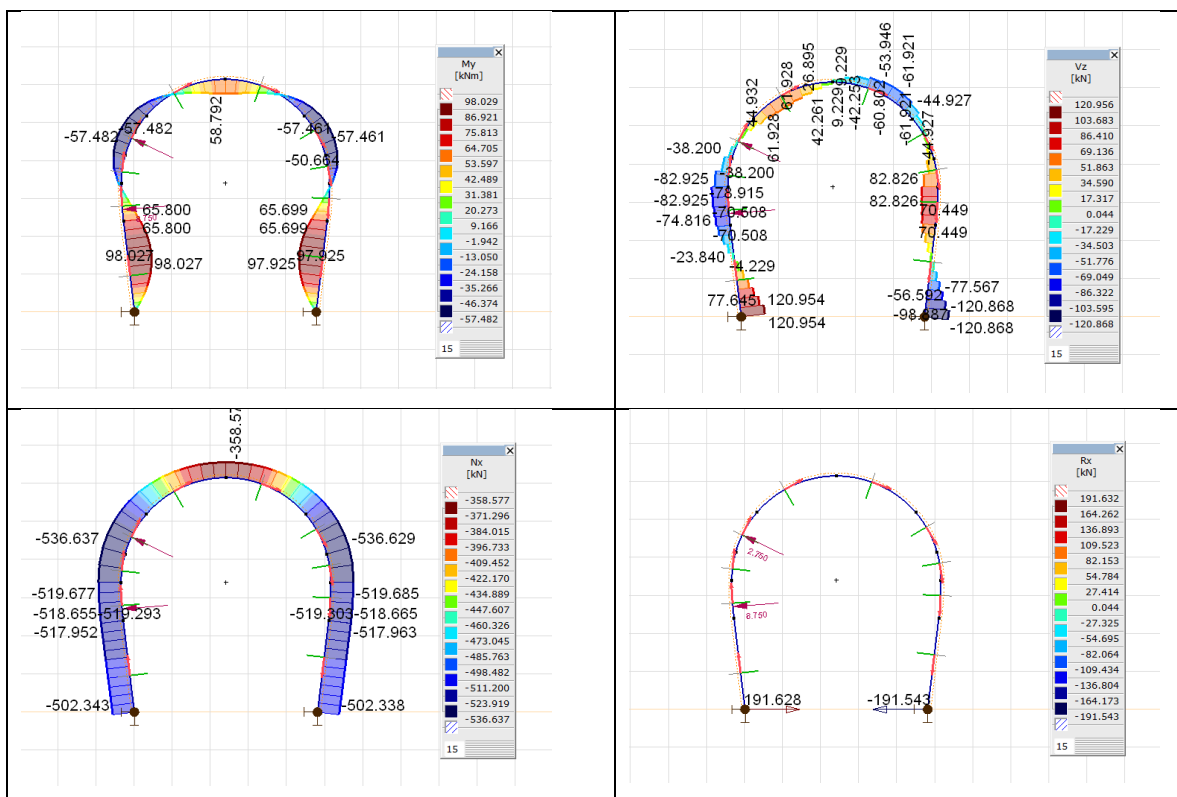


Tabelle 6-2: Schnittkräfte Lastfall 1

Bauteil	Max. Moment	Zugehörige Normalkraft	Max. Querkraft
First	79.5 kNm	-476.7kN	83.4 kN
Parament (Gewölbt)	77.5kNm	-706.5 kN	109.7 kN
Parament (Gerade)	129.6 kNm	-708.4kN	160.6 kN

6.3.2 Lastfall 2



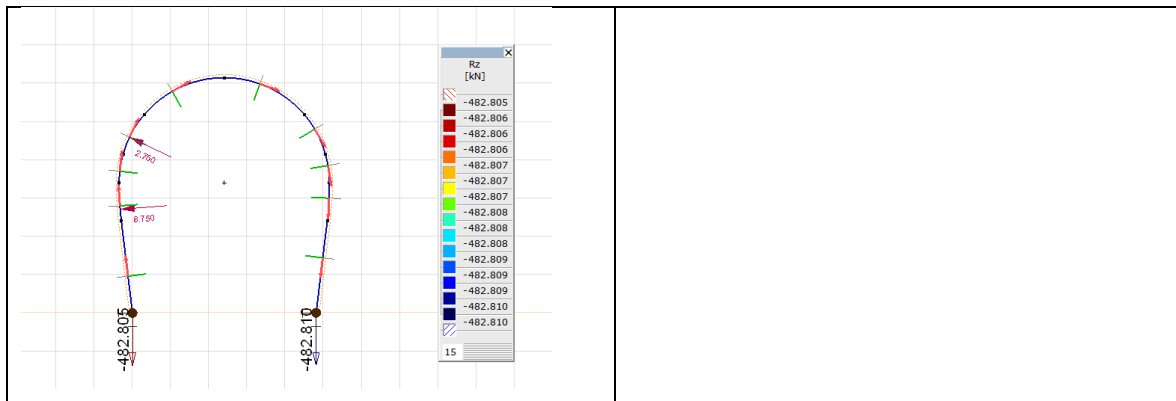


Tabelle 6-3: Schnittkräfte Lastfall 2

Bauteil	Max. Moment	Zugehörige Normalkraft	Max. Querkraft
First	58.8 kNm	-358.6 kN	61.9 kN
Parament (Gewölbt)	57.5 kNm	-526.2 kN	82.9 kN
Parament (Gerade)	94.2 kNm	-509.6 kN	121.0 kN

6.4 Biegenachweis

6.4.1 First - Betonsteingewölbe

Der Nachweis des Betonsteingewölbes im First erfolgt elastisch. Da das Mauerwerk grundsätzlich keine Zugfestigkeit aufweist, können Biegebeanspruchungen nur über eine mitwirkende Normalkraft aufgenommen werden. Risse können dadurch nicht vermieden werden. Für die Bestimmung des Momentenwiderstands wird folgende Formel verwendet:

$$M_{Rd,el} = N_d * \left(\frac{h}{2} - \frac{2 * N_d}{3 * f_{xd}} \right)$$

Spannung σ Dehnung ϵ

Riss

Zudem werden nach SIA 266/2 Ziffer 4.3.2.4 der Nachweis gegen Sprödbbruch sowie nach Ziffer 4.3.2.3 eine Überprüfung der Exzentrizität e_{zd} geführt.

Beschränkung Exzentrizität:

$$e_{zd} = \frac{M_d}{N_d} < \frac{t_w}{2} - 25mm = e_s$$

Nachweis Sprödbbruch:

$$N_d < N_s = 0.25 * t_w * l_w * f_{xd}$$

Die Nachweise werden mittels einem M-N Interaktionsdiagramm geführt. Dabei sind die oben erwähnten Begrenzung der Normalkraft bezüglich dem Spröbruch sowie die Beschränkung der Exzentrizität mitberücksichtigt.

Für den Nachweis werden folgenden Werte verwendet:

- Bauteildicke t_w : 500 mm
- Druckfestigkeit f_{xd} : 7.74 N/mm²

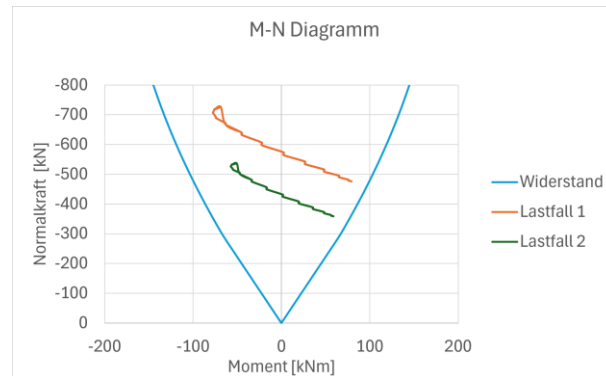


Abbildung 5: M-N Interaktionsdiagramm

Es wird ausserdem ein Nachweis der Risstiefe geführt. Es wird dabei angenommen, dass eine Risstiefe von einer halben Querschnittshöhe als unbedenklich eingestuft werden kann.

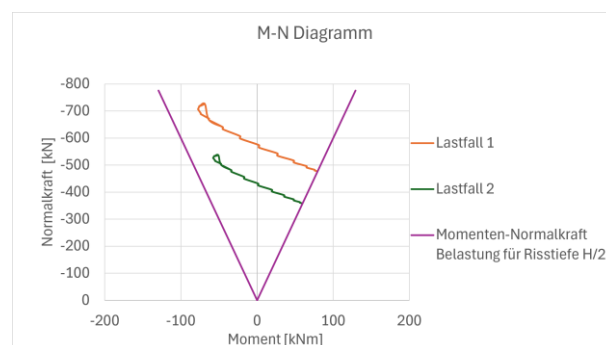
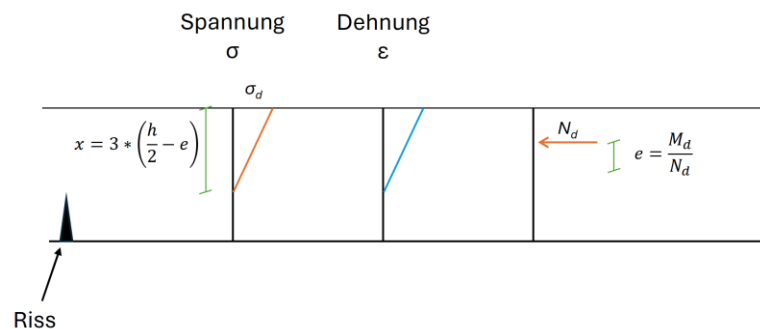
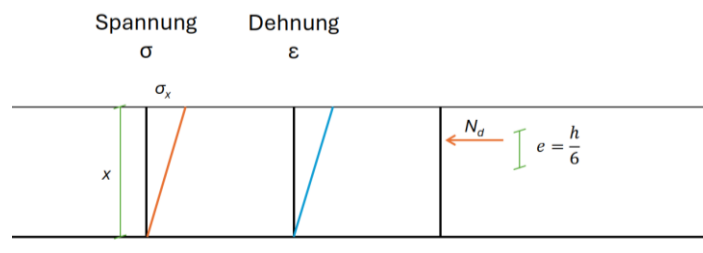


Abbildung 6: Risstiefenbeschränkung

6.4.2 Parament - Stampfbeton

Da der Stampfbeton grundsätzlich keine Zugfestigkeit aufweist, können Biegebeanspruchungen nur über eine mitwirkende Normalkraft aufgenommen werden. Risse können häufig nicht vermieden werden. Eine elastische Querschnittsbemessung ist zulässig, sofern die Exzentrizität innerhalb des Kerns liegt bzw. der Querschnitt vollständig überdrückt wird. Für die Bestimmung des elastischen Momentenwiderstands wird folgende Formel verwendet:

$$M_{Rd,el} = N_d * \frac{h}{6}$$



Dabei muss folgende Bedingung für die Exzentrizität eingehalten werden:

$$e_{zd} = \frac{M_d}{N_d} < \frac{h}{6}$$

Falls die Exzentrizität grösser ist, wird der plastische Momentenwiderstand bestimmt mit der unten aufgeführten Formel.

$$M_{Rd,pl} = N_d * \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8 * x}{2} \right)$$

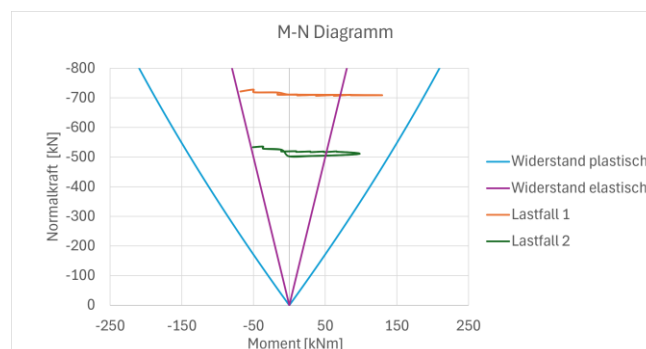
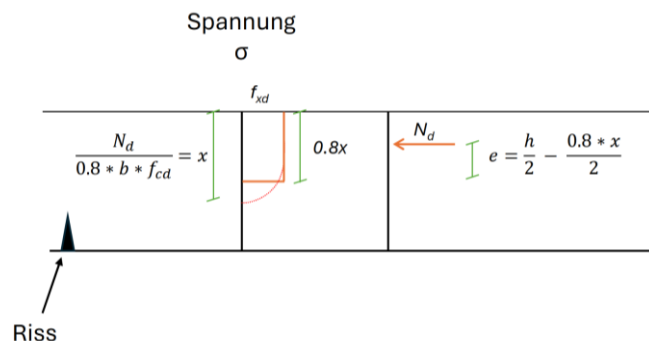


Abbildung 7: M-N Interaktionsdiagramm

Für den Nachweis werden folgenden Werte verwendet::

- Bauteildicke h: 600 mm
- Druckfestigkeit f_{cd} : 10.5 N/mm²

6.5 Querkraftnachweis

Der Querkraftnachweis wird nach Mohr-Coulomb geführt. Die maximal übertragbare Querkraft zwischen den Betonsteinen ist abhängig von der vorherrschenden Normalkraft.

$$V_{Rd} = N * \tan(\varphi) + c * l$$

Dabei wurde für das Betonsteingewölbe sowie für den Stampfbeton folgende Werte angenommen:

- $\Phi = 35^\circ$
- $c = 0 \text{ kPa}$

Lastfall	Min.Normalkraft $N_{d,min}$	Querkraftwid. V_{Rd}	Querkraft $V_{d,max}$	Ausnutzung η
1	476.7 kN	333.8 kN	160.6 kN	0.48
2	358.6 kN	251.1 kN	121.0 kN	0.48

7 Bauzustand Sohlabsenkung

7.1 Sohlabsenkung

Zur Einhaltung des geforderten Lichtraumprofils wird bei den beiden Grosshöchstettentunnel I und II eine Sohlabsenkung erforderlich. Durch diese Absenkung wird der vorhandene Gewölbefuss temporär seitlich freigelegt. Zur Sicherung dieses Bauzustandes werden die Gewölbefüsse mit horizontalen ungespannten Zugankern (Bodennägeln) alle 1.1m gesichert. Diese Anker müssen einerseits die durch den Erddruck erzeugten horizontalen Kräfte im Gewölbe (direkter Lastabtrag) und andererseits die horizontalen Reibungskräfte in der Kontaktfläche zwischen Gewölbefuss und darunterliegendem Baugrund (indirekter Lastabtrag) aufnehmen. Diese Reibungskräfte entstehen durch die nach innen (und unten) gerichteten Bodenverformungen, welche bei der Einleitung der vertikalen Kräfte zusammen mit dem Aushub für die Sohlabsenkung auftreten. Diese nehmen zusammen mit dem Aushub kontinuierlich zu. Sie sind zu Beginn grösstenteils elastisch. Mit zunehmender Aushubtiefe vergrössern sich die plastischen Anteile. Aufgrund der Aushubgeometrie sind diese Verformungen immer nach innen und unten gerichtet (Ausbildung eines Gleitkreis).

Die oben beschriebenen horizontalen Reibungskräfte stabilisieren den potenziellen Gleitkörper und verhindern das Ausbilden eines (nach innen gerichteten) Grundbruchs unter dem Gewölbefundament. Diese Reibungskräfte müssen zusätzlich zum Erddruck durch die Anker aufgenommen werden. Da es sich dabei um einen verformungsabhängigen Lastabtragung handelt, muss nachgewiesen werden, dass die horizontale Steifigkeit des Ankers grösser ist als diejenige des Gewölbefusses.

7.2 Geometrie

Die Geometrie des Tunnels sowie die geplanten Massnahmen der Sohlabsenkung sind in der folgenden Abbildung ersichtlich. Der massgebende Querschnitt liegt dabei im GHT I. Der Gewölbefuss hat eine breite von 0.7 m und liegt im Ist-Zustand ca. 0.6 m unter OK Schotter. Für die Sohlabsenkung wird ein Aushub bis maximal ca. 0.3 m unter UK Gewölbefuss erstellt. Die vorgängig erstellte Vermörtelung der Sickerleitung inkl. dem darüberliegenden Sickerkies wird bei der Betrachtung vernachlässigt.

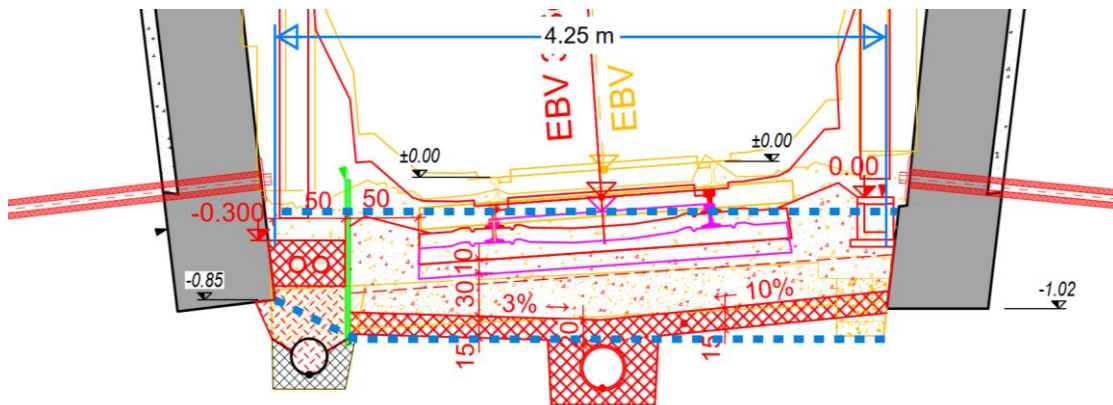


Abbildung 7-1: Planausschnitt Sohlabsenkung GHT I, massgebender Querschnitt

Die Geometrie wird für die folgende Betrachtung wie folgt vereinfacht:

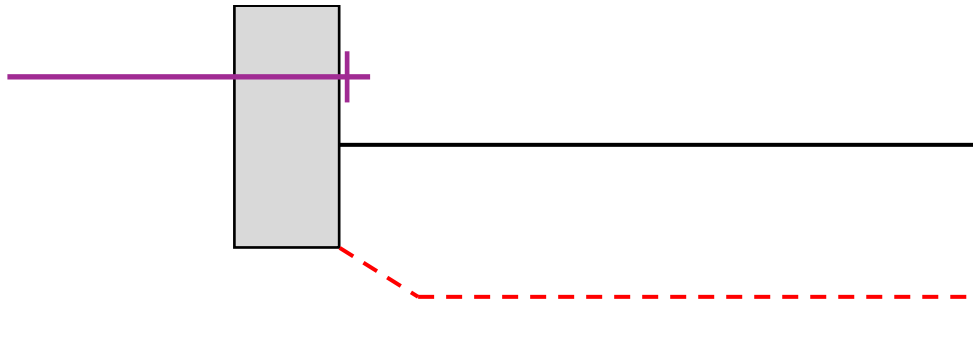


Abbildung 7-2: Vereinfachte Darstellung Sohlabsenkung

7.3 Baugrundmodell und Bruchmechanismus

Mit dem Aushub seitlich des Gewölbefusses kommt es im Baugrund zu einer Kraftumlagerung. Diese Kraftumlagerung wird im folgenden anhand des Bauablaufes aufgezeigt und die resultierenden Kräfteumlagerungen sowie Verformungen werden abgeschätzt. Dazu werden die elastischen Steifigkeiten des Baugrundes sowie des ungespannten Ankers wie folgt abgeschätzt.

7.3.1 Horizontale Steifigkeit eines ungespannten Ankers

Ermittlung der axialen Ankersteifigkeit pro Anker gemäss 1)

Gegebene Parameter:

Freie Länge	$L_f = 1.0 \text{ m}$
Verpresste Länge	$L_b = 5.0 \text{ m}$
Ankerquerschnitt	$A_s = 700 \text{ mm}^2 = 7.0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
Durchmesser Verpresskörper	$d = \varnothing_{Bohr} \cdot a = 0.13 \text{ m} \cdot 1.5 = 0.195 \text{ m}$ $r = d/2 = 0.0975 \text{ m}$
Poissonzahl Boden	$\nu = 0.3$
Elastizitätsmodul Stahl	$E = 200 \text{ GPa}$
Elastizitätsmodul Boden	$M_E = 40 \text{ MN/m}^2$ (Wert gem. Beilage 10.05.02 Geologischer Bericht)

Steifigkeit der freien Ankerlänge

$$k_{frei} = E \cdot A_s / L_f = 140 \text{ MN/m/m}$$

Bodensteifigkeit (Randolph & Wroth [21])

Schubmodul Boden:

$$G = M_E / [2 \cdot (1 + \nu)] = 15.4 \text{ MN/m}^2$$

Steifigkeit verpresste Länge:

$$k_{verpresst} = (2\pi \cdot G \cdot L_b) / \left(\ln \left(\frac{L_b}{r} \right) - 0.5 \right) \approx 140 \text{ MN/m}$$

Gesamtsteifigkeit des Ankers

Serielle Kopplung der Steifigkeiten:

$$1/k_{ges} = 1/k_{frei} + 1/k_{verpresst}$$

$$k_{ges} \approx 70 \text{ MN/m}$$

Unter Berücksichtigung des Ankerabstandes von $a = 1.10 \text{ m}$ ergibt sich eine Steifigkeit der Verankerung pro Laufmeter von:

$$k_A = k_{ges}/a = 70 \text{ MN/m} / 1.1 \text{ m} = 63.6 \text{ MN/m /m'}$$

7.3.2 Horizontale Steifigkeit eines Streifenfundaments (Gewölbefuss)

Berechnung der horizontalen Steifigkeit eines starren Streifenfundaments auf einem linear-elastischen, isotropen Halbraum. Die Bodensteifigkeit ist über den Verformungsmodul M_E gegeben.

Annahmen:

- Unendlich langes Streifenfundament (ebener Verzerrungszustand)
- Linear-elastischer, homogener Halbraum
- Vollständiger Kontakt Fundament–Boden
- Kleine Verformungen

Gegebene Parameter:

$$\text{Fundamentbreite } B = 70 \text{ cm} = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Bodenverformungsmodul } M_E = 40 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Querdehnzahl } \nu = 0.30$$

Zusammenhang der Materialkennwerte:

Für den elastischen Halbraum wird der Verformungsmodul M_E als Ersatz-Elastizitätsmodul angesetzt. Der zugehörige Schubmodul lautet:

$$G = M_E / [2 \cdot (1 + \nu)]$$

Horizontale Steifigkeit:

Horizontale Steifigkeit pro Meter Fundamentlänge gemäss Gazetas[22] und Vlasov[23]

$$k_h = (2 \cdot G \cdot B) / (2 - \nu)$$

Berechnung:

$$\text{Für } M_E = 40 \text{ MN/m}^2:$$

$$G = 15.38 \text{ MN/m}^2$$

$$k_h = 12.67 \text{ MN/m}' \text{ pro m Fundamentlänge}$$

7.3.3 Vergleich der beiden Steifigkeiten

Aus den oben ermittelten Steifigkeiten ist ersichtlich, dass die (elastische) Steifigkeit des ungespannten Ankers rund 5 Mal grösser ist als die (horizontale) Steifigkeit des Baugrunds beim Gewölbefuss. Somit kann gewährleistet werden, dass die (zusätzliche) Reibungskraft am Gewölbefuss, welche bei der Ausbildung eines Gleitkreis unter dem Fundament entsteht, von Beginn weg in den Anker übertragen werden kann.

7.3.4 Bauablauf Sohlabsenkung

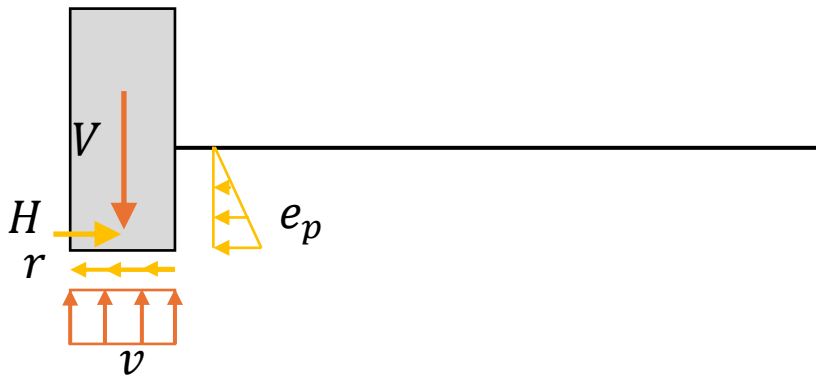
Im Folgenden wird der Bauablauf der Sohlabsenkung schrittweise erläutert und für jeden Zustand werden die wirkenden Kräfte aufgezeigt sowie die resultierenden Verformungen an vereinfachten Modellen plausibilisiert.

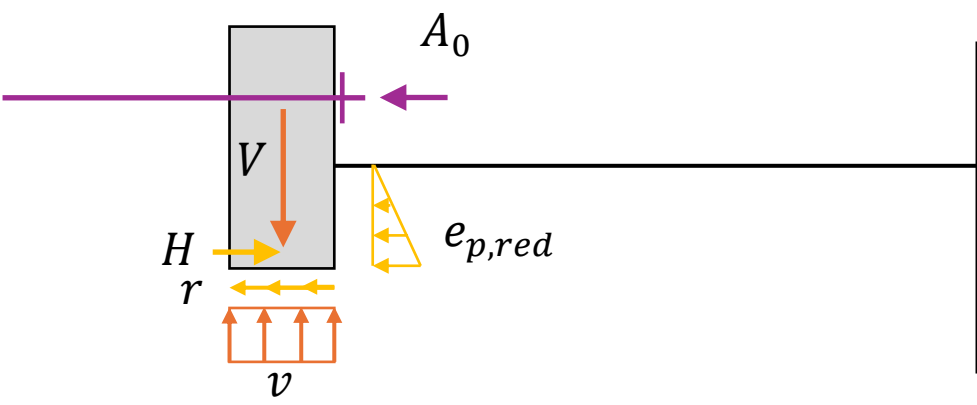
Die Kräfte werden jeweils als Einwirkungen auf den Fundamentkörper dargestellt.

Der Nachweis wird am QP mit der höchsten Lage des Gewölbefusses gem. Sondagen geführt. Daraus ergibt sich der ungünstigste Zustand für den Nachweis der Sohlabsenkung.

Die Auflagerkräfte am Gewölbefuss werden anhand eines Stab-Feder-Modelles am Ort der grössten Belastung ermittelt. Die maximalen Auflagerkräfte am Gewölbefuss auf design Niveau betragen gem. Kapitel 6.3.1

$$V_d = 684 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; H_d = 260 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Schritt 0 – Ist-Zustand	
Im Ist-Zustand ist der Gewölbefuss gleisseitig ca. 0.60 m überdeckt mit Schotter. Die vertikale Kraft V wird über die Bodenpressung v in den Baugrund abgeleitet. Die horizontale Kraft H wird einerseits über einen passiven Erddruck auf der Gleisseite und andererseits über Reibung unter dem Fundamentfuss in den Baugrund eingeleitet.	
	
$V = 684 \text{ kN/m}$ $H = 260 \text{ kN/m}$	$v = V/b = 977 \text{ kN/m}^2$ $H = r + e_p$

Schritt 1 – Anker	
Als erster Schritt wird ein horizontaler Selbstbohranker eingebohrt. Der Anker wird mit einer Ankerkopfplatte kraftschlüssig auf die Innenschale angeschlossen und leicht angespannt (Kraftschlüssiger Verbund / Aktivierung Verpresskörper). Der Anker übernimmt somit einen Anteil der horizontalen Einwirkung H und der gleisseitige Erddruck wird um die Ankerkraft reduziert.	
	
$V = 684 \text{ kN/m}$ $H = 260 \text{ kN/m}$ $A_0 = 50 \text{ kN/m}$	$v = V/b = 977 \text{ kN/m}^2$ $H = r + e_{p,red} + A_0$

Schritt 2.1 – Aushub bis UK-Gewölfbefuss

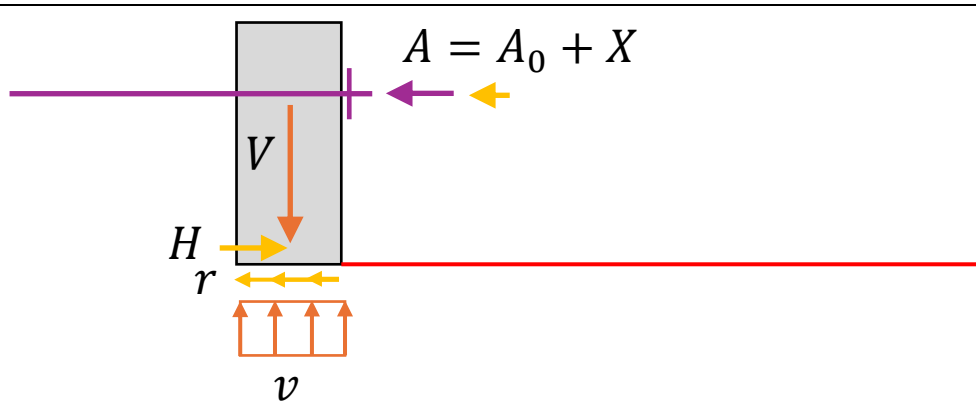
Der gleisseitige Erddruck entfällt und diese Kraft wird entsprechend der Steifigkeitsverhältnisse zwischen Rückverankerung und horizontaler Bettung am Fundamentfuss in den Anker sowie den Baugrund unter dem Fundamentfuss umgelagert. Die Steifigkeit des Ankers wird unter Berücksichtigung des Ankerabstandes von $a = 1.1 \text{ m}$ noch abgemindert:

Steifigkeit Anker (gem. 7.3.1): $k_A = k_{ges}/a \cong 63.6 \text{ MN/m/m}$

Horizontale Steifigkeit Baugrund (gem. 7.3.2): $k_B \cong 12.7 \text{ MN/m/m}$

Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse $n = k_A/(k_A + k_B) \cong 83\%$ übernimmt der Anker ca. 83% der umgelagerten Last.

Da die Auflast gleisseitig reduziert wird, nimmt zudem die horizontale Bettungssteifigkeit des Baugrunds unter dem Fundamentfuss ab.



$$V = 684 \text{ kN/m}$$

$$H = 260 \text{ kN/m}$$

$$A_0 = 50 \text{ kN/m}$$

$$A = A_0 + X$$

$$v = V/b = 977 \text{ kN/m}^2$$

$$H = r + A = r + A_0 + X$$

Schritt 3.2 – Aushub bis UK-Gewölbfuss - Kraftumlagerung

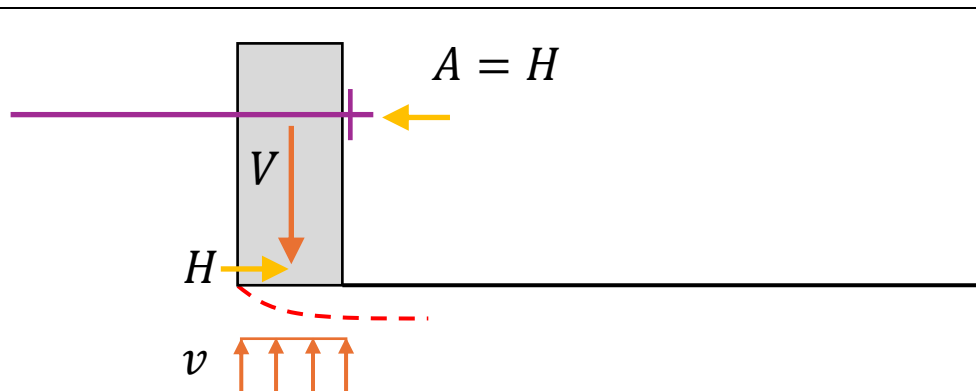
Aufgrund der Kraftumlagerung nimmt die horizontale Kraft in der Fuge zwischen Gewölbfuss und Baugrund zu. Da die Auflast gleisseitig reduziert wird, nimmt zudem die horizontale Bettungssteifigkeit des Baugrunds unter dem Gewölbfuss ab.

Dadurch kommt es unter dem Gewölbfuss zu plastischen Verformungen, welche sich aufgrund der Bruchkinematik direkt unter dem Gewölbfuss nur gegen das Tunnelinnere bewegen können. Die plastischen Verformungen unter dem Gewölbfuss reduzieren die horizontale Steifigkeit der Fundamentfussgründung gegenüber der elastischen Steifigkeit noch einmal deutlich und es ergibt sich eine weitere Umlagerung der horizontalen Kraft H im Fundamentfuss in den Anker.

Wenn sich die plastischen Verformungen in Richtung des Bruchzustandes ausdehnen reduziert sich die Steifigkeit der Fundamentfussgründung gegen Null. Als Grenzwertbetrachtung kann somit angenommen werden, dass die gesamte horizontale Einwirkung durch den Anker aufgenommen wird. Unter Berücksichtigung der Steifigkeit des gebetteten Ankers resultieren Verformungen im Bereich von ungefähr:

$$s \cong A/k_A = 260 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / 63.6 \text{ MN/m/m} \cong 4.1 \text{ mm}$$

Aufgrund der hohen Steifigkeit des Ankers im Vergleich zum Baugrund, erfolgt somit eine Kraftumlagerung in den Anker. Die resultierenden Verformungen am Gewölbfuss infolge dieser Kraftumlagerung sind klein und stellen für den Gewölbfuss somit weder eine Gefährdung der Tragsicherheit noch der Gebrauchstauglichkeit dar.



$$V = 684 \text{ kN/m}$$

$$H = 260 \text{ kN/m}$$

$$A = H = 260 \text{ kN/m}$$

$$v = V/b = 977 \text{ kN/m}^2$$

Schritt 4 – Aushub bis UK-Sohlabsenkung

Mit dem gleisseitigen Aushub unter UK Gewölbefuss nehmen die plastischen Verformungen im Baugrund unter dem Gewölbefuss zu. Die Verformung des Baugrundes kann sich nur in Richtung Tunnel ausbilden. Der Gewölbefuss wird jedoch durch den Anker gehalten. Daraus ergibt sich eine Relativverschiebung zwischen Baugrund und Gewölbefuss, wobei sich der Baugrund stärker gegen den Tunnelmittelpunkt verschiebt als der rückgehaltene Gewölbefuss.

Unter Berücksichtigung der vertikalen Kraft in der Fuge wird eine Reibungskraft r zwischen Gewölbefuss und Baugrund aktiviert, welche rückhalten auf den Baugrund wirkt. Aus Gleichgewichtsgründen muss die Reaktionskraft am Gewölbefuss Richtung Tunnelmittelpunkt zeigen und vergrößert somit die wirkende Ankerkraft. Der Anker muss somit auf die aus den äusseren Belastungen (Erddruck) wirkenden Resultierenden $H_d=260\text{kN}$ sowie die zusätzlich mobilisierte Reibungskraft am Fundamentfuss $r_d=105\text{kN}$ bemessen werden.

Unter Berücksichtigung der Steifigkeit des gebetteten Ankers kann die Verschiebung des Ankerkopfs bei dieser Ankerkraft abgeschätzt werden:

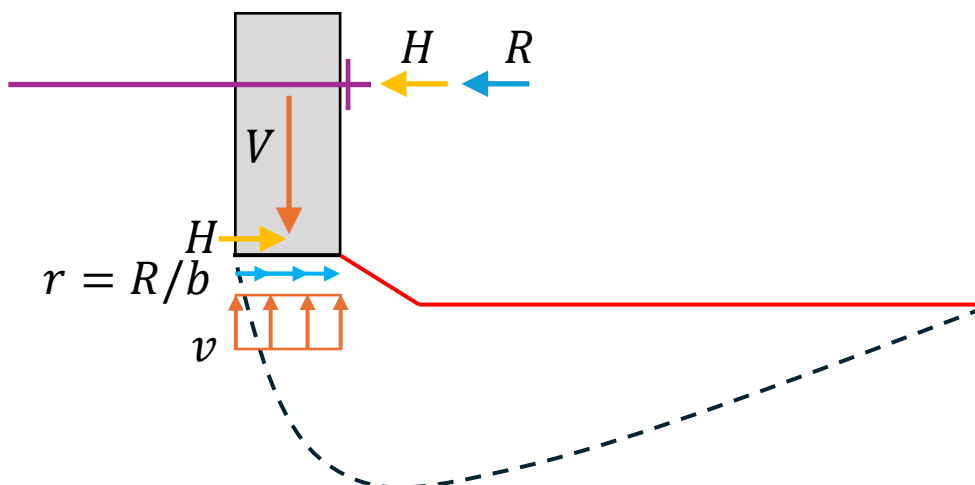
$$s_h \cong A/k_A = 365 \frac{kN}{m} / 63.6 \text{ MN/m/m} \cong 5.7 \text{ mm}$$

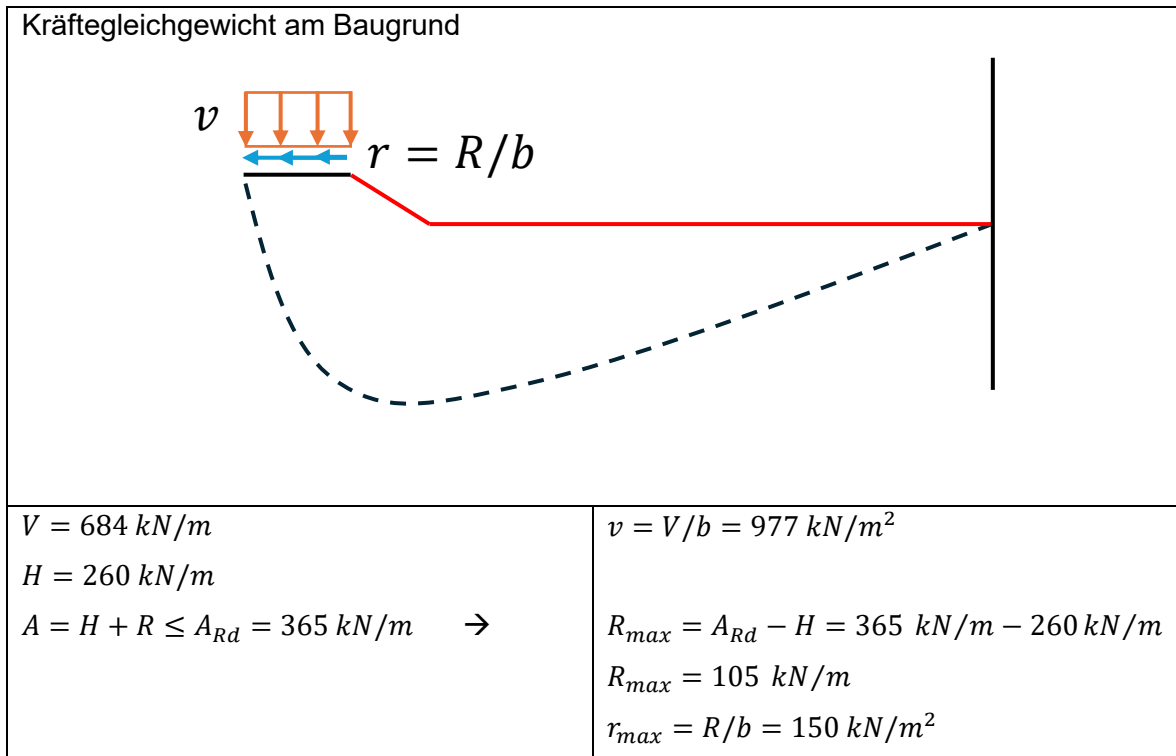
Die resultierende Verschiebung am Gewölbefuss infolge dieser Kraftumlagerung ist klein und stellt für den Gewölbefuss somit weder eine Gefährdung der Tragsicherheit noch der Gebrauchstauglichkeit dar.

Infolge der Reduktion der seitlichen Einbindung des Gewölbefusses durch den Aushub reduziert sich auch die vertikale Bettungssteifigkeit unter dem Gewölbefuss. Durch die Reduktion der Bettungssteifigkeit kann es zu kleinen Setzungen kommen. Dies würde jedoch direkt zu einer Reduktion der vertikalen Einwirkung führen, da durch die Setzungen einerseits die Auflast auf das Tunnelgewölbe reduziert wird (Silotheorie) und andererseits eine Reibungskraft zwischen Tunnelwand und Baugrund aktiviert wird. Dadurch wird die Spannung unter dem Gewölbefuss reduziert. Vertikale Setzungen infolge des Aushubs sind somit von untergeordneter Bedeutung.

In der Ausführung sind die horizontalen und vertikalen Verschiebungen am Gewölbefuss sowie an weiteren Messpunkten im Gewölbe zu überwachen. Dazu wird im Rahmen der Ausführungsplanung ein Mess- und Überwachungskonzept erstellt.

Kräftegleichgewicht am Gewölbefuss:





7.4 Grundbruchnachweis

Der Nachweis wird mit den Formeln nach Terzaghi in DC-Fundament geführt. Wie in Kapitel 7.3 aufgezeigt, wird dabei eine Reibungskraft zwischen Gewölbefuss und Bauwerk aktiviert, welche rückhaltend auf den Baugrund wirkt. Diese wird im Berechnungsmodell des Grundbruchs eingeführt und es wird die horizontale Kraft bestimmt, die erforderlich ist, um den Grundbruchmechanismus zu verhindern.

Im Modell wurde seitlich des Fundaments ein Boden definiert, der den Grundbruchmechanismus gezielt in den Tunnel lenken soll. Die Bodenkennwerte des Bodens „Belastung“ wurden so gewählt, dass keine horizontalen Erddrücke entstehen, welche das Fundament zusätzlich beanspruchen. Der Boden wirkt somit ausschliesslich als vertikale Einwirkung bzw. als Widerstand gegen einen nach aussen gerichteten Grundbruch. Auf das Fundament wirken die maximalen vertikalen Auflagerkräfte von $V_d = 684.3 \text{ kN/m}$ aus dem Bemessungsmodell für den IST-Zustand, siehe Kapitel 6.3.1.

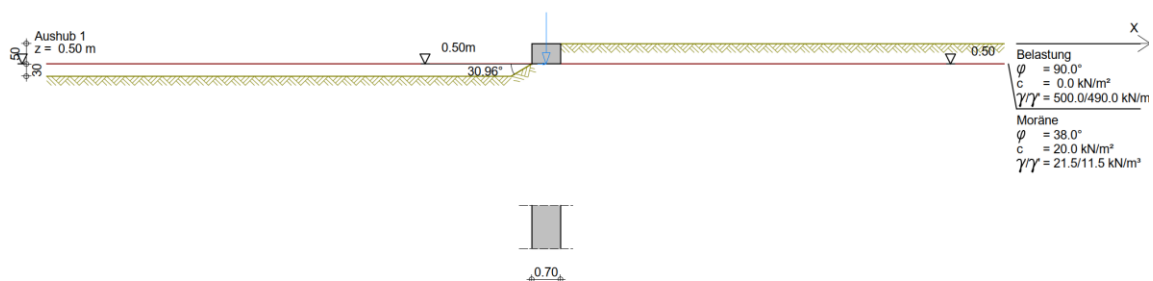


Abbildung 7-3: Modell Grundbruchnachweis

Der Nachweis erfolgt mit den Tragfähigkeitsformeln von Terzaghi. Es wird dabei die horizontale Kraft ermittelt, welche benötigt wird um den Grundbruchmechanismus zu verhindern.

Nachweis der Grundbruchsicherheit im GZ Typ 2

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 2, maßgebende Richtung: -x
 Böschung von 0.00 m bis 0.50 m, Höhe -0.30 m

Belastung	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 684.30 kN/m	684.30 kN/m
Horizontallast H	= -105.00 kN/m	-105.00 kN/m
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	= -0.15	

Abmessungen

Böschungsneigung β (verändert, siehe Hinweis)	= 7.48 °
Einbindetiefe d	= 0.00 m
Ersatzbreite b'	= 0.70 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	= 6.55 m	
Tiefe der Grundbruchfigur	= 1.90 m	
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	= 21.50 kN/m³	21.50 kN/m³
γ unterhalb Gründungssohle	= 21.50 kN/m³	21.50 kN/m³
Reibungswinkel ϕ	= 38.00 °	33.07 °
Kohäsion c	= 20.00 kN/m²	13.33 kN/m²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_c, N_q, N_γ	= 38.86 26.30 29.65	
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_q, i_γ	= 1.45 1.44 1.65	
Formbeiwerte s_c, s_q, s_γ	= 1.00 1.00 1.00	
Tiefenbeiwerte d_c, d_q, d_γ	= 1.00 1.00 1.00	
Geländeneigungsbeiwerte g_c, g_q, g_γ	= 0.95 0.71 0.71	

Grundbruchspannung p_d	= 977.05 kN/m²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	= 683.94 kN/m
Bemessungswert Beanspruchung N_d	= 684.30 kN/m

Nachweis: $N_d / R_d = 1.00 = 1.0$

*** Nachweis erfüllt ***

Hinweis: Die Böschungshöhe wurde auf 1/3 der verbleibenden Breite der Grundbruchfigur mit $b = 5.85$ m angesetzt, da die Geländeneigungsbeiwerte für unendlich ausgedehnte Böschungen gelten.

Es wird dabei eine horizontale Kraft gegen das Tunneläussere von $R_d = 105$ kN benötigt damit der Grundbruchnachweis knapp erfüllt ist. Diese Kraft muss durch Reibung zwischen Boden und Fundament auf das Gewölbe übertragen werden.

Reibungsnachweis:

$$R_d = 105 \text{ kN} \leq 323.9 \text{ kN} = V_d * \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) = R_H$$

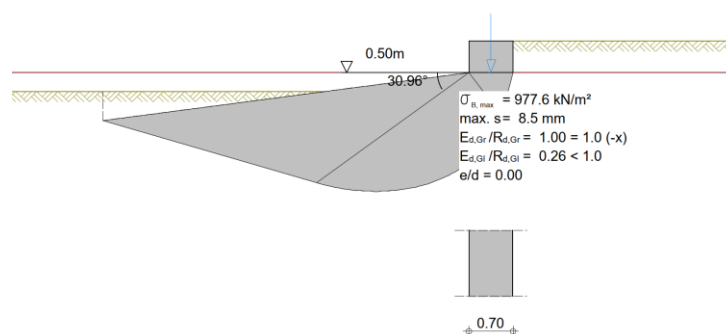


Abbildung 7-4: Grundbruchnachweis

Der resultierende Breite der Grundbruchfigur von 6.55m ist grösser als die Breite des Tunnelquerschnitts von 4.25m. Der Grundbruch wäre daher bereits bei einer geringeren horizontalen Last erfüllt.

7.5 Ankernachweis

7.5.1 Innerer Widerstand

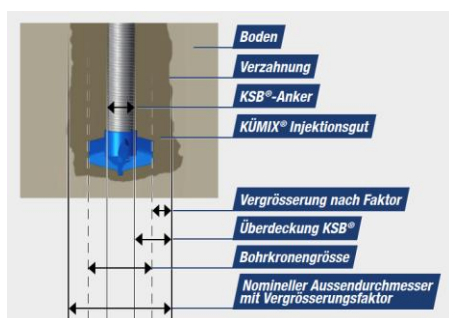
Um den Grundbruchmechanismus zu verhindern, muss der Anker sowohl die horizontalen Auflagerkräfte aus dem Bemessungsmodell des IST-Zustands von $H_d = 259.7 \text{ kN/m}$ als auch die zusätzlichen horizontalen Kräfte zur Sicherung gegen einen Grundbruchs von $R_d = 105 \text{ kN/m}$ aufnehmen können. Insgesamt wirkt dabei eine bemessungsrelevante Last von $A_{tot,d} = (H_d + R_d) * 1.1 \text{ m} = 401.5 \text{ kN}$ auf den Anker. Es wird ein Selbstbohranker R51-800 gewählt.

Der Innerer Widerstand der Anker wird gemäss SIA 267 Ziffer 11.4.3.1 und Ziffer 11.5.2.3 bestimmt.

$$R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{1.35} = \frac{640 \text{ kN}}{1.35} = 474 \text{ kN} > A_{tot,d} = 401.5 \text{ kN}$$

7.5.2 Äusserer Widerstand

Der äussere Widerstand des Ankers wird gemäss SIA 267 Ziffer 11.5.2.3 bestimmt. Für die Berechnung wird dabei ein Bohrdurchmesser von 130mm berücksichtigt. Da der Verankerungskörper bei Selbstbohrankern grösser ist, als der reine Bohrdurchmesser wird für den Umfang des Verankerungskörpers ein Vergrösserungsfaktor a berücksichtigt. Es wird ein Vergrösserungsfaktor von $a = 1.5$ gemäss dem Bericht 10.05.06 Detaillierte Einordnung der geotechnischen Verhältnisse berücksichtigt.



Der Durchmesser des Verpresskörpers vergrössert sich durch das Verpressen mit Zementsuspension um einen Bodenabhängigen Anteil a . Der effektive Durchmesser berechnet sich also folgendermassen:

$$D_{\text{eff}} = d \times a$$

D_{eff} = effektiver Durchmesser vom Verpresskörper

d = Durchmesser Bohrkronen

a = Vergrösserungsfaktor

Geologie

Bindige Böden
 $a = 1.3$

Sand
 $a = 1.5$

Kies
 $a = 2$

Abbildung 7-5: Durchmesser Verpresskörper

Der Selbstbohranker wird mit einer Länge von 6 m ausgeführt und durch die bestehende Tunnelwand gebohrt. Diese weist eine Stärke von 0.7 m auf. Somit ergibt sich eine Verankerungslänge in der Moräne von 5.3 m.

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{1.35} = \frac{\pi * a * d_{\text{Bohrloch}} * l * \tau_s}{1.35} = \frac{\pi * 1.5 * 130 \text{ mm} * 5.3 \text{ m} * 175 \text{ kN/m}^2}{1.35} = 421 \text{ kN}$$

Der äussere Widerstand ist durch Ankerausziehversuche nachzuweisen.

7.6 Durchstanznachweis

Der Durchstanznachweis wird mit dem charakteristischen inneren Widerstand $R_{i,k}$ des Ankers geführt. Die Bestimmung des Widerstands erfolgt nach dem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium. Die maximal übertragbare Querkraft im unbewehrten Stampfbeton ist abhängig von der vorherrschenden Normalkraft.

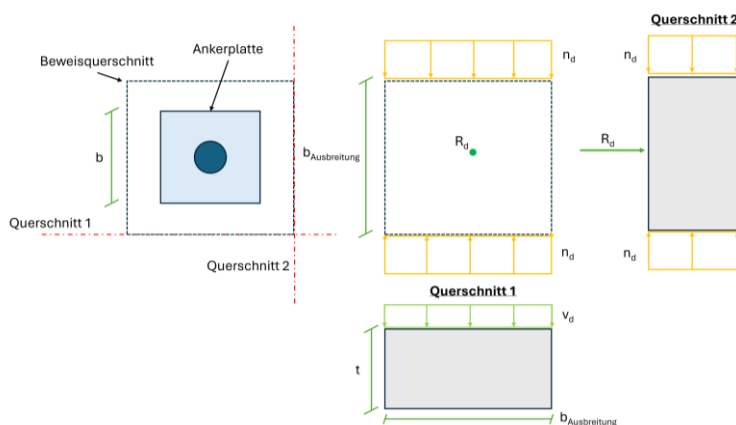
$$V_{Rd} = N * \tan(\varphi) + c * l$$

Dabei wurde für den Stampfbeton folgende Werte angenommen:

- $\Phi = 35^\circ$
- $c = 0 \text{ kPa}$

Auf der sicheren Seite liegend werden sowohl die Kohäsion als auch die seitlichen Bruchflächen vernachlässigt.

Stampfbeton				
Reibungswinkel	φ		35 °	
Kohäsion	c		0 N/mm ²	
Ausbreitungswinkel	α		45 °	
Dicke	t		700 mm	
Anker				
Innerer Widerstand Anker	$R_{i,k}$		640.0 kN	
Aussendurchmesser	D		51 mm	
Innendurchmesser	d		27.5 mm	
Höhe Ankerplatte	h		350 mm	
Breite Ankerplatte	b		350 mm	
Einwirkungen				
Normalkrafteinwirkung	$N_{d,min}$		502 kN/m	
Normalkraftspannung	n_d		717.1 kN/m ²	
Bemessungswert	R_d	$V_d = 1.1 * R_{i,k}$	704.0 kN	
Widerstand				
Bemessungsbreite	$b_{Ausbreitung}$	$b_{Ausb.} = b + t * \tan(\alpha)$	1050.0 mm	
Aufnehmbare Spannung	v_{Rd}	$v_{Rd} = n_d * \tan(\varphi) + c$	502.1 kN/m ²	
Querkraftwiderstand	V_{Rd}	$V_{Rd} = v_d * 2 * b_{Ausb.} * t$	738.2 kN	



7.7 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die statische Modellierung und Nachweisführung der Stabilität der Gewölbefüsse auf dem Baugrund mit einem Modell geführt wird, welches auf Gewölbedeformationen beruht, welche horizontal durch Anker gehalten und behindert, aber vertikal bis zum Erreichen des Grenz- resp. Bruchzustandes implizit toleriert werden. Im Rahmen der Trassierung wurde ein Mindestabstand zwischen dem LRP und dem (gescannten) Tunnelgewölbe von 3cm eingerechnet. Dieses Mass entspricht somit einem (impliziten) bautechnischen Nutzraum. Dabei ist eine Hebungsreserve von 10cm mitberücksichtigt. Neben der Sohlabsenkung ist als einzige permanente Baumassnahme, welche den nutzbaren Tunnelraum verkleinert, die Gewölbeabdichtung vorgesehen. Diese weist eine Dicke von 6 mm auf. Die massgebende Stelle in Bezug auf den bautechnische Nutzraum befindet sich im Gewölbe (Oberleitungskonstruktionsraum). An dieser Stelle darf die Summe aus Abdichtungsdicke, Verformungen durch die Sohlabsenkung und Montagetoleranzen 3cm nicht übersteigen. Die maximal zulässige Verformung beträgt somit:

$$s_{zul} = 30 \text{ mm} - 6 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

Wie in Kapitel 7.3.4 anhand des Bauablaufes aufgezeigt und rechnerisch ermittelt betragen die horizontalen Verformungen am Gewölbefuss maximal $s_h \cong 5.7 \text{ mm}$. Die Verformungen liegen deutlich unter der zulässigen Verformung:

$$s_h \cong 5.7 \text{ mm} \ll s_{zul} = 24 \text{ mm}$$

Infolge der Reduktion der seitlichen Einbindung des Gewölbefusses durch den Aushub reduziert sich auch die vertikale Bettungssteifigkeit unter dem Gewölbefuss. Durch die Reduktion der Bettungssteifigkeit kann es zu kleinen Setzungen kommen. Dies würde jedoch direkt zu einer Reduktion der vertikalen Einwirkung führen, da durch die Setzungen einerseits die Auflast auf das Tunnelgewölbe reduziert wird (Silotheorie) und andererseits eine Reibungskraft zwischen Tunnelwand und Baugrund aktiviert wird. Dadurch wird die Spannung unter dem Gewölbefuss reduziert. Vertikale Setzungen infolge des Aushubs sind somit von untergeordneter Bedeutung.

8 Endzustand Sohlabsenkung

Im Endzustand übernimmt eine 15cm starke Bodenplatte die horizontalen Kräfte aus dem Gewölbe und verhindert zudem dauerhaft die Ausbildung eines Grundbruchmechanismus. Aufgrund der geknickten Geometrie der Bodenplatte führt eine horizontale Kraft innerhalb der Platte zu einem Biegemoment, welches die Bodenplatte aufnehmen muss. Die Bodenplatte muss daher auf dieses Biegemoment bemessen werden.

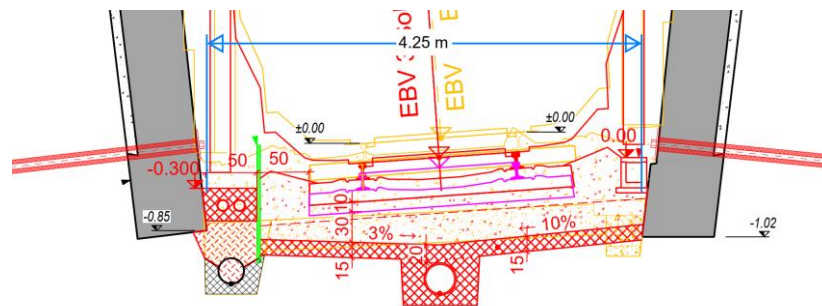


Abbildung 8-1: Geometrie Endzustand des GHT I

8.1 Bemessungsmodell

Vereinfacht wird die Bodenplatte als Stab-Feder Modell modelliert. Die Druckstrebe innerhalb des vermörtelten Sickerkies wird dabei als Pendelstütze simuliert. Dabei wird eine Dicke der Druckstrebe von 150mm angenommen.

Als Einwirkung wird die massgebende, horizontale Auflagerkraft von 364.7 kN/m aus Kapitel 7.3.4 angesetzt.

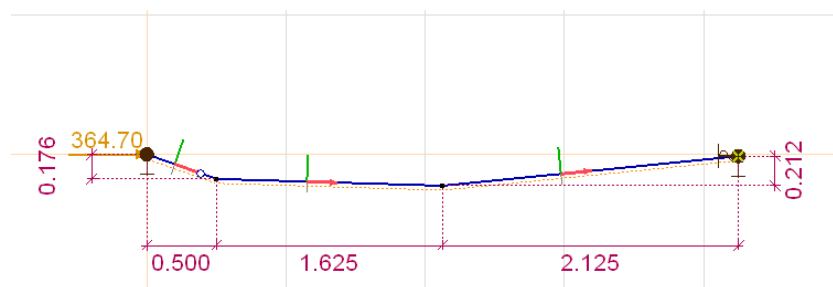


Abbildung 8-2: Statisches Modell Bodenplatte Endzustand

Für die Berechnung der Bettung unterhalb der Bodenplatte wird ein Wiederbelastungsmodul M'_E von 180 MPa angesetzt. Im Bereich der Druckstrebe im vermörtelten Sickerkies ist unterhalb der Druckstrebe ein Betonkörper aus dem vermörtelten Kies, der verfüllten Leitung sowie dem darunterliegenden Magerbeton vorhanden. Dadurch ist die Bettungssteifigkeit in diesem Bereich deutlich erhöht. Für die Bemessung wird in diesem Bereich die doppelte Bettungssteifigkeit der Bettung unter der restlichen Bodenplatte angesetzt. Die Bestimmung der Bettung erfolgt über folgende Beziehungen:

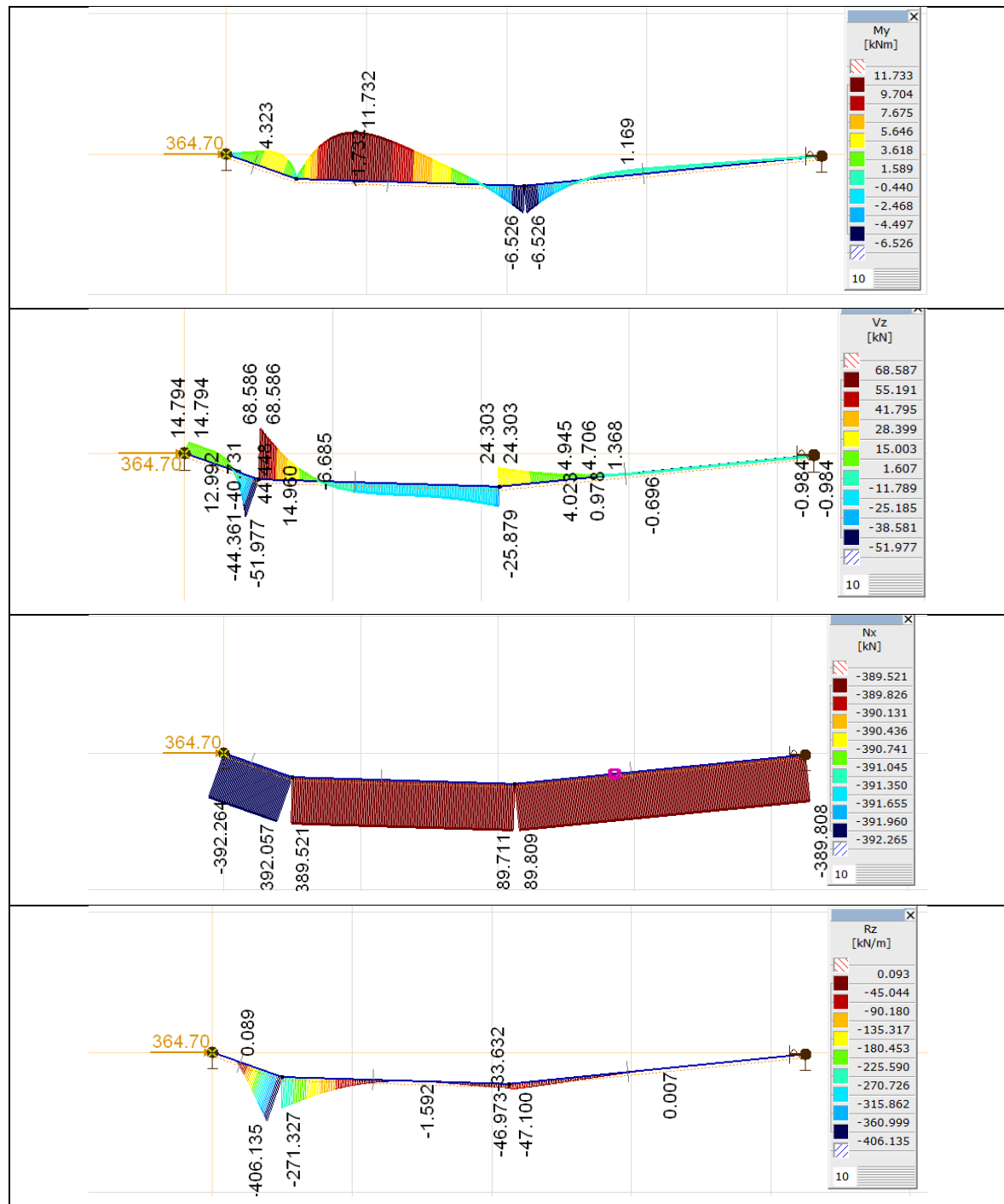
- Bettung Bodenplatte $k_v = 193.2 \text{ MN/m}^2$
 - ➔ $k_v = M'_E \cdot (1/B + 1/L + 1/h)$ nach Winkler mit:
 - $B=3.75\text{m}$
 - $L=150.4\text{m}$
 - $h=B/3=1.25\text{m}$

- Bettung Vermörtelter Sickerleitung/-kies $k_v = 386.4 \text{ MN/m}^2$
 $\rightarrow k_v = 2 \cdot 193.2 \text{ MN/m}^2$

Es wird zudem von einem gerissenen Querschnitt ausgegangen, wobei das Elastizitätsmodul auf ein Drittel des ursprünglichen Wertes reduziert ist.

$$E_{c,gerissen} = \frac{E_c}{3} = \frac{32.1 \text{ GPa}}{3} = 10.7 \text{ GPa}$$

8.2 Schnittkräfte



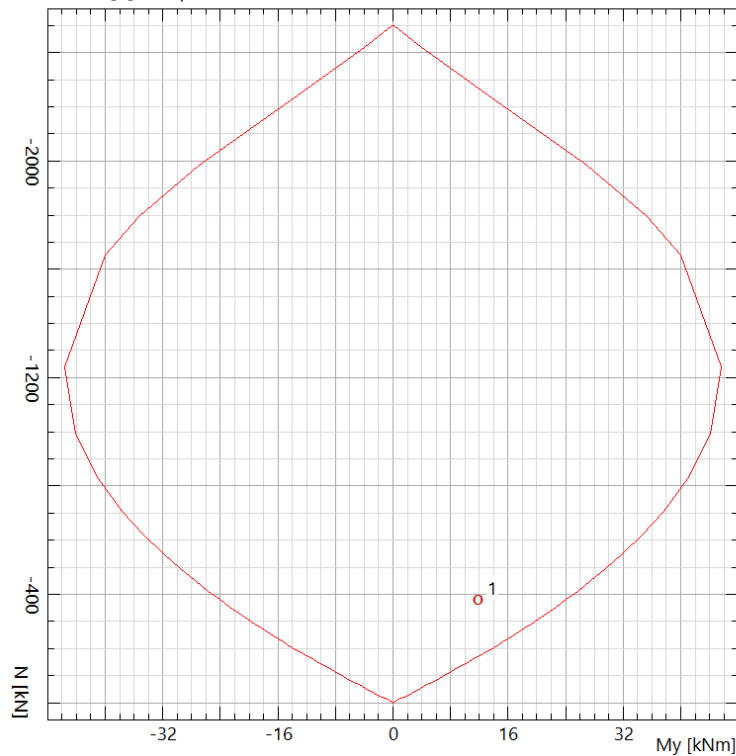
8.3 Nachweise Endzustand

8.3.1 Biegenachweis

Für den Endzustand wird der Nachweis mit einem maximalen Moment von 11.7 kNm und einer zugehörigen Normalkraft von -390.2 kN geführt. Der Nachweis ist dabei für einen unbewehrten Betonquerschnitt knapp erfüllt. Die Bodenplatte wird mit einer Stahlfaserbewehrung ausgeführt. Der Einfluss der Stahlfasern auf den Momentenwiderstand wurde dabei auf der sicheren Seite vernachlässigt. Der Nachweis erfolgt unter Annahme eines Elastizitätsmoduls von 10.7 GPa.

M-N-Interaktionsdiagramm Querschnitt (Platte): QS

IGZT / Bewehrungsgehalt: $\rho = 0.0\%$



8.3.2 Querkraftnachweis

Der Querkraftnachweis wird gemäss SIA 262 geführt.

$$V_{Rd} = k_d * \tau_{cd} * d_v = 102 \frac{kN}{m} \geq 68.6 \frac{kN}{m} \rightarrow i. O.$$
$$k_d = \frac{1}{1 + k_g * \varepsilon_v * d} = \frac{1}{1 + 1.5 * 0.002 * 150} = 0.68$$
$$k_g = \frac{48}{16 + D_{max} * \min \left(1, \left(\frac{60}{f_{ck}} \right)^2 \right)} = \frac{48}{16 + 16 * 1}^{1.5} \geq 1.2$$

Dabei wird auf der sicheren Seite die Näherungsstufe 1 verwendet.

$$\varepsilon_v = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 MPa}{210 GPa} = 0.002$$

8.3.3 Nachweis Vermörtelung Sickerleitung

Der Nachweis der horizontalen Kraftübertragung zwischen Gewölbefuss und Bodenplatte wird über die zulässige Druckspannung des Injektionskörpers geführt. Dabei wird angenommen, dass der Injektionskörper die Eigenschaften von Magerbeton der Festigkeitsklasse C12/15 hat. Es wird ein Druckfeldbreite von 150mm angenommen.

$$\sigma_{zulässig} = \frac{N}{b * t} = \frac{393 kN}{1000mm * 150mm} = 2.62 MPa \leq 8 MPa = f_{cd}$$

9 Projektorganisation

Bauherrschaft

BLS Netz AG

Freiburgstrasse 130
3001 Bern

vertreten durch

Multiprojekte & Ingenieurbau

Leiter Multiprojekte & Ingenieurbau

Yves Zollinger

Tel. 058 / 327 40 83

E-Mail yves.zollinger@bls.ch

Projektleiter

Simon Peter

Tel. 058 / 327 27 22

E-Mail simon.peter@bls.ch

Projektverfasser

Allianz GHT

Vertreten durch Gähler und Partner AG

Gesamtleiter Planung: Rolf Reichmuth

Tel. 056 200 95 60

E-Mail r.reichmuth@gpag.ch

Fragen und Korrespondenz während des Plangenehmigungsverfahrens sind an den zuständigen Projektleiter zu richten.

10 Grundlagen

- [1] AB-EBV Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung
- [2] SIA 197 Projektierung Tunnel, 2023
- [3] SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, 2013
- [4] SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke, 2020
- [5] SIA 262 Betonbau, 2025
- [6] SIA 263 Stahlbau, 2013
- [7] SIA 266 Mauerwerk, 2015
- [8] SIA 267 Geotechnik, 2013
- [9] Projektierungsvorgaben Ingenieurbau - Stützbauwerke, Teil 3 - Instandsetzung Übrige Mauertypen, SBB / BLS, 1. Februar 2021
- [10] Projektierungsassistent Ingenieurbau - Tunnelinstandsetzung, SBB Infrastruktur, 15. Februar 2018
- [11] Projektierungsassistent Ingenieurbau – Erdbauwerke, Teil 1 – Instandsetzung und Nutzungsänderung von Erdbauwerken, SBB, 22.04.2024
- [12] Bericht materialtechnische Untersuchung, Zustandsbeurteilung, Angaben zur Instandsetzung Betonstein (Kunststein), Mauermörtel, Spritzbeton, Stampfbeton, Materialtechnik am Bau AG, Schinznach Dorf, 22. August 2024
- [13] Geo- und umwelttechnischer Bericht, Betunungs- und Untergrundverhältnisse sowie Schadstoffbelastung des Schotters, IBES Baugrundinstitut GmbH, Basel, 15. Juli 2010
- [14] Hauptinspektion Tunnel Grosshöchstetten I, Amberg Infra 7D, Regensdorf-Watt, 30. Dezember 2022
- [15] Hauptinspektion Tunnel Grosshöchstetten II, Amberg Infra 7D, Regensdorf-Watt, 30. Dezember 2022
- [16] Projektunterlagen «Tunnelverlängerung EBT bei Anschluss Biglen», Ingenieurbüro Moor, Bern, 29. Februar 1972
- [17] Vorschlag und Offerte «Sanierung des nördlichen Tunnels», Laich SA, Avegno, 20. Juni 1990
- [18] PAW «Abdichtungs- und Rekonstruktionsarbeiten» an GHT I-II, Rothpletz Lienhard, Aarau, März 1933
- [19] Div. Pläne und Dokumente aus der Bauzeit GHT I-II
- [20] Richtlinie Sicherheitsanforderungen für bestehende Eisenbahntunnel, BAV, 31. Oktober 2022
- [21] Randolph M and Worth C.P (1978).; Analysis of Deformation of vertically loaded Piles, Journal of the geotechnical engineering Division
- [22] Gazetas, G. (1991): Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 9.
- [23] Vlasov, V. Z.; Leontiev, N. N. (1966): Beams, Plates and Shells on Elastic Foundations. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.

- [24] Sondagen im GHT I und II zur Erkundung der Fundationstiefe und -dicke der Tunnelgewölbe im GHT I und II, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, 14.10.2025

A. AxisVM Ist-Zustand

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

AXISVM X8 R1c-qf1 · Registrierter Benutzer: Gähler und Partner AG
4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

Ausgabe

<i>Eintrag</i>	<i>Seite</i>
ST1, Vorderansicht	3
Materialien	3
Querschnitte	3
Federeigenschaften	4
Aktiv-Erhöhter	6
VolleÜberlagerung	7
Eigengewicht	7
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	8
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	8
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rx (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht	9
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rx (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	9
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rz (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht	10
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rz (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	10
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	11
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), eR, Diagramm, Vorderansicht	11
[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), eZ, Diagramm, Vorderansicht	12
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	12
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	13
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rx (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht	13
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rx (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	14
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rz (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht	14
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rz (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	15
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	15
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), eR, Diagramm, Vorderansicht	16
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), eZ, Diagramm, Vorderansicht	16

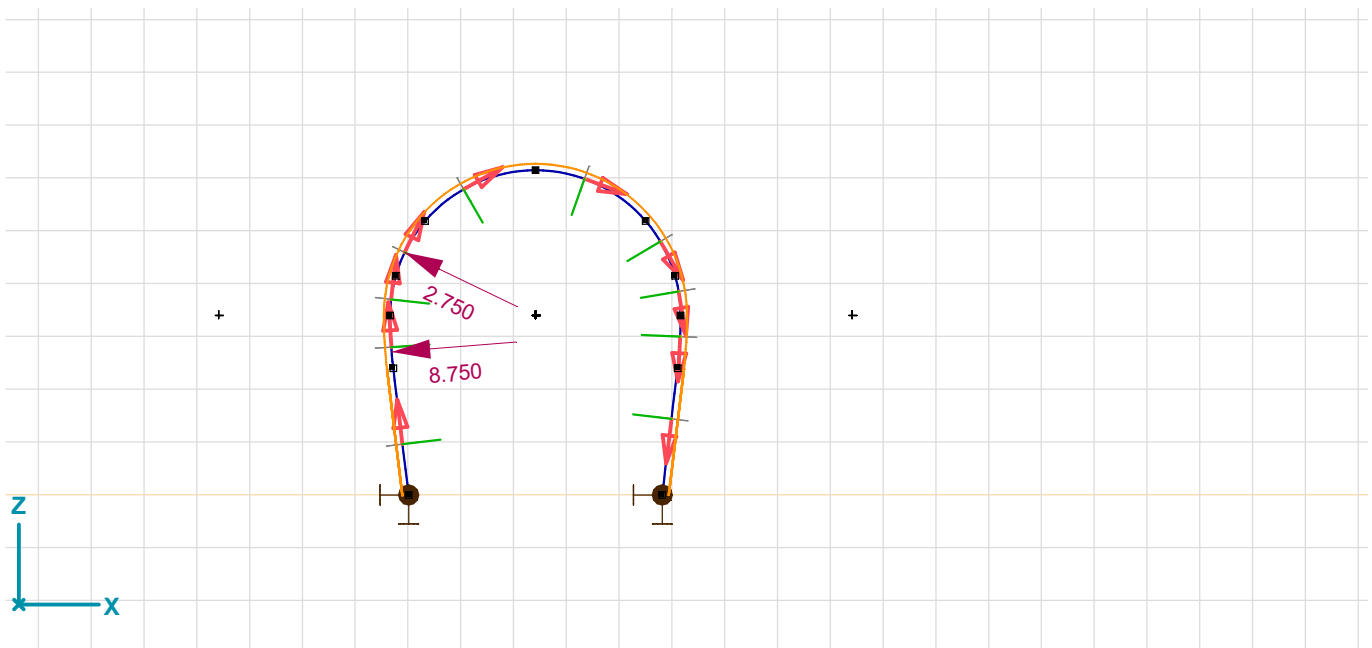
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 3



ST1, Vorderansicht

Materialien**1 Stampfbeton**

Typ: Beton	SIA 26x (Schweiz), SN EN 206	Lineare
	Material  $E = 3333 \text{ N/mm}^2$	$f_{ck} = 9.70 \text{ N/mm}^2$
	Kontur  $\nu = 0.20$	$\gamma_c = 1.500$
	$\alpha_T = 1\text{E-}5 \text{ 1/}^\circ\text{C}$	$\phi_t = 2.00$
	$\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$	

2 Betonsteinmauer

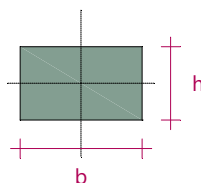
Typ: Mauerwerk	SIA 26x (Schweiz), SIA 266	Lineare
	Material  $E = 1966 \text{ N/mm}^2$	$f_{xk} = 10.50 \text{ N/mm}^2$
	Kontur  $\nu = 0.20$	$f_{yk} = 10.50 \text{ N/mm}^2$
	$\alpha_T = 6\text{E-}6 \text{ 1/}^\circ\text{C}$	$\phi_{\omega} = 1.00$
	$\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$	$\gamma_M = 2.000$

Name: Materialname; **Typ:** Materialtyp; **Modell:** Materialmodell; **E_x:** E-Modul in lokaler x-Richtung; **E_y:** E-Modul in lokaler y-Richtung; **ν:** Poissonzahl; **α_T:** Wärmeausdehnungskoeffizient; **ρ:** Dichte; **Material:** Materialfarbe; **Kontur:** Konturfarbe des Materials;

Querschnitte**1 1000x600**

Herstellung: Sonstige Form: Recht. Sp.p.: 5

$h = 600.0 \text{ mm}$
 $b = 1000.0 \text{ mm}$



$A_x = 600000.00 \text{ mm}^2$	$W_{1,el,t} = 1\text{E}+8 \text{ mm}^3$	$i_y = 173.2 \text{ mm}$
$A_y = 500000.00 \text{ mm}^2$	$W_{1,el,b} = 1\text{E}+8 \text{ mm}^3$	$i_z = 288.7 \text{ mm}$
$A_z = 500000.00 \text{ mm}^2$	$W_{2,el,t} = 6\text{E}+7 \text{ mm}^3$	$H_y = 1000.0 \text{ mm}$
$I_x = 4.506\text{E}+10 \text{ mm}^4$	$W_{2,el,b} = 6\text{E}+7 \text{ mm}^3$	$H_z = 600.0 \text{ mm}$
$I_y = 1.8\text{E}+10 \text{ mm}^4$	$W_{1,pl} = 1.5\text{E}+8 \text{ mm}^3$	$y_G = 500.0 \text{ mm}$
$I_z = 5\text{E}+10 \text{ mm}^4$	$W_{2,pl} = 9\text{E}+7 \text{ mm}^3$	$z_G = 300.0 \text{ mm}$
$I_{yz} = 0 \text{ mm}^4$		
$I_1 = 5\text{E}+10 \text{ mm}^4$		
$I_2 = 1.8\text{E}+10 \text{ mm}^4$		
$\alpha = 90.00^\circ$		
$I_\omega = 3.4859\text{E}+14 \text{ mm}^6$		

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: **4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs**

19.05.2026

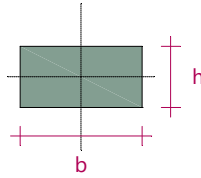
Seite 4

2 1000x500

Herstellung: Sonstige Form: Recht. Sp.p.: 5

h = 500.0 mm

b = 1000.0 mm

Ax = 500000.00 mm²Ay = 416666.70 mm²Az = 416666.70 mm²Ix = 2.8585E+10 mm⁴Iy = 1.0417E+10 mm⁴Iz = 4.1667E+10 mm⁴Iyz = 0 mm⁴I₁ = 4.1667E+10 mm⁴I₂ = 1.0417E+10 mm⁴

α = 90.00 °

Iω = 3.1744E+14 mm⁶W_{1,el,t} = 8.3333E+7 mm³W_{1,el,b} = 8.3333E+7 mm³W_{2,el,t} = 4.1667E+7 mm³W_{2,el,b} = 4.1667E+7 mm³W_{1,pl} = 1.25E+8 mm³W_{2,pl} = 6.25E+7 mm³i_y = 144.3 mmi_z = 288.7 mm

Hy = 1000.0 mm

Hz = 500.0 mm

y_G = 500.0 mmz_G = 250.0 mm

Name: Querschnittsname; **Herstellung:** Herstellungsmethode; **Form:** Querschnitt; **h:** Querschnittshöhe; **b:** Querschnittsbreite; **tw:** Stegdicke; **tf:** Flanschdicke; **r₁, r₂, r₃:** Ausrundungsradius; **Ax:** Querschnittsfläche; **Ay, Az:** Schubfläche; **Ix:** Torsionsträgheitsmoment; **Iy, Iz:** Trägheitsmoment; **Iyz:** Zentrifugalträgheitsmoment; **I₁, I₂:** Haupt-Biegeträgheitsmoment; **α:** Hauptrichtung; **Iω:** Verwölbung; **W_{1,el,t}, W_{1,el,b}, W_{2,el,t}, W_{2,el,b}:** Elastischer Querschnittsmodul; **W_{1,pl}, W_{2,pl}:** Plastischer Querschnittsmodul; **i_y, i_z:** Trägheitsradius; **Hy:** Querschnittsmaß in lokaler y Richtung; **H_z:** Querschnittsmaß in lokaler z Richtung; **y_G:** y-Koordinate des Schwerpunktes; **z_G:** z-Koordinate des Schwerpunktes; **y_s:** y-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; **z_s:** z-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; **β_y, β_z, β_ω:** Wagner's Koeffizient; **Sp.p.:** Anzahl der Spannungsauswertungspunkte;

Federeigenschaften

	Name	Typ	Freiheitsgrade	Modell
1	Weich - Verschiebung	K-K	Verschiebung	Lineare
2	Starr - Verschiebung	K-K	Verschiebung	Lineare
3	Weich - Verdrehung	K-K	Verdrehung	Lineare
4	Starr - Verdrehung	K-K	Verdrehung	Lineare
5	Starres Randgelenk - Verschiebung	L-L	Verschiebung	Lineare
6	Weiches Randgelenk - Verschiebung	L-L	Verschiebung	Lineare
7	Starres Randgelenk - Verdrehung	L-L	Verdrehung	Lineare
8	Weiches Randgelenk - Verdrehung	L-L	Verdrehung	Lineare
9	Vollständig - invers	Übertragung der Verwölbung	Verwölbung	Lineare
10	Vollständig - direkt	Übertragung der Verwölbung	Verwölbung	Lineare
11	Starr	Übertragung der Verwölbung	Verwölbung	Lineare
12	Lineare 5E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare

	Name	K	K _V	NL	Grenzwert
1	Weich - Verschiebung	1E+0 kN/m	1E+0 kN/m	Symmetrisch	—
2	Starr - Verschiebung	1E+10 kN/m	1E+10 kN/m	Symmetrisch	—
3	Weich - Verdrehung	1E+0 kNm/rad	1E+0 kNm/rad	Symmetrisch	—
4	Starr - Verdrehung	1E+10 kNm/rad	1E+10 kNm/rad	Symmetrisch	—
5	Starres Randgelenk - Verschiebung	1E+8 kN/m/m	1E+8 kN/m/m	Symmetrisch	—
6	Weiches Randgelenk - Verschiebung	1E+0 kN/m/m	1E+0 kN/m/m	Symmetrisch	—
7	Starres Randgelenk - Verdrehung	1E+8 kNm/rad/m	1E+8 kNm/rad/m	Symmetrisch	—
8	Weiches Randgelenk - Verdrehung	1E+0 kNm/rad/m	1E+0 kNm/rad/m	Symmetrisch	—
9	Vollständig - invers	—	—	—	—
10	Vollständig - direkt	—	—	—	—
11	Starr	—	—	—	—
12	Lineare 5E+5 kN/m	5E+5 kN/m	5E+5 kN/m	Symmetrisch	—

	Name	K _T	K _C	P ₁
1	Weich - Verschiebung	1E+0 kN/m	1E+0 kN/m	—
2	Starr - Verschiebung	1E+10 kN/m	1E+10 kN/m	—
3	Weich - Verdrehung	1E+0 kNm/rad	1E+0 kNm/rad	—
4	Starr - Verdrehung	1E+10 kNm/rad	1E+10 kNm/rad	—
5	Starres Randgelenk - Verschiebung	1E+8 kN/m/m	1E+8 kN/m/m	—
6	Weiches Randgelenk - Verschiebung	1E+0 kN/m/m	1E+0 kN/m/m	—
7	Starres Randgelenk - Verdrehung	1E+8 kNm/rad/m	1E+8 kNm/rad/m	—
8	Weiches Randgelenk - Verdrehung	1E+0 kNm/rad/m	1E+0 kNm/rad/m	—
9	Vollständig - invers	—	—	WF = -1
10	Vollständig - direkt	—	—	WF = 1
11	Starr	—	—	WF = 0
12	Lineare 5E+5 kN/m	5E+5 kN/m	5E+5 kN/m	—

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: **4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs**

19.05.2026

Seite 5

Federeigenschaften

	Name	Typ	Freiheitsgrade	Modell
13	Lineare 1E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
14	Lineare 4.73E+4 kN/m	K-K	Verschiebung	NL elastische
15	Grenzkraftfeder	K-K	Verschiebung	NL elastische
16	Lineare 1.33E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
17	Lineare 2.22E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
18	Lineare 3.33E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
19	Lineare 4.44E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
20	Lineare 5.56E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
21	Lineare 1.11E+6 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
22	Lineare 3.33E+5 kN/m_01	K-K	Verschiebung	Lineare
23	Lineare 2.43E+6 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
24	Lineare 7.29E+2 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
25	Lineare 2.43E+6 kN/m_01	K-K	Verschiebung	Lineare
26	Lineare 1.04E+6 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
27	Lineare 7.29E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
28	Lineare 9.72E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
29	Lineare 3.24E+6 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
30	Lineare 2.91E+6 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare

	Name	K	K _V	NL	Grenzwert
13	Lineare 1E+5 kN/m	1E+5 kN/m	1E+5 kN/m	Symmetrisch	—
14	Lineare 4.73E+4 kN/m	1E+10 kN/m	1E+10 kN/m	Symmetrisch	208.200 kN
15	Grenzkraftfeder	1E+10 kN/m	1E+10 kN/m	Symmetrisch	378.000 kN
16	Lineare 1.33E+5 kN/m	1.33E+5 kN/m	1.33E+5 kN/m	Symmetrisch	—
17	Lineare 2.22E+5 kN/m	2.22E+5 kN/m	2.22E+5 kN/m	Symmetrisch	—
18	Lineare 3.33E+5 kN/m	3.33E+5 kN/m	3.33E+5 kN/m	Symmetrisch	—
19	Lineare 4.44E+5 kN/m	4.44E+5 kN/m	4.44E+5 kN/m	Symmetrisch	—
20	Lineare 5.56E+5 kN/m	5.56E+5 kN/m	5.56E+5 kN/m	Symmetrisch	—
21	Lineare 1.11E+6 kN/m	1.11E+6 kN/m	1.11E+6 kN/m	Symmetrisch	—
22	Lineare 3.33E+5 kN/m_01	3.33E+5 kN/m	3.33E+5 kN/m	Symmetrisch	—
23	Lineare 2.43E+6 kN/m	2.43E+6 kN/m	2.43E+6 kN/m	Symmetrisch	—
24	Lineare 7.29E+2 kN/m	7.29E+2 kN/m	7.29E+2 kN/m	Symmetrisch	—
25	Lineare 2.43E+6 kN/m_01	2.43E+6 kN/m	2.43E+6 kN/m	Symmetrisch	—
26	Lineare 1.04E+6 kN/m	1.04E+6 kN/m	1.04E+6 kN/m	Symmetrisch	—
27	Lineare 7.29E+5 kN/m	7.29E+5 kN/m	7.29E+5 kN/m	Symmetrisch	—
28	Lineare 9.72E+5 kN/m	9.72E+5 kN/m	9.72E+5 kN/m	Symmetrisch	—
29	Lineare 3.24E+6 kN/m	3.24E+6 kN/m	3.24E+6 kN/m	Symmetrisch	—
30	Lineare 2.91E+6 kN/m	2.91E+6 kN/m	2.91E+6 kN/m	Symmetrisch	—

	Name	K _T	K _C	P ₁
13	Lineare 1E+5 kN/m	1E+5 kN/m	1E+5 kN/m	—
14	Lineare 4.73E+4 kN/m	1E+10 kN/m	1E+10 kN/m	—
15	Grenzkraftfeder	1E+10 kN/m	1E+10 kN/m	—
16	Lineare 1.33E+5 kN/m	1.33E+5 kN/m	1.33E+5 kN/m	—
17	Lineare 2.22E+5 kN/m	2.22E+5 kN/m	2.22E+5 kN/m	—
18	Lineare 3.33E+5 kN/m	3.33E+5 kN/m	3.33E+5 kN/m	—
19	Lineare 4.44E+5 kN/m	4.44E+5 kN/m	4.44E+5 kN/m	—
20	Lineare 5.56E+5 kN/m	5.56E+5 kN/m	5.56E+5 kN/m	—
21	Lineare 1.11E+6 kN/m	1.11E+6 kN/m	1.11E+6 kN/m	—
22	Lineare 3.33E+5 kN/m_01	3.33E+5 kN/m	3.33E+5 kN/m	—
23	Lineare 2.43E+6 kN/m	2.43E+6 kN/m	2.43E+6 kN/m	—
24	Lineare 7.29E+2 kN/m	7.29E+2 kN/m	7.29E+2 kN/m	—
25	Lineare 2.43E+6 kN/m_01	2.43E+6 kN/m	2.43E+6 kN/m	—
26	Lineare 1.04E+6 kN/m	1.04E+6 kN/m	1.04E+6 kN/m	—
27	Lineare 7.29E+5 kN/m	7.29E+5 kN/m	7.29E+5 kN/m	—
28	Lineare 9.72E+5 kN/m	9.72E+5 kN/m	9.72E+5 kN/m	—
29	Lineare 3.24E+6 kN/m	3.24E+6 kN/m	3.24E+6 kN/m	—
30	Lineare 2.91E+6 kN/m	2.91E+6 kN/m	2.91E+6 kN/m	—

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: **4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs**

19.05.2026

Seite 6

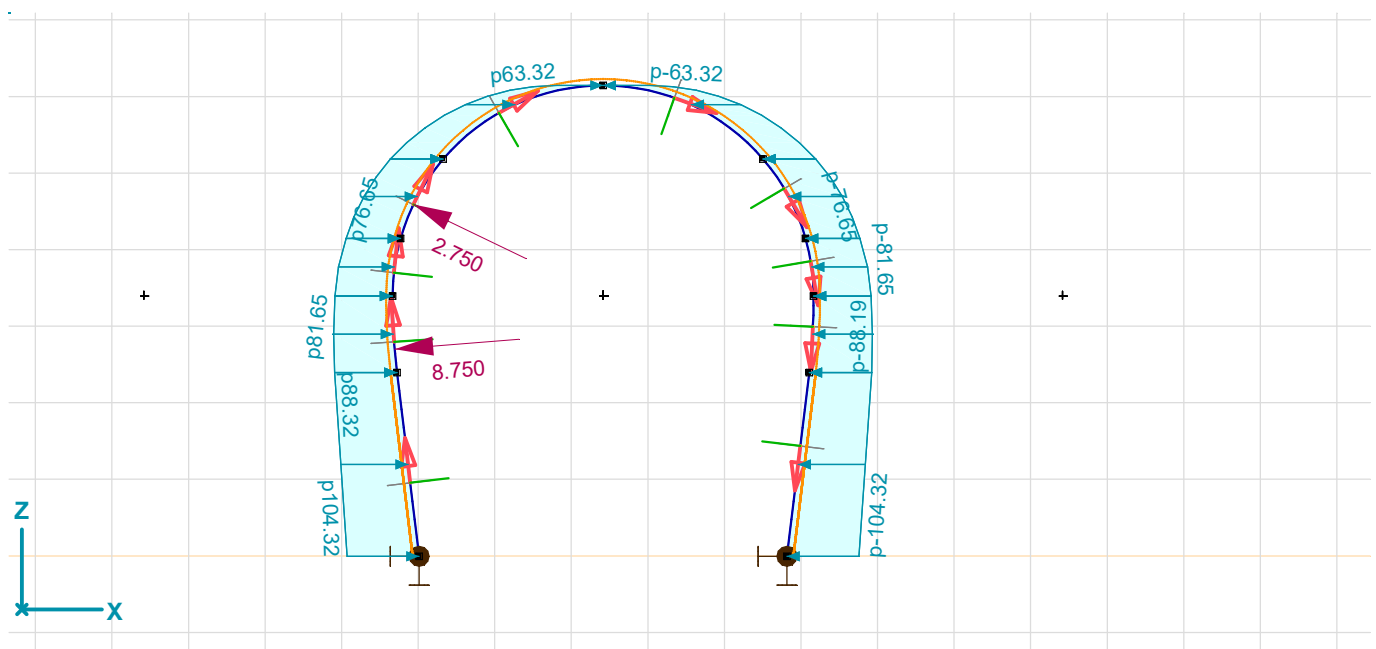
Federeigenschaften

	Name	Typ	Freiheitsgrade	Modell
31	Lineare 2.91E+6 kN/m_01	K-K	Verschiebung	Lineare
32	Lineare 2.75E+6 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
33	Lineare 4.86E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
34	Lineare 3.24E+5 kN/m	K-K	Verschiebung	Lineare
35	Lineare 7.29E+5 kN/m_01	K-K	Verschiebung	Lineare

	Name	K	K _V	NL	Grenzwert
31	Lineare 2.91E+6 kN/m_01	2.91E+6 kN/m	2.91E+6 kN/m	Symmetrisch	—
32	Lineare 2.75E+6 kN/m	2.75E+6 kN/m	2.75E+6 kN/m	Symmetrisch	—
33	Lineare 4.86E+5 kN/m	4.86E+5 kN/m	4.86E+5 kN/m	Symmetrisch	—
34	Lineare 3.24E+5 kN/m	3.24E+5 kN/m	3.24E+5 kN/m	Symmetrisch	—
35	Lineare 7.29E+5 kN/m_01	7.29E+5 kN/m	7.29E+5 kN/m	Symmetrisch	—

	Name	K _T	K _C	P ₁
31	Lineare 2.91E+6 kN/m_01	2.91E+6 kN/m	2.91E+6 kN/m	—
32	Lineare 2.75E+6 kN/m	2.75E+6 kN/m	2.75E+6 kN/m	—
33	Lineare 4.86E+5 kN/m	4.86E+5 kN/m	4.86E+5 kN/m	—
34	Lineare 3.24E+5 kN/m	3.24E+5 kN/m	3.24E+5 kN/m	—
35	Lineare 7.29E+5 kN/m_01	7.29E+5 kN/m	7.29E+5 kN/m	—

Name: Name der Federeigenschaften; **Modell:** Materialmodell; **K:** Anfangssteifigkeit; **K_V:** Vibrationssteifigkeit; **NL:** Nichtlineare Parameter; **K_T:** Anfangssteifigkeit, unter zug; **K_C:** Anfangssteifigkeit, unter druck; **P₁:** Parameter;



Aktiv-Erhöhter

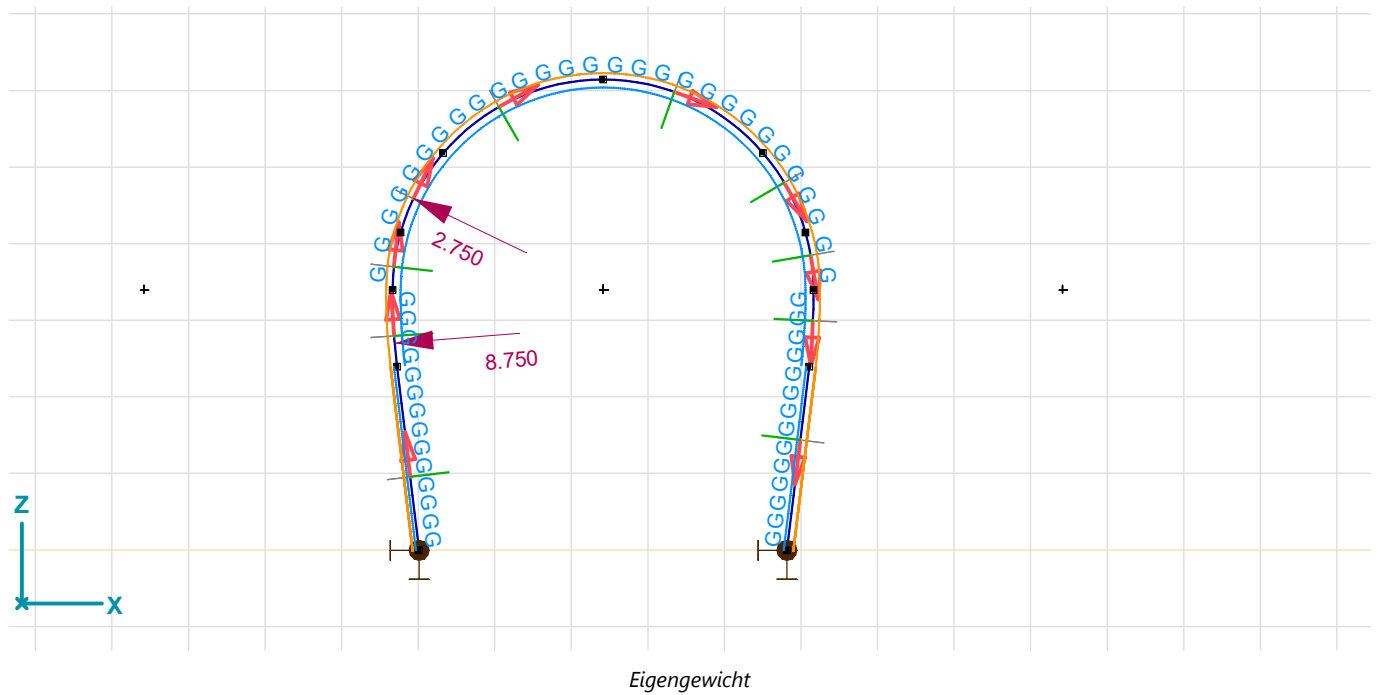
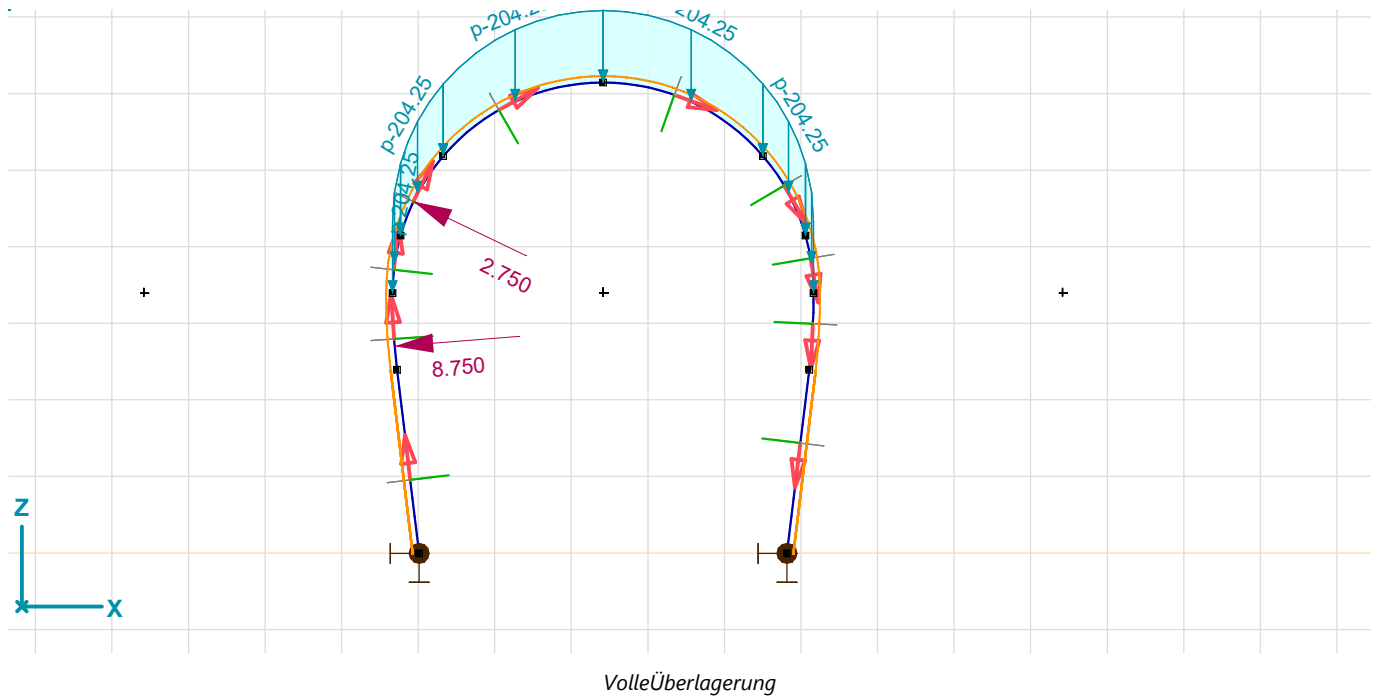
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 7



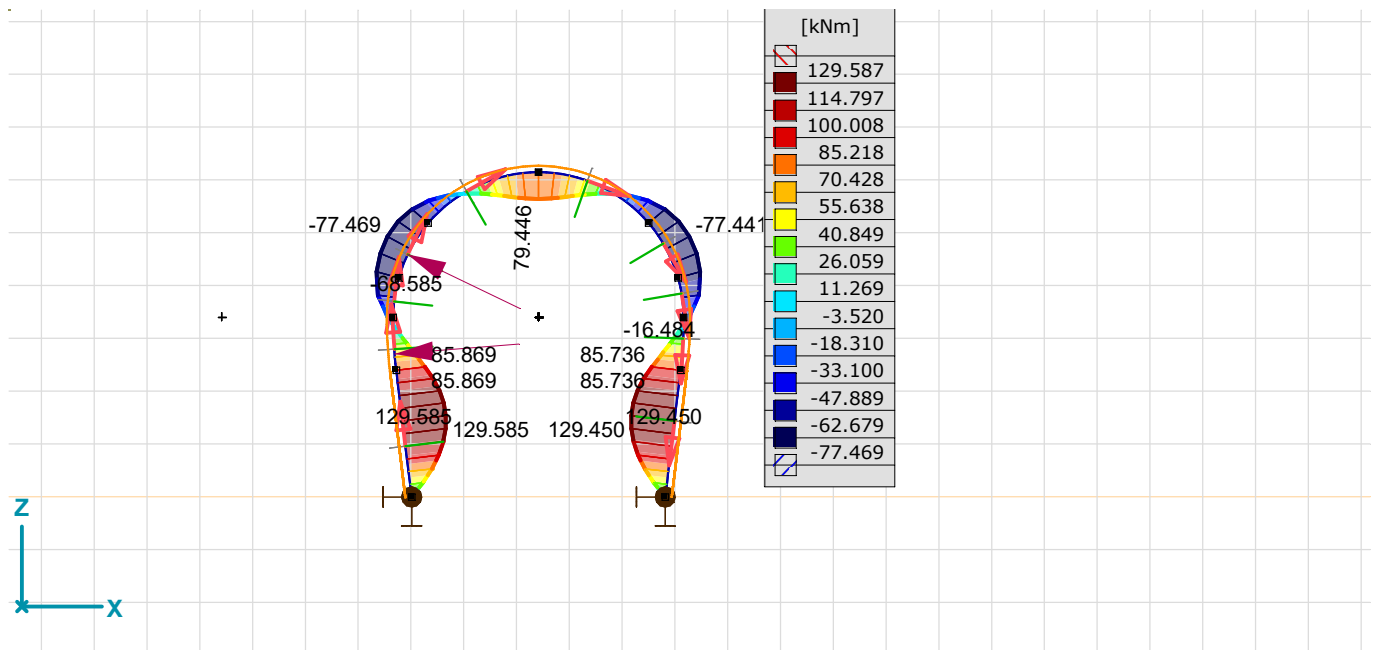
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

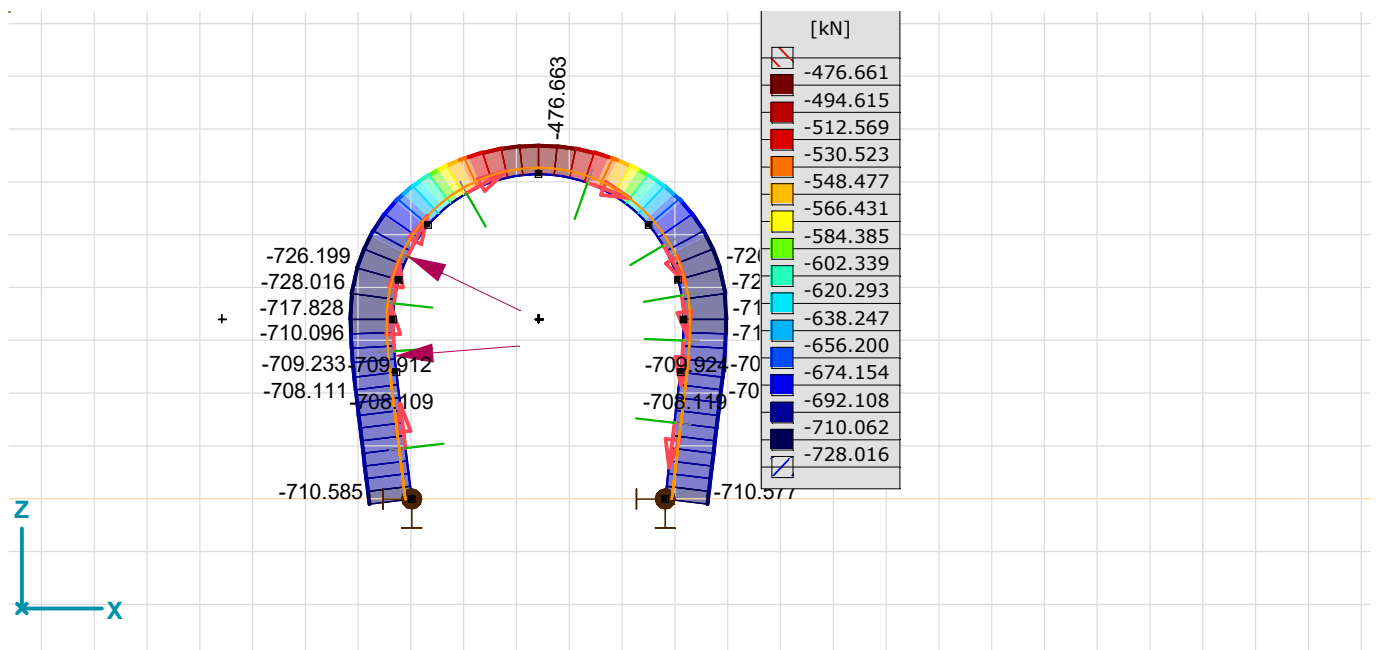
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 8



[III], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

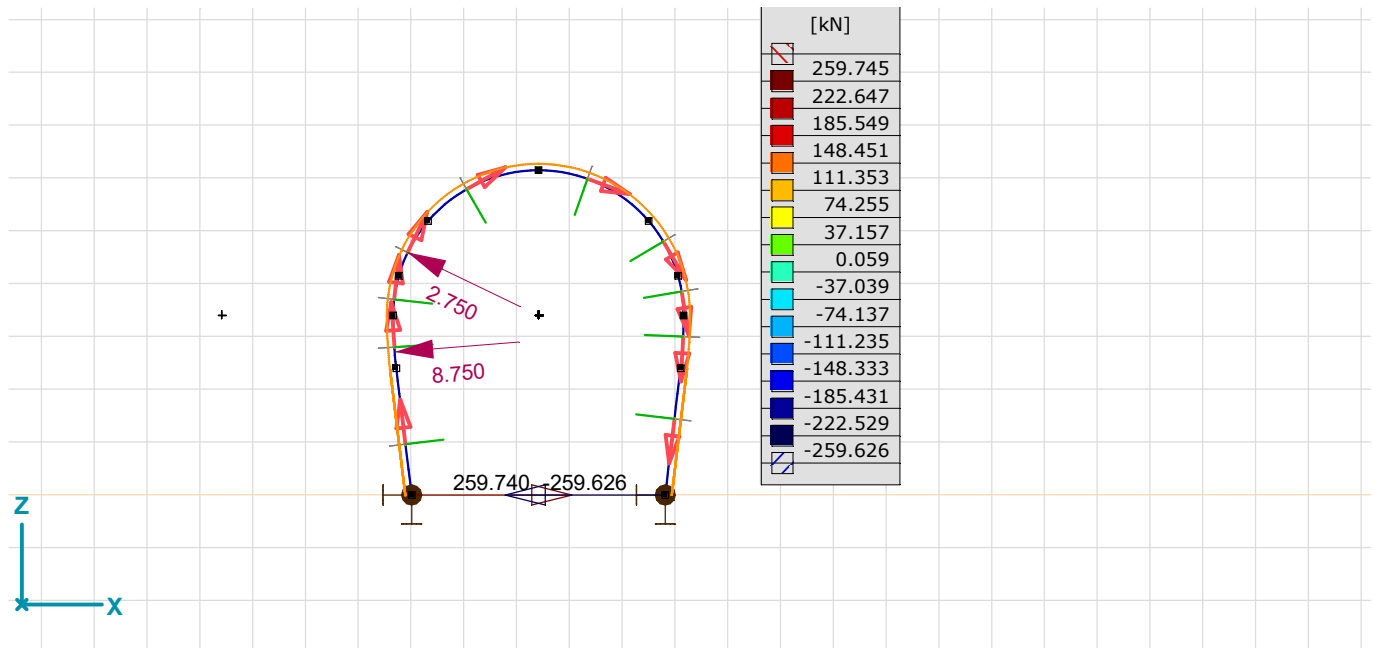
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

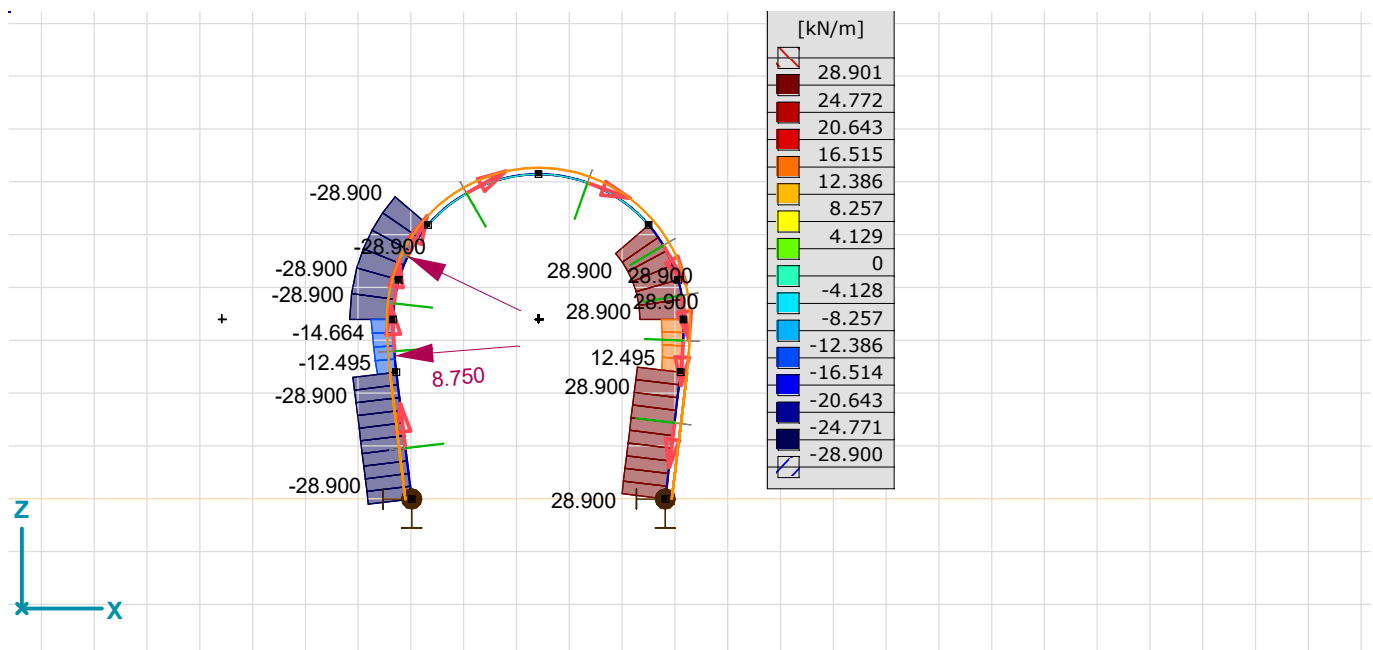
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 9



[III], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rx (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rx (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

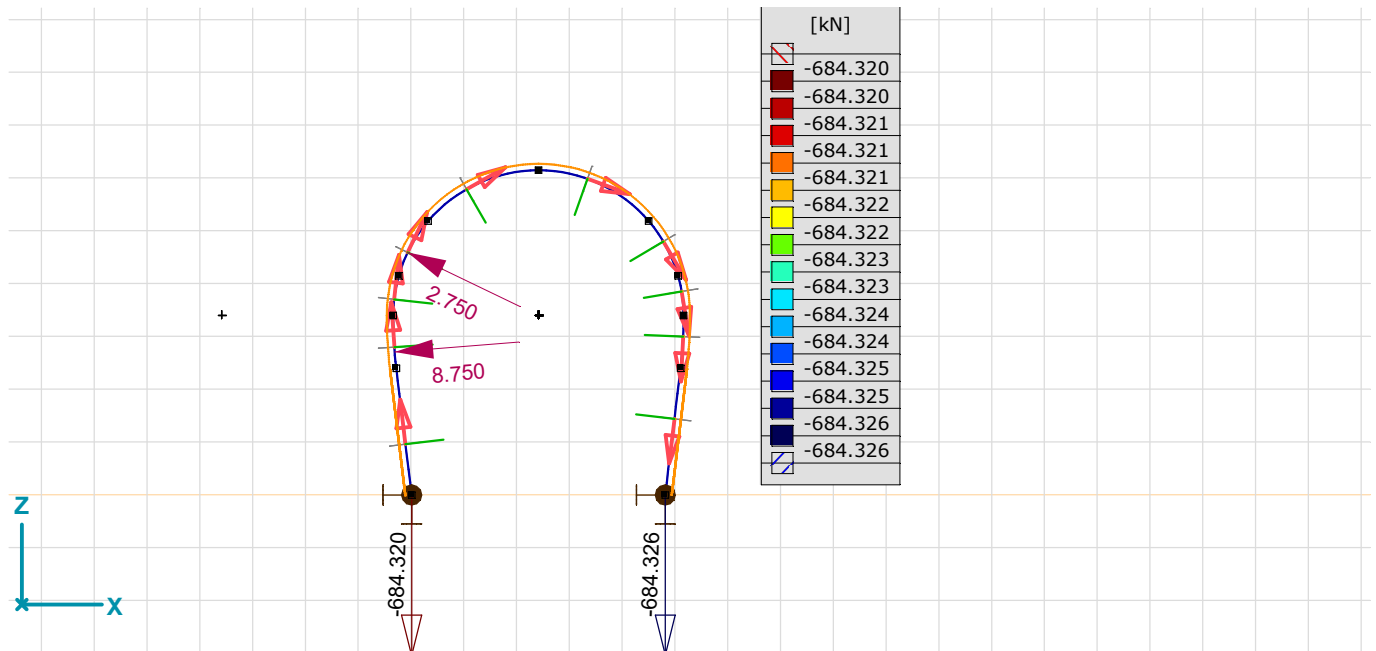
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

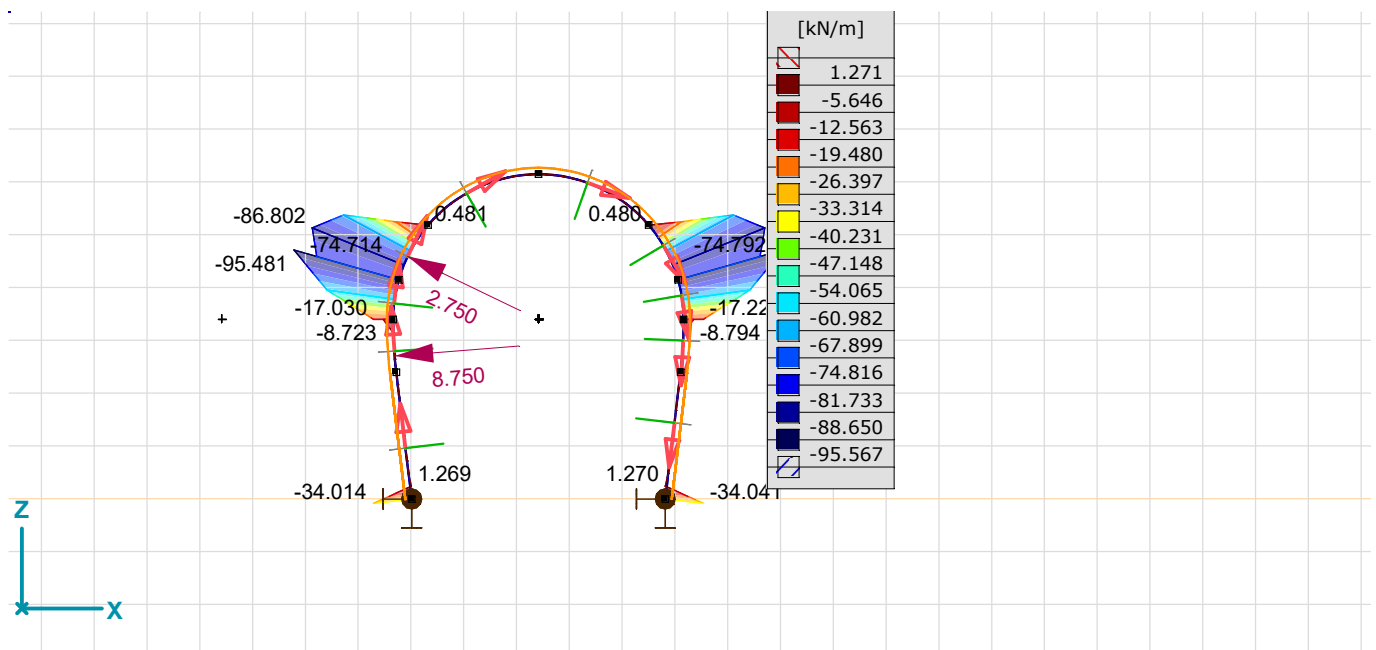
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 10



[III], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rz (Knotenauflager), Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Rz (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

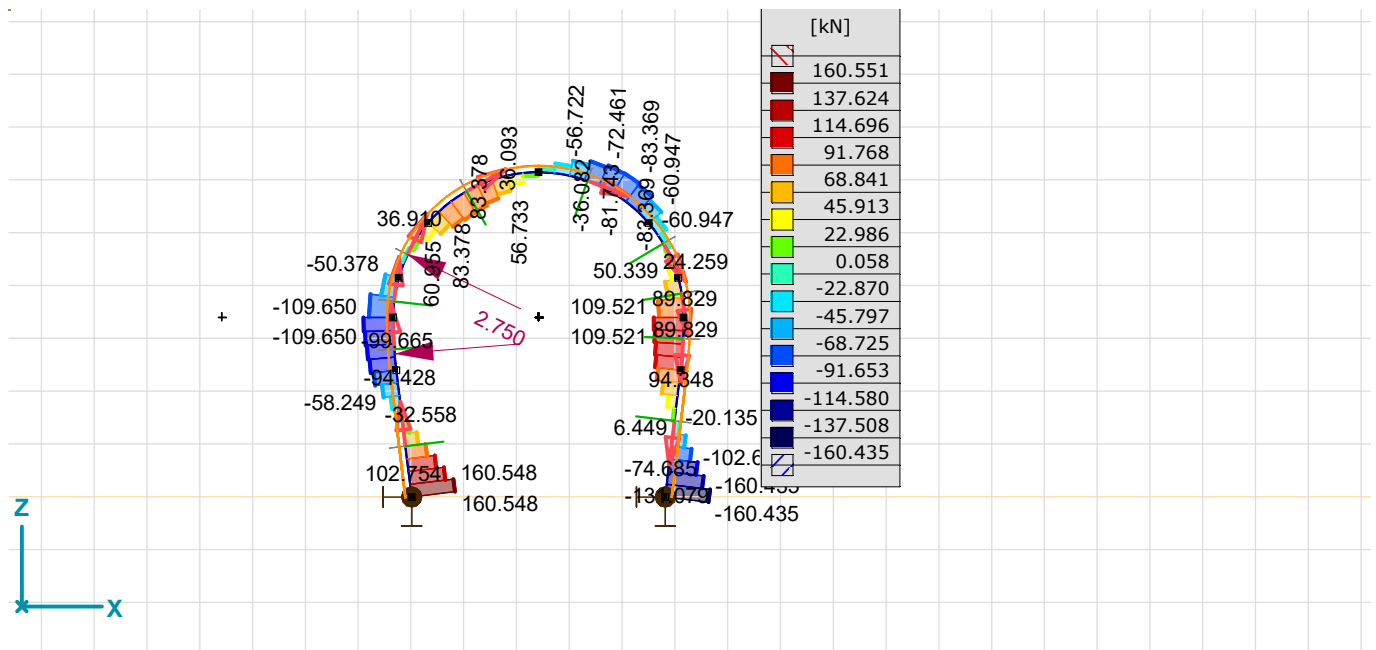
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

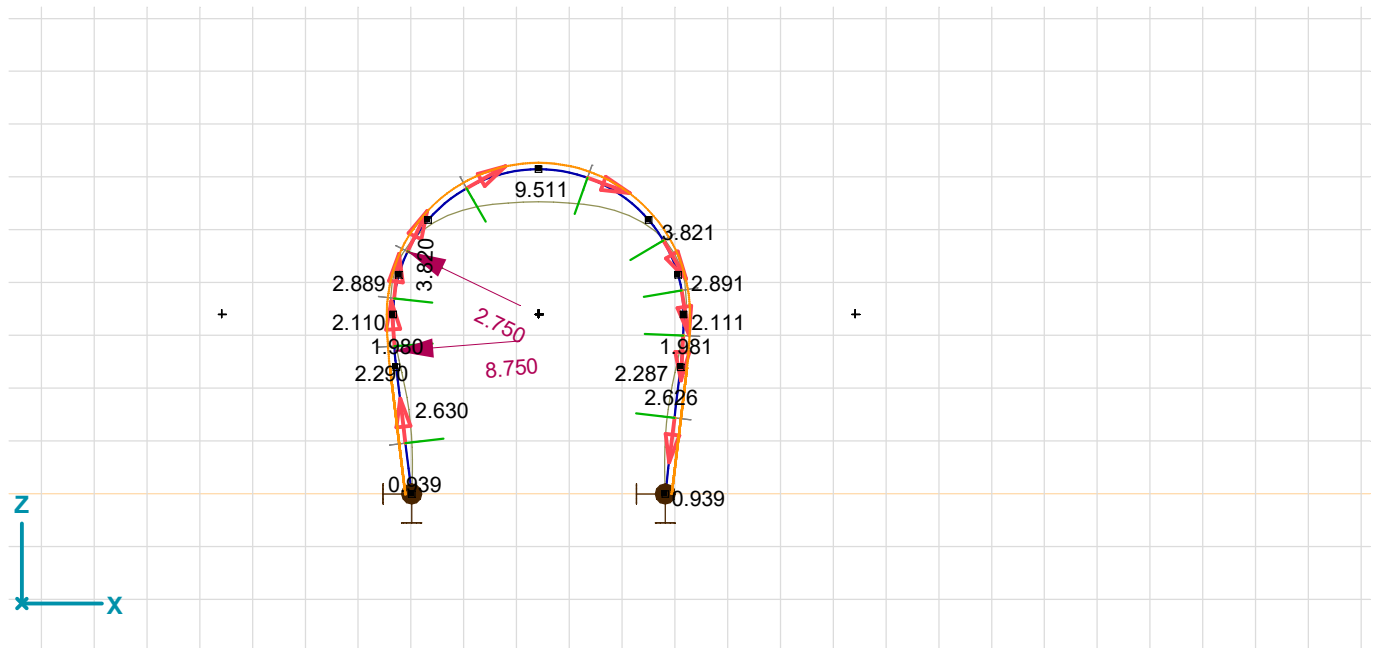
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 11



[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[II], Nichtlin., Lastall 1 [1] (1.000), eR, Diagramm, Vorderansicht

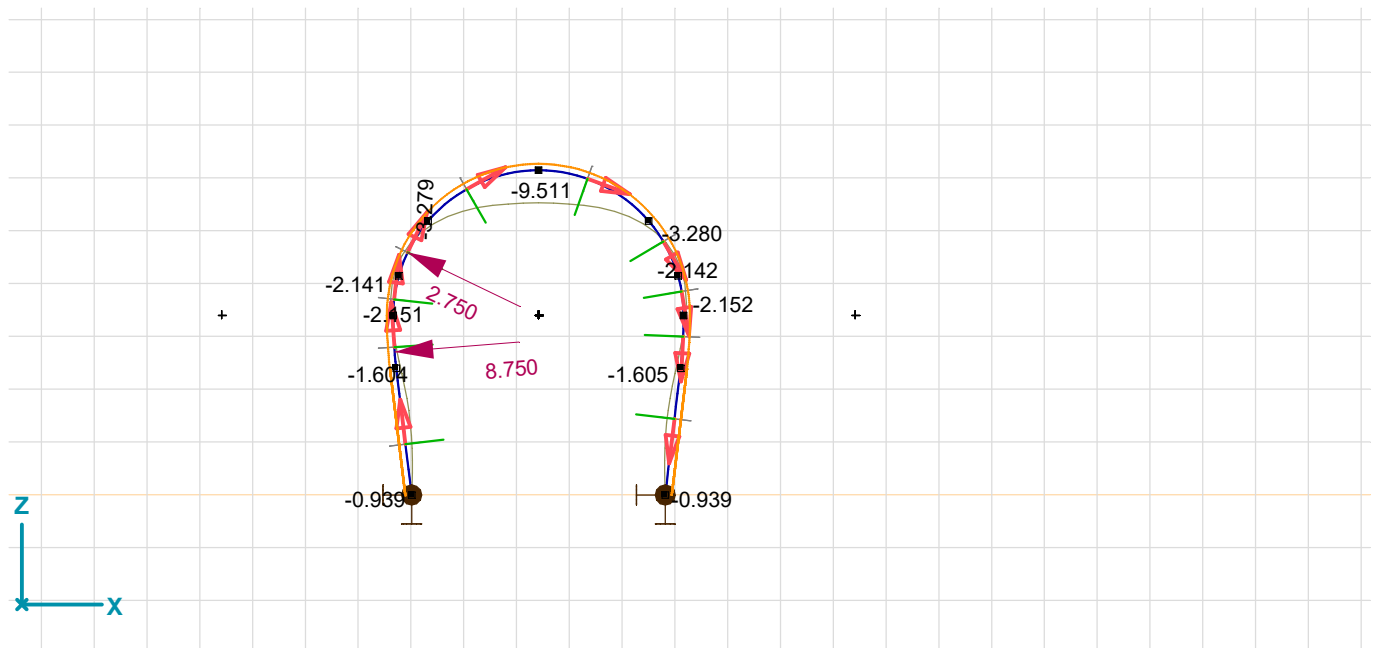
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

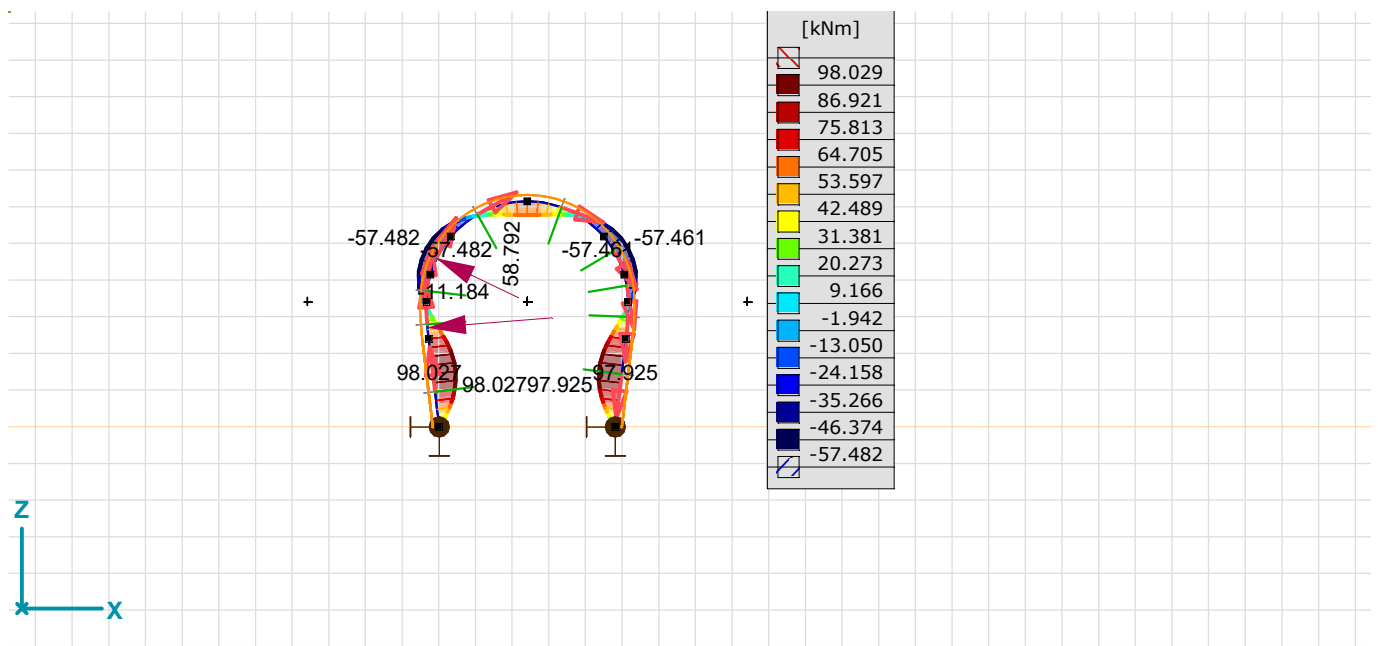
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 12



[III], Nichtlin., Lastfall 1 [1] (1.000), eZ, Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

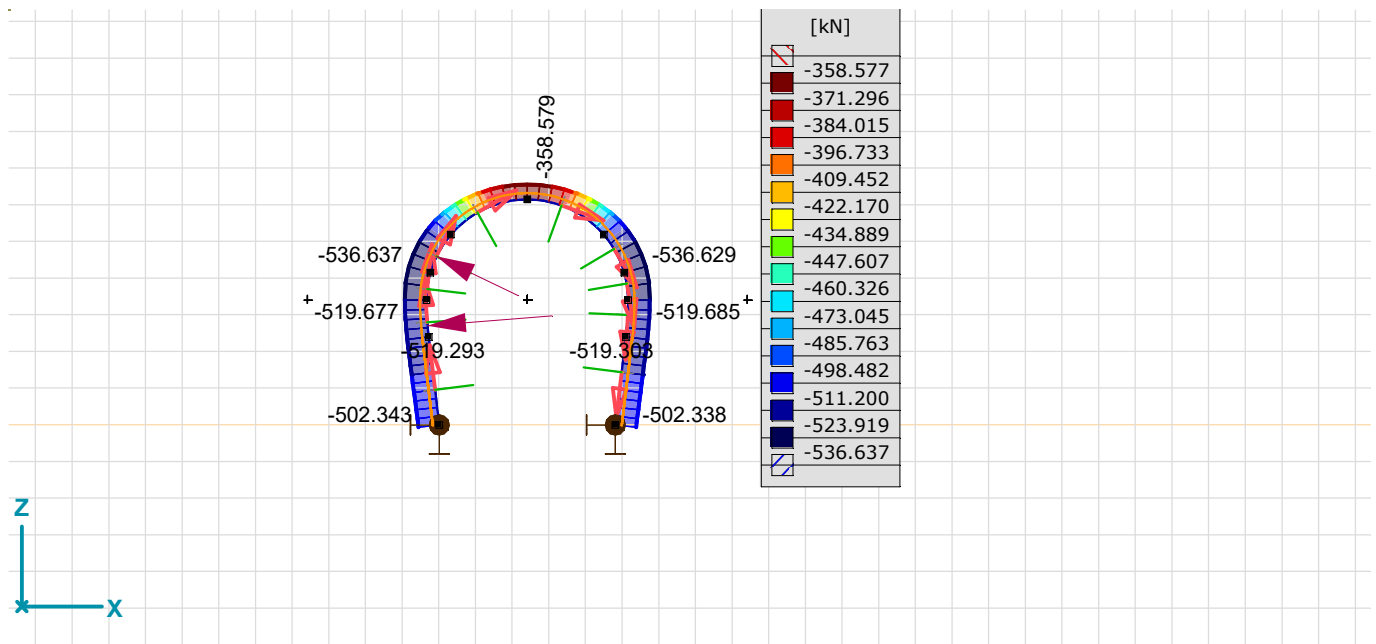
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

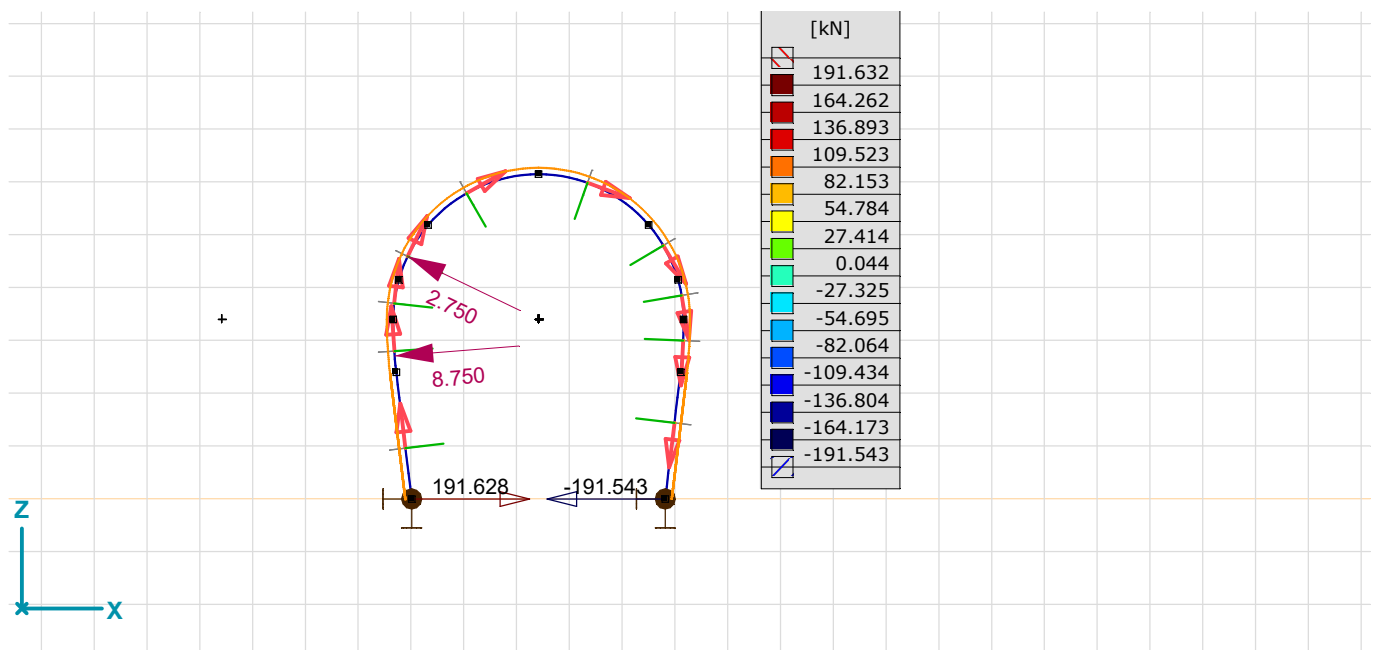
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 13



[III], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rx (Knotenauflager), Diagramm, Vorderansicht

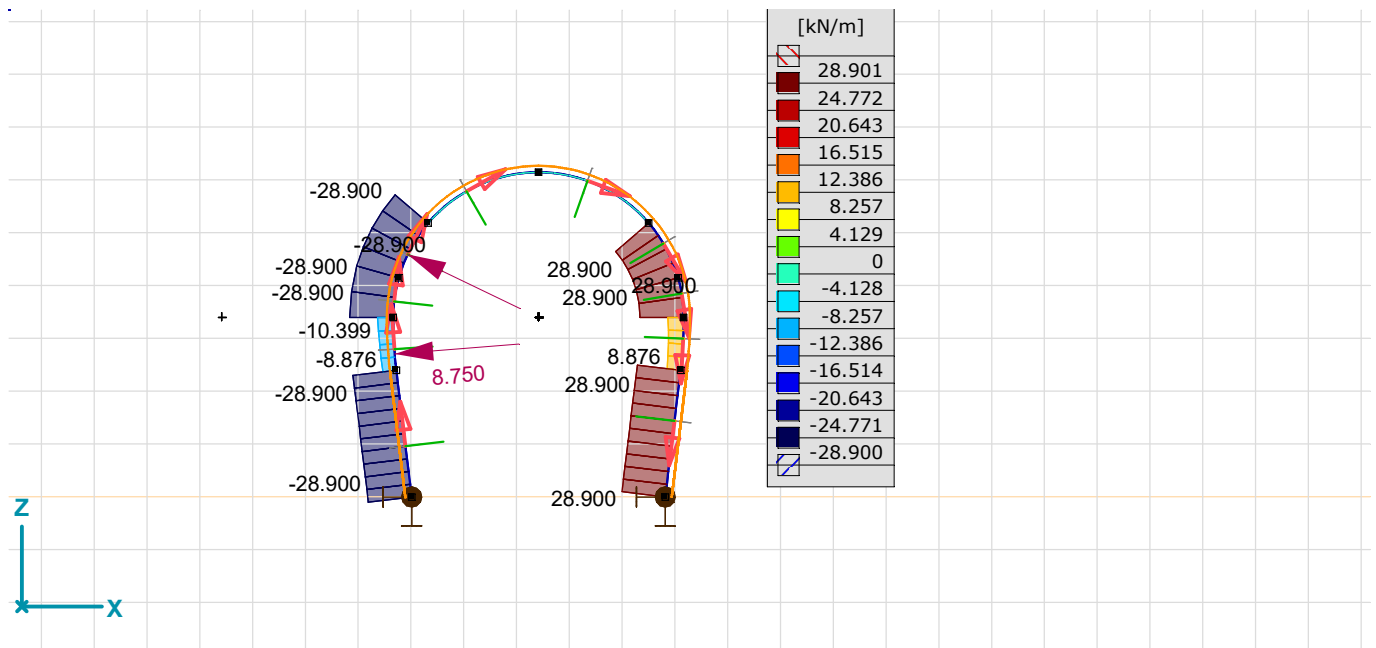
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

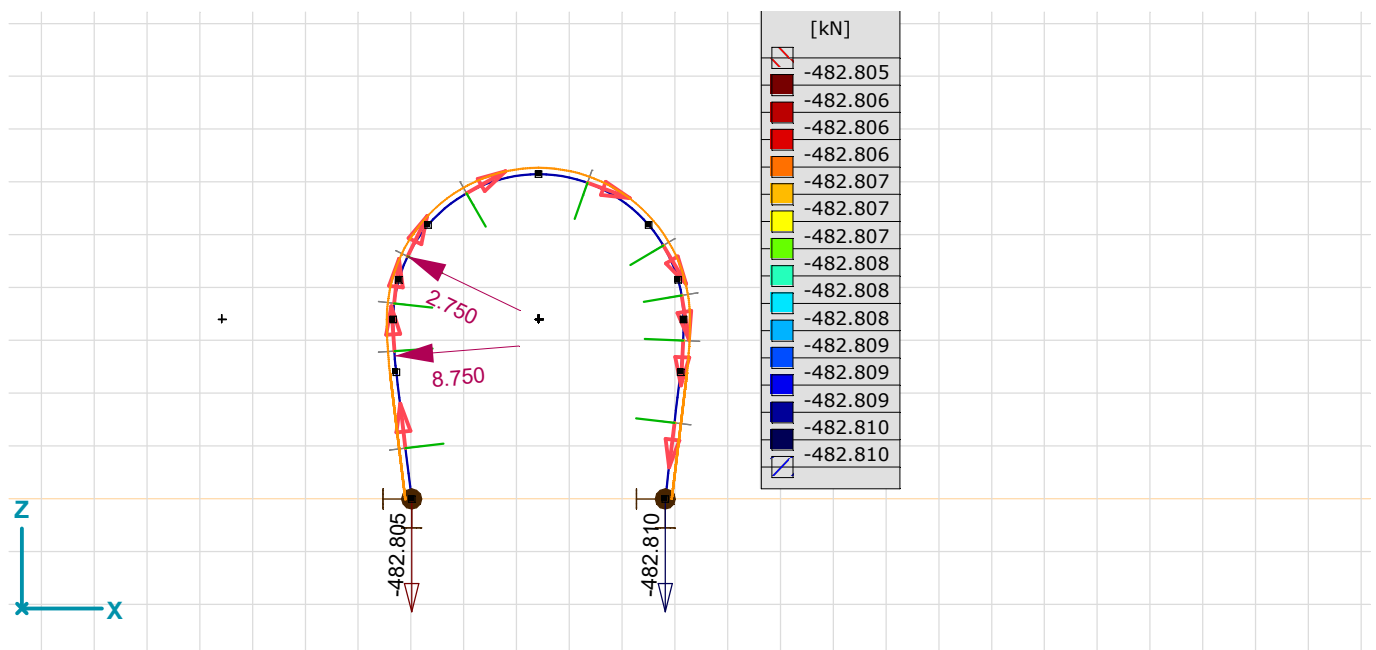
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 14



[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rx (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rz (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht

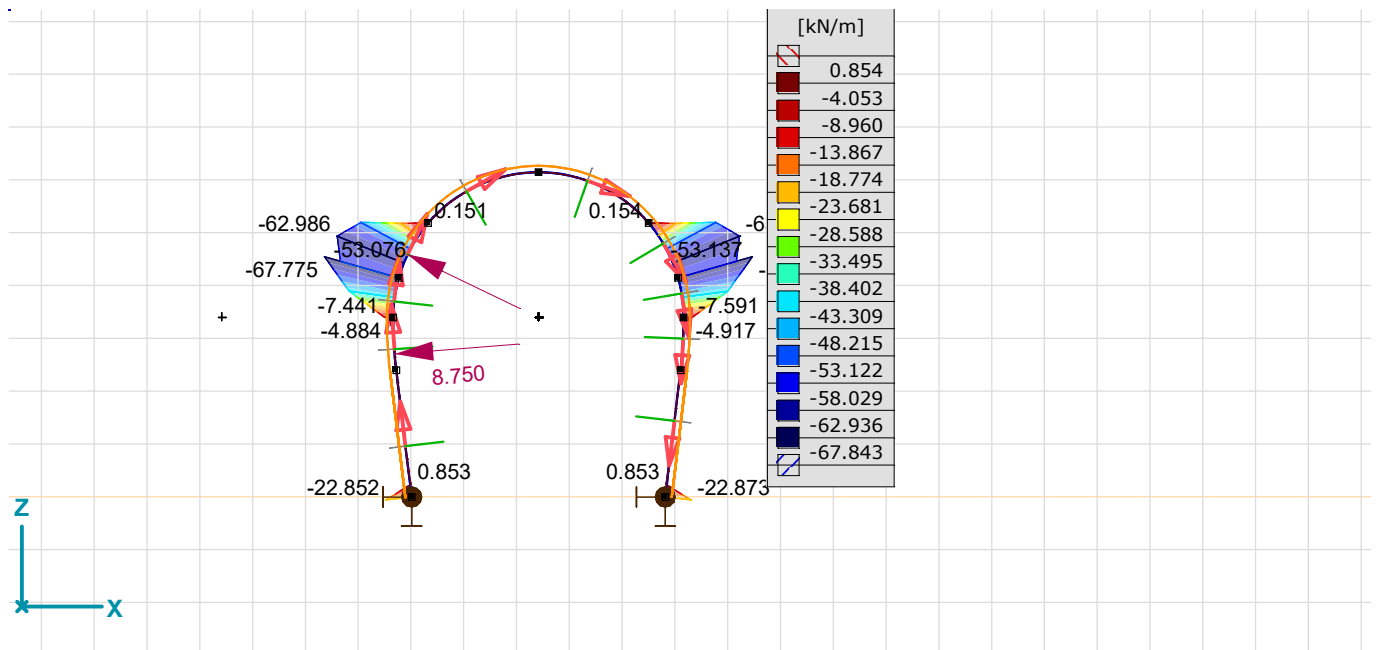
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

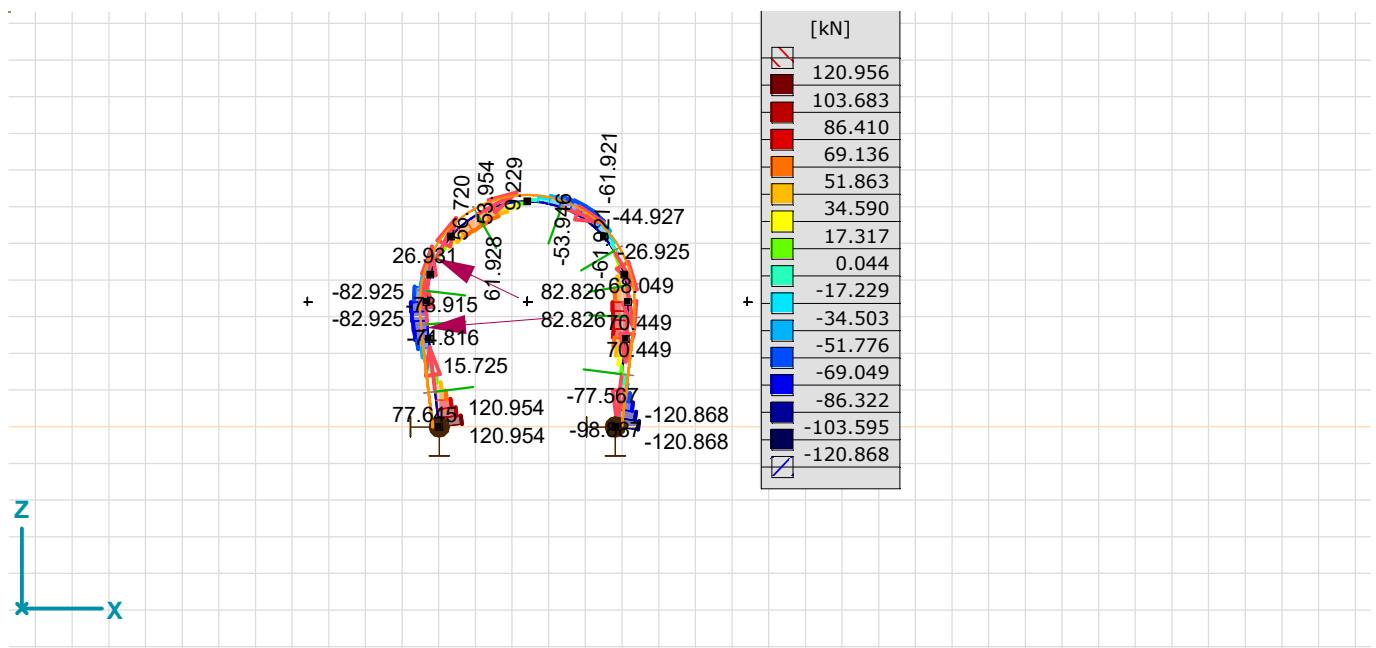
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 15



[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Rz (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

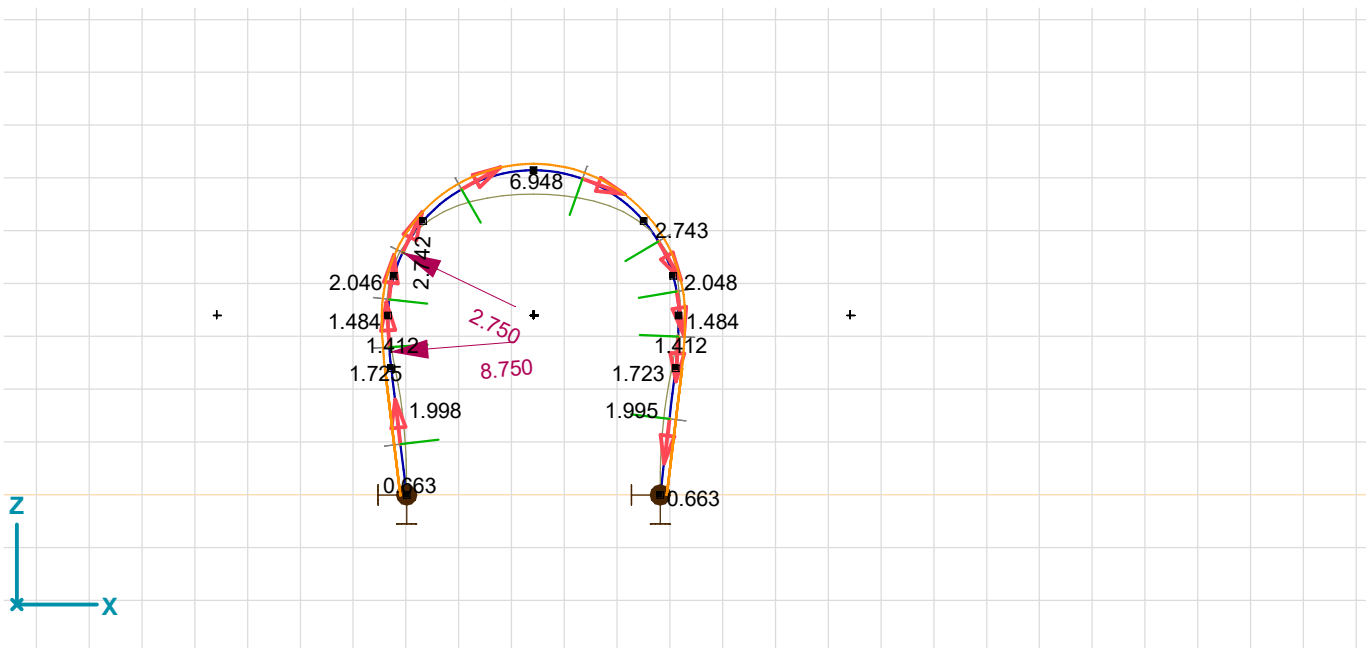
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

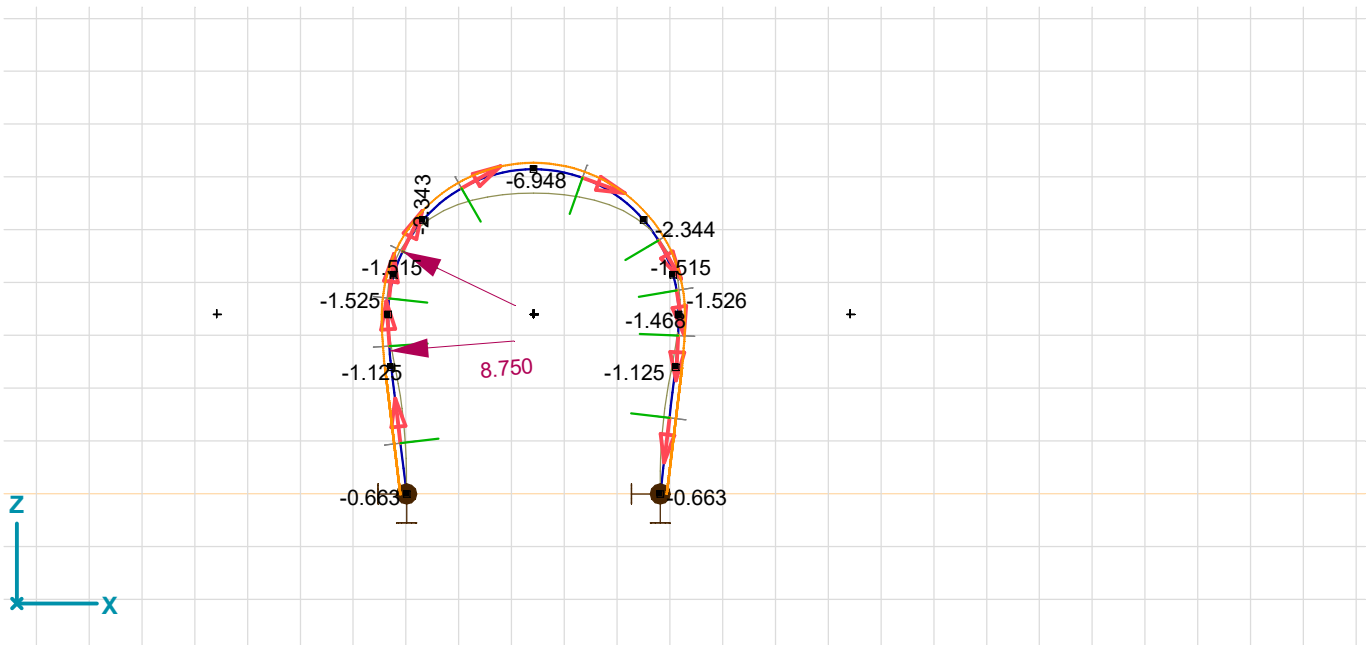
Modell: 4233_MIP_20260217_GHTI_Statik_Ereduziert.axs

19.05.2026

Seite 16

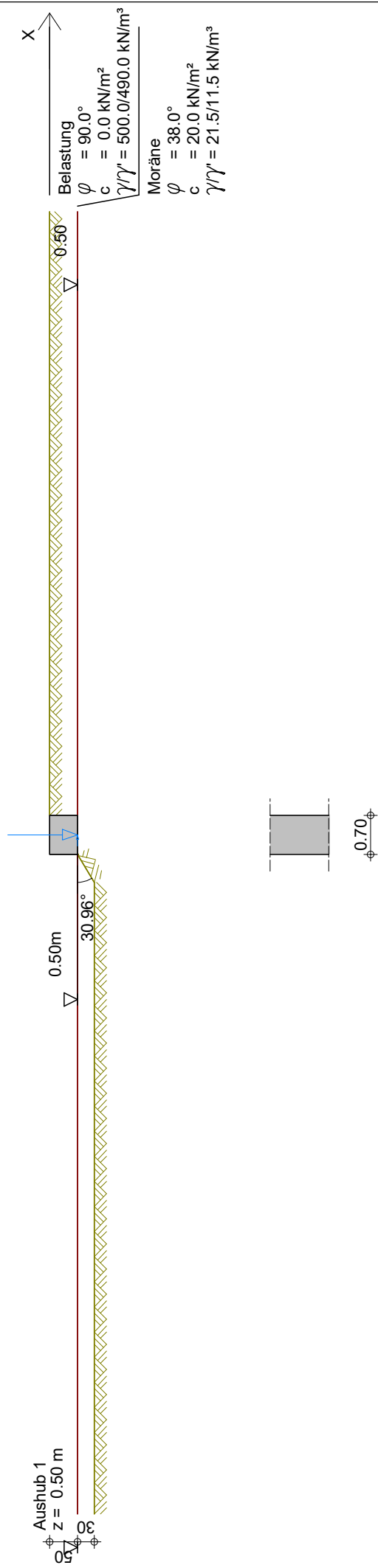


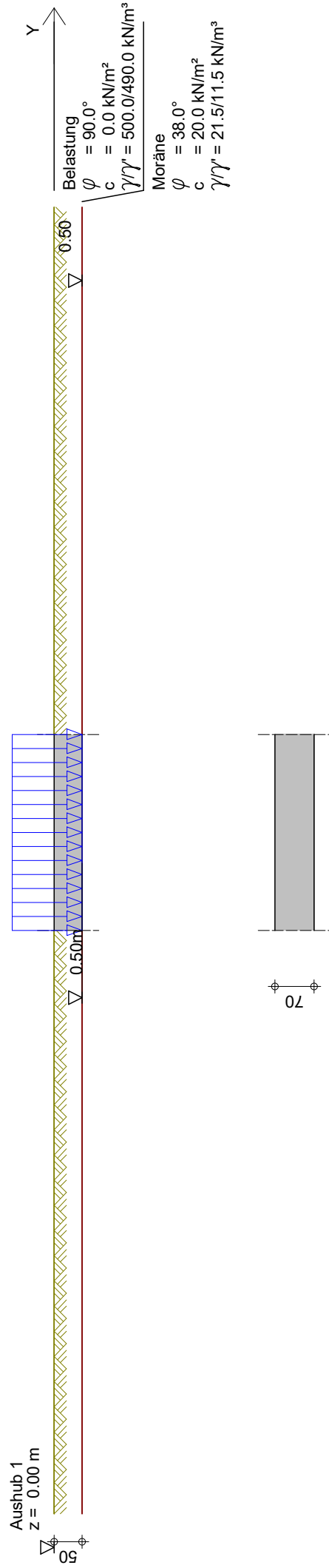
[II], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), eR, Diagramm, Vorderansicht

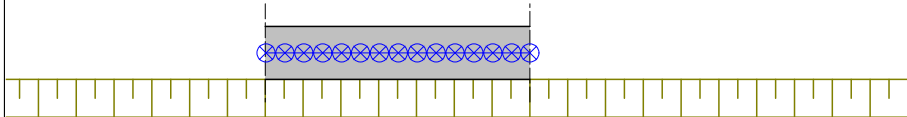


[III], Nichtlin., Lastfall 2 [1] (1.000), eZ, Diagramm, Vorderansicht

B. DC-Fundament

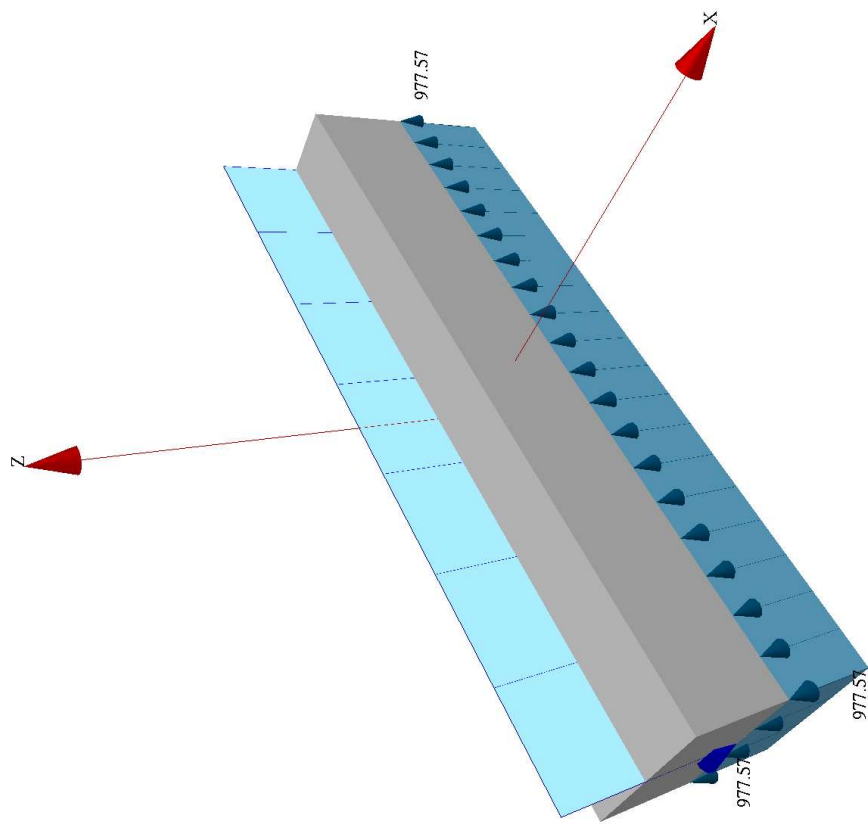






0.70





Programm DC-Fundament *** Copyright 2006-2026 ALLPLAN GmbH ***

Eingabedatei: P:\4200-4299\4233 B Erneuerung GHT\07_Auflageprojekt (33)\06_Sachbearbeitung\Statik_SV\Statik Tunnel\DC\260325_MIP_Test_Wandfuss-Tunnel.dbf

Fundament-Berechnung nach SIA 267

Erddruck nach SIA 261

Berechnung nach GZ Typ 2

Fundamenttyp: Streifenfundament

Fundamentabmessungen

Breite b : 0.70 m
Unterkante : -0.50 m
H he h : 0.50 m

Schichtdaten

		Belastung	Moräne
Schichthöhe Δh	[m]	0.50	99.50
Innere Reibung $\text{cal } \varphi'$	[�]	90.00	38.00
Kohäsion c	[kN/m ²]	0.00	20.00
Wichte Boden γ	[kN/m ³]	500.00	21.50
Wichte unter Auftrieb γ'	[kN/m ³]	490.00	11.50
Steifemodul E_s	[MN/m ²]	100.00	100.00
zul. Bodenpressung	[kN/m ²]		

Linienlasten

Lastfall	Kat.	V [kN/m]	H _x [kN/m]	M _v [kNm/m]	x [m]	z [m]	γ Grundbau	γ Bemess.	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Eigengew.	G	0.0	0.0	0.0	0.00	-0.50	1.35	1.35			
1	A	684.3	105.0	0.0	0.00	-0.50	1.00	1.00			

Teilsicherheitsbeiwerte f r GZ Typ 1

γ^-	G,inf	G,sup	Q	Ea
	0.90	1.10	1.50	1.35

Teilsicherheitsbeiwerte f r GZ Typ 2

γ^-	G	Q	R	R,h	γ	φ	c	cu	Ea	E0g	Ep	G,inf
	1.35	1.50	1.00	1.00	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35	1.35	1.40	1.00

- γ^- Teilsicherheitsbeiwert f r ...
- Gst ndige Lasten
- Qver nderliche Lasten
- RPartialfaktor Grundbruch
- R,hGleitwiderstand
- γ Wichte
- φ Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
- cKoh sion c
- cuKoh sion undr niert cu
- EaAktiver Erddruck
- E0gRuhedruck
- EpPassiver Erddruck
- G,infg nstige st ndige Lasten
- G,supung nstige st ndige Lasten
- Qung nstige ver nderliche Lasten

Lastfall-Kombinationen für Grundbaunachweise:

Komb.Nr.	Eigengew.	1
1	1.00	0.00
2	1.00	1.00
3	1.35	0.00

Lastfall-Kombinationen für Bemessung:

Komb.Nr.	Eigengew.	1
1	1.00	0.00
2	1.00	1.00
3	1.35	0.00

Ergebnisse:

Komb.Nr.	Sohl-normalsp. [kN/m ²]	max.Boden pressung [kN/m ²]	Gleiten T_d/R_d	Grundbr. N_d/R_d	max. Setzung [mm]	e/d ständig	e/d gesamt	EQU: $E_{d,dst}/E_{d,stb}$
1	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.000	0.000	0.000
2	977.6	977.6	0.26	1.00	8.5	0.000	0.000	99999.000
3	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.000	0.000	0.000

Maßgebend:

Komb.Nr.	Sohl-normalsp. [kN/m ²]	max.Boden pressung [kN/m ²]	Gleiten T_d/R_d	Grundbr. N_d/R_d	max. Setzung [mm]	e/d ständig	e/d gesamt	EQU: $E_{d,dst}/E_{d,stb}$
	977.6	977.6	0.26	1.00	8.5	0.000	0.000	0.000

Bewehrung:

Komb.Nr.	$A_{s,x}$ unten [cm ²]	$A_{s,y}$ unten [cm ²]	$A_{s,x}$ oben [cm ²]	$A_{s,y}$ oben [cm ²]
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.0	0.6	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0

Maßgebend:

Komb.Nr.	$A_{s,x}$ unten [cm ²]	$A_{s,y}$ unten [cm ²]	$A_{s,x}$ oben [cm ²]	$A_{s,y}$ oben [cm ²]
	3.0	0.6	0.0	0.0

Nachweis gegen Kippen unter Gesamtlasten im GZ Typ 1

Schnittgrößen in der Sohlfuge

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 3

 $n_d = 0.0 \text{ kN/m}$, $q_{x,d} = 0.0 \text{ kN/m}$, $m_{y,d} = 0.0 \text{ kNm/m}$ Ausmitte: $e_{x,d} = 0.00 \text{ m}$, $e_{y,d} = 0.00 \text{ m}$ Sohldruckkraft im Kern: $(e_x/b)^2 = 0.000 \leq 0.111$ ***** Nachweis erfüllt *******Nachweis der max. Bodenpressung**

Schnittgrößen in der Sohlfuge

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 2

 $n = 684.3 \text{ kN/m}$, $q_x = 105.0 \text{ kN/m}$, $m_y = 0.0 \text{ kNm/m}$

$$\sigma_{1(-x)} = 977.6 \text{ kN/m}^2, \sigma_{2(+x)} = 977.6 \text{ kN/m}^2$$

Ersatzbreite: $b' = 0.70 \text{ m}$

$$\text{Sohlnormalspannung } \sigma_{0r,k} = 977.6 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis der Gleitsicherheit im GZ Typ 2

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 2, maßgebende Richtung: +x

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Belastung T	= 105.0 kN	105.0 kN
Belastung V	= 684.3 kN	684.3 kN
Reibungswinkel Sohle δ	= 35.00 °	30.26 °
Kohäsion c	= 20.00 kN/m ²	13.33 kN/m ²
Gleitwiderstand R_t	= 493.2 kN	408.6 kN

$$\text{Nachweis: } T_d / (R_{t,d} + E_{p,d}) = 0.26 < 1.0$$

*** Nachweis erfüllt ***

Nachweis der Grundbruchsicherheit im GZ Typ 2

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 2, maßgebende Richtung: -x

Böschung von 0.00 m bis 0.50 m, Höhe -0.30 m

Belastung	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 684.30 kN/m	684.30 kN/m
Horizontallast H	= -105.00 kN/m	-105.00 kN/m
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	= -0.15	

Abmessungen

Böschungsneigung β (verändert, siehe Hinweis)	= 7.48 °
Einbindetiefe d	= 0.00 m
Ersatzbreite b'	= 0.70 m

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	= 6.55 m	
Tiefe der Grundbruchfigur	= 1.90 m	
Maßgebende Bodenkennwerte: γ oberhalb Gründungssohle	= 21.50 kN/m ³	21.50 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	= 21.50 kN/m ³	21.50 kN/m ³
Reibungswinkel φ	= 38.00 °	33.07 °
Kohäsion c	= 20.00 kN/m ²	13.33 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_c, N_q, N_γ	= 38.86 26.30 29.65	
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_q, i_γ	= 1.45 1.44 1.65	
Formbeiwerte s_c, s_q, s_γ	= 1.00 1.00 1.00	
Tiefenbeiwerte d_c, d_q, d_γ	= 1.00 1.00 1.00	
Geländeneigungsbeiwerte g_c, g_q, g_γ	= 0.95 0.71 0.71	

$$\text{Grundbruchspannung } p_d = 977.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Bemessungswert Grundbruchwiderstand } R_d = 683.94 \text{ kN/m}$$

$$\text{Bemessungswert Beanspruchung } N_d = 684.30 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis: } N_d / R_d = 1.00 = 1.0$$

*** Nachweis erfüllt ***

Hinweis: Die Böschungshöhe wurde auf 1/3 der verbleibenden Breite der Grundbruchfigur mit

$b = 5.85 \text{ m}$ angesetzt, da die Geländeneigungsbeiwerte für unendlich ausgedehnte Böschungen gelten.

Hinweis: Bei abfallenden Böschungen sollte geprüft werden, ob Geländebruch maßgebend wird.

Setzungsberechnung (GZG) im GZ Gebrauchstauglichkeit
bezogen auf die Bodenpressungen an den kennzeichnenden Punkten:

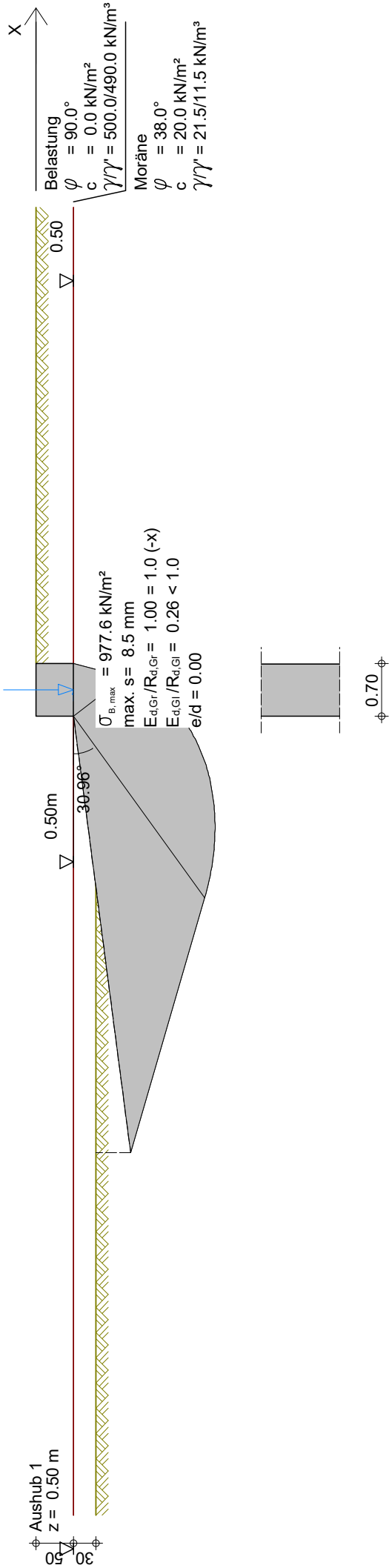
Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 2

Setzung am Eckpunkt $(-b/2;-a/2)$:	8.5 mm
Setzung am Eckpunkt $(+b/2;-a/2)$:	8.5 mm
Setzung am Eckpunkt $(-b/2;+a/2)$:	8.5 mm
Setzung am Eckpunkt $(+b/2;+a/2)$:	8.5 mm

Maximale Setzung:	8.5 mm
Angesetzte Grenztiefe:	7.50 m



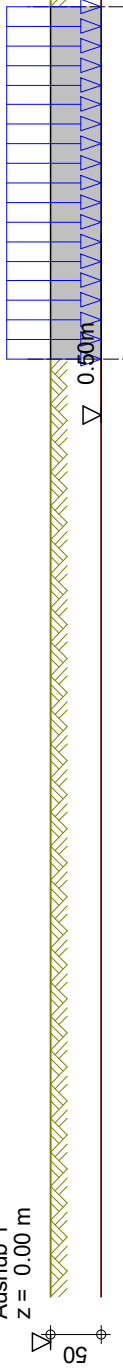
Lf-Name	x	y	z	Hx	Hy	Vz	Mx	My	Typ
1	0.00	0.00	-0.50	105.00	0.00	684.30	0.00	0.00	A



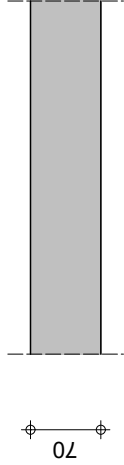


Lf-Name	x	y	z	Hx	Hy	Vz	Mx	My	Typ
1	0.00	0.00	-0.50	105.00	0.00	684.30	0.00	0.00	A

Aushub 1
z = 0.00 m



$\sigma_{B, \max} = 977.6 \text{ kN/m}^2$
max. s = 8.5 mm
 $E_{d, Gr} / R_{d, Gr} = 1.00 = 1.0 (-x)$
 $E_{d, Gl} / R_{d, Gl} = 0.26 < 1.0$
e/d = 0.00



Belastung
 $\varphi = 90.0^\circ$
 $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$
 $\gamma/\gamma' = 500.0/490.0 \text{ kN/m}^3$
Moräne
 $\varphi = 38.0^\circ$
 $c = 20.0 \text{ kN/m}^2$
 $\gamma/\gamma' = 21.5/11.5 \text{ kN/m}^3$

Stahlbetonbemessung nach SIA 262

Materialwerte: Beton C20/25 Bewehrung: B500A

Randabstände Bewehrungsachse:

 $d_{\text{oben, x}} = 5.0 \text{ cm}$, $d_{\text{unten, x}} = 5.0 \text{ cm}$, $d_{\text{oben, y}} = 5.0 \text{ cm}$, $d_{\text{unten, y}} = 5.0 \text{ cm}$

Maßgebende Schnittgrößen (Schnitt am Stützenrand)

Sicherheitsbeiwerte

für Lasten:

 γ_F nach GZ Typ 2

für Widerstände:

 $\gamma_R = 1.50$ (Beton), 1.15 (Stahl)

Bemessungsschnittgrößen

Moment im Querschnitt: $\max. M_{yd} = 59.88 \text{ kNm}$ aus Kombination Nr. 2: maßgebende Sohlschnittgrößen $N_d = 684.3 \text{ kN}$, $M_{xd} = 0.0 \text{ kNm}$, $M_{yd} = 0.0 \text{ kNm}$

Erforderliche Bewehrung:

erf. $A_{Sx, \text{unten}} = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ **gewählt: $\emptyset 16$ alle $67.8 \text{ cm} = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$** erf. $A_{Sy, \text{unten}} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ **gewählt: $1 \emptyset 16 \text{ mm} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$** **Zusammenfassung**

Alle Nachweise sind erfüllt.

C. AxisVM Endzustand

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

AXISVM X8 R1c-qf1 · Registrierter Benutzer: Gähler und Partner AG
MIP_20260611_Bodenplatte.axs

Ausgabe

<i>Eintrag</i>	<i>Seite</i>
Materialien	3
Querschnitte	3
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	3
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	4
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Rx (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht	4
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Rz (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht	5
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Rz (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	5
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht	6
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), eR, Diagramm, Vorderansicht	6
[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), eZ, Diagramm, Vorderansicht	7
Hor.Last, Vorderansicht	7
Hor.Last, Vorderansicht_	8

Projekt:

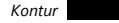
Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: **MIP_20260611_Bodenplatte.axs**

12.06.2026

Seite 3

Materialien**1 C25/30-gerissen**

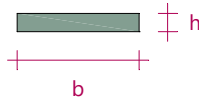
Typ: Beton	SIA 26x (Schweiz), SN EN 206	Lineare
	Material 	$E = 10700 \text{ N/mm}^2$
	Kontur 	$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$
		$\nu = 0.20$
		$\alpha_T = 1E-5 \text{ 1/}^\circ\text{C}$
		$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
		$\gamma_c = 1.500$
		$\phi_t = 2.00$

Name: Materialname; **Typ:** Materialtyp; **Modell:** Materialmodell; **E_x:** E-Modul in lokaler x-Richtung; **E_y:** E-Modul in lokaler y-Richtung; **v:** Poissonzahl; **α_T:** Wärmeausdehnungskoeffizient; **ρ:** Dichte; **Material:** Materialfarbe; **Kontur:** Konturfarbe des Materials;

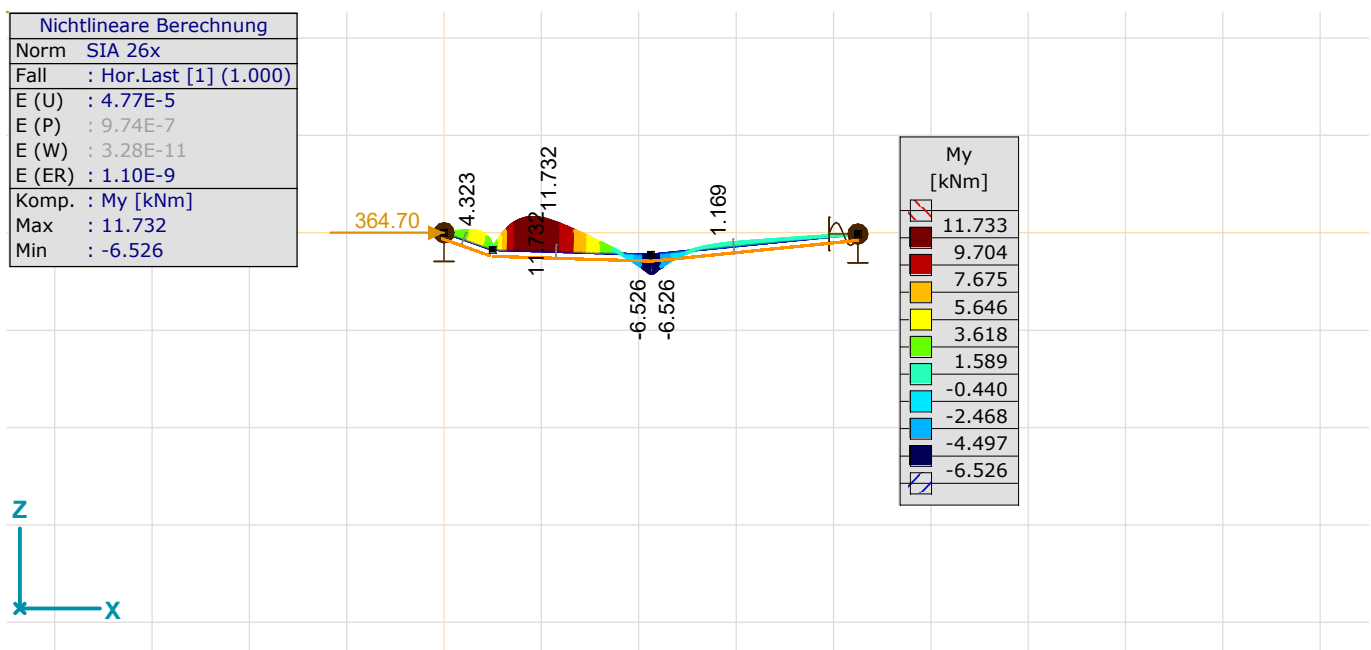
Querschnitte**1 1000x150**

Herstellung: Sonstige Form: Rech. Sp.p.: 5

$h = 150.0 \text{ mm}$	$A_x = 150000.00 \text{ mm}^2$	$W_{1,elt} = 2.5E+7 \text{ mm}^3$	$i_y = 43.3 \text{ mm}$
$b = 1000.0 \text{ mm}$	$A_y = 125000.00 \text{ mm}^2$	$W_{1,elb} = 2.5E+7 \text{ mm}^3$	$i_z = 288.7 \text{ mm}$
	$A_z = 125000.00 \text{ mm}^2$	$W_{2,elt} = 3750000.0 \text{ mm}^3$	$H_y = 1000.0 \text{ mm}$
	$I_x = 1.0186E+9 \text{ mm}^4$	$W_{2,elb} = 3750000.0 \text{ mm}^3$	$H_z = 150.0 \text{ mm}$
	$I_y = 2.8125E+8 \text{ mm}^4$	$W_{1,pl} = 3.75E+7 \text{ mm}^3$	$y_G = 500.0 \text{ mm}$
	$I_z = 1.25E+10 \text{ mm}^4$	$W_{2,pl} = 5625000.0 \text{ mm}^3$	$z_G = 75.0 \text{ mm}$
	$I_{yz} = 0 \text{ mm}^4$		
	$I_1 = 1.25E+10 \text{ mm}^4$		
	$I_2 = 2.8125E+8 \text{ mm}^4$		
	$\alpha = 90.00^\circ$		
	$I_\omega = 2.124E+13 \text{ mm}^6$		



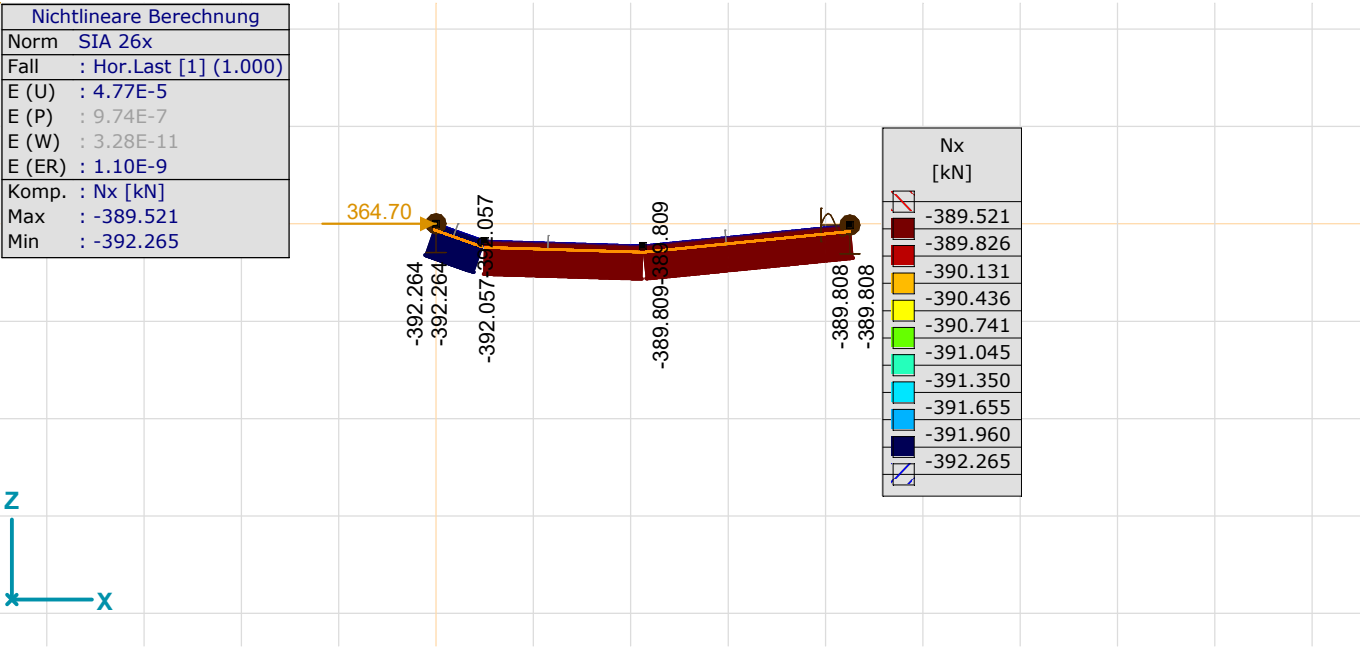
Name: Querschnittsname; **Herstellung:** Herstellungsmethode; **Form:** Querschnitt; **h:** Querschnittshöhe; **b:** Querschnittsbreite; **tw:** Stegdicke; **tf:** Flanschdicke; **r₁, r₂, r₃:** Ausrundungsradius; **A_x:** Querschnittsfläche; **A_y, A_z:** Schubfläche; **I_x:** Torsionsträgheitsmoment; **I_y, I_z:** Trägheitsmoment; **I_{yz}:** Zentrifugalträgheitsmoment; **I₁, I₂:** Haupt-Biegeträgheitsmoment; **α:** Hauptrichtung; **I_ω:** Verwölbung; **W_{1,elt}, W_{1,elb}, W_{2,elt}, W_{2,elb}:** Elastischer Querschnittsmodul; **W_{1,pl}, W_{2,pl}:** Plastischer Querschnittsmodul; **i_y, i_z:** Trägheitsradius; **H_y:** Querschnittsmaß in lokaler y Richtung; **H_z:** Querschnittsmaß in lokaler z Richtung; **y_G:** y-Koordinate des Schwerpunktes; **z_G:** z-Koordinate des Schwerpunktes; **y_c:** y-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; **z_c:** z-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; **β_y, β_z, β_ω:** Wagner's Koeffizient; **Sp.p.:** Anzahl der Spannungsauswertungspunkte;



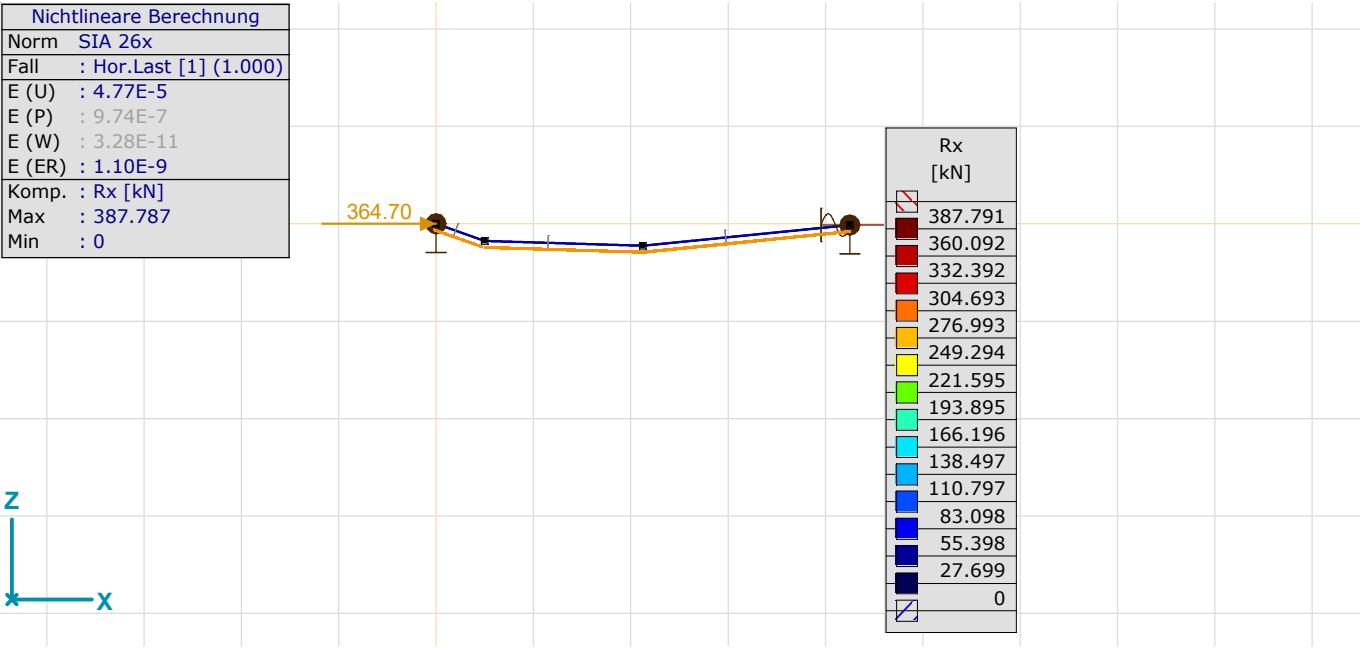
[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), My, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG
Modell: MIP_20260611_Bodenplatte.axs



[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Nx, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Rx (Knotenaufleger), Diagramm, Vorderansicht

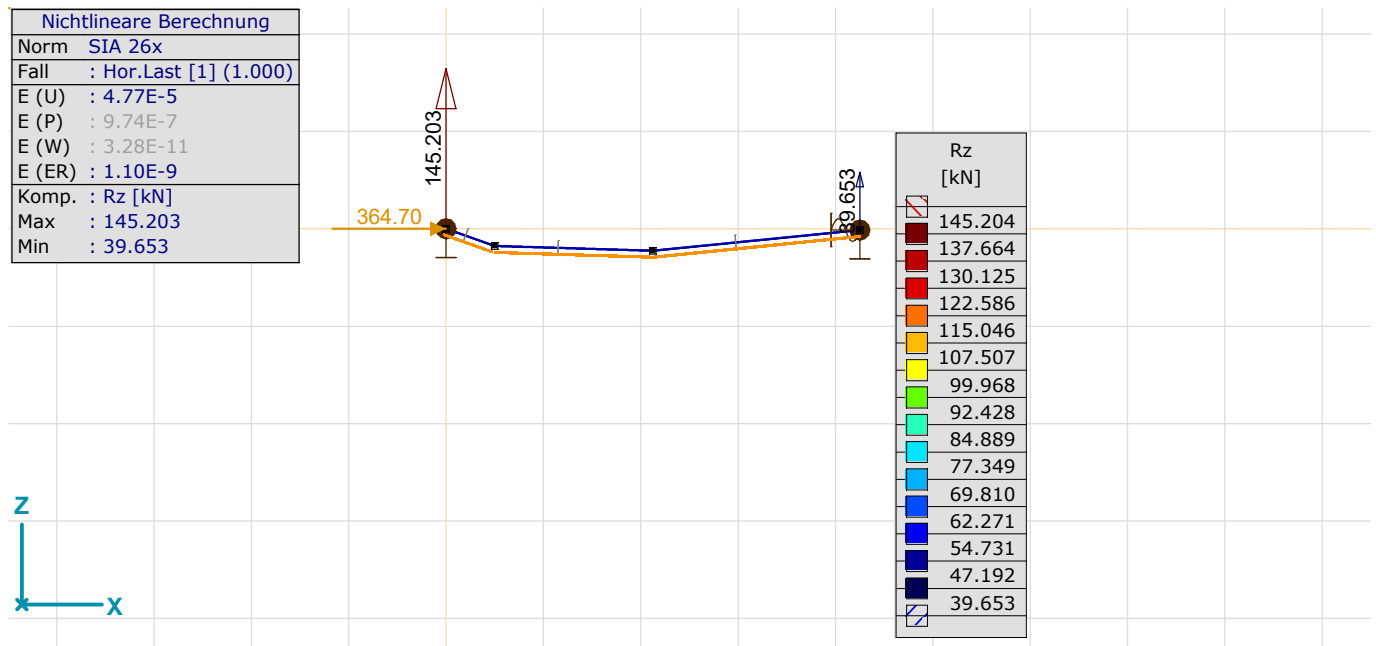
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

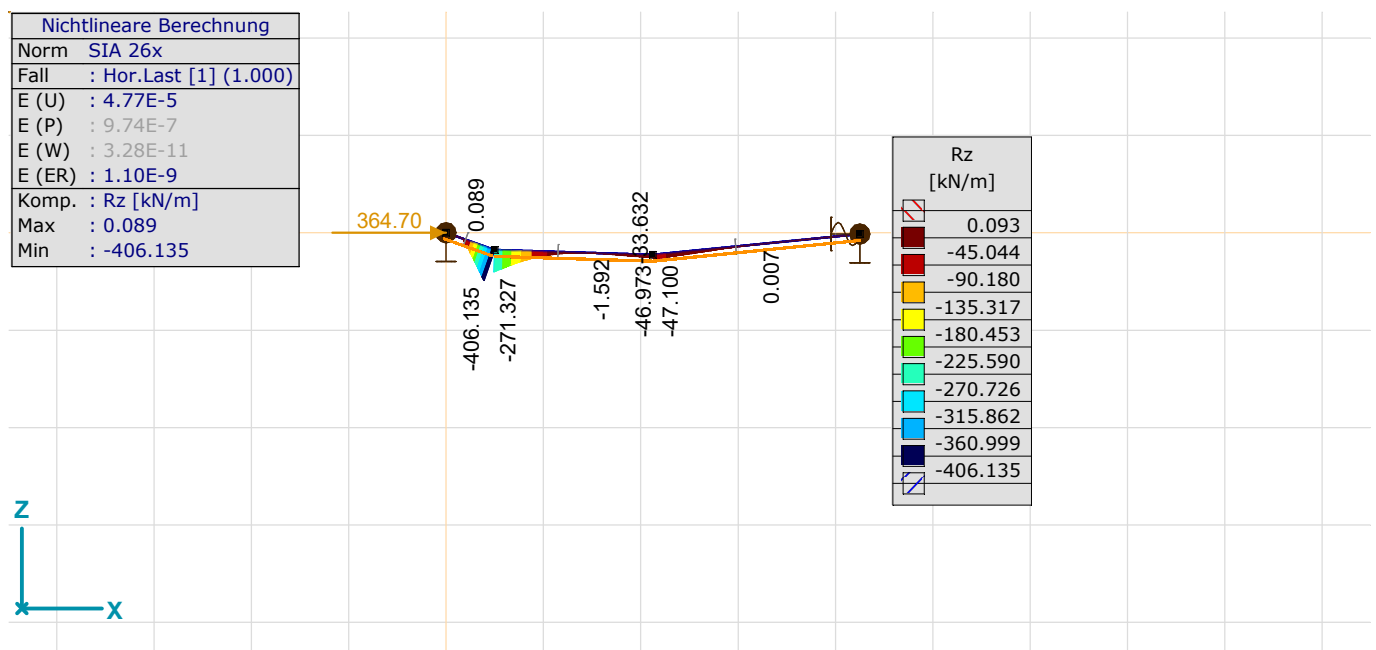
Modell: **MIP_20260611_Bodenplatte.axs**

12.06.2026

Seite 5



[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Rz (Knotenauflager), Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Rz (Linienauflager), Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht

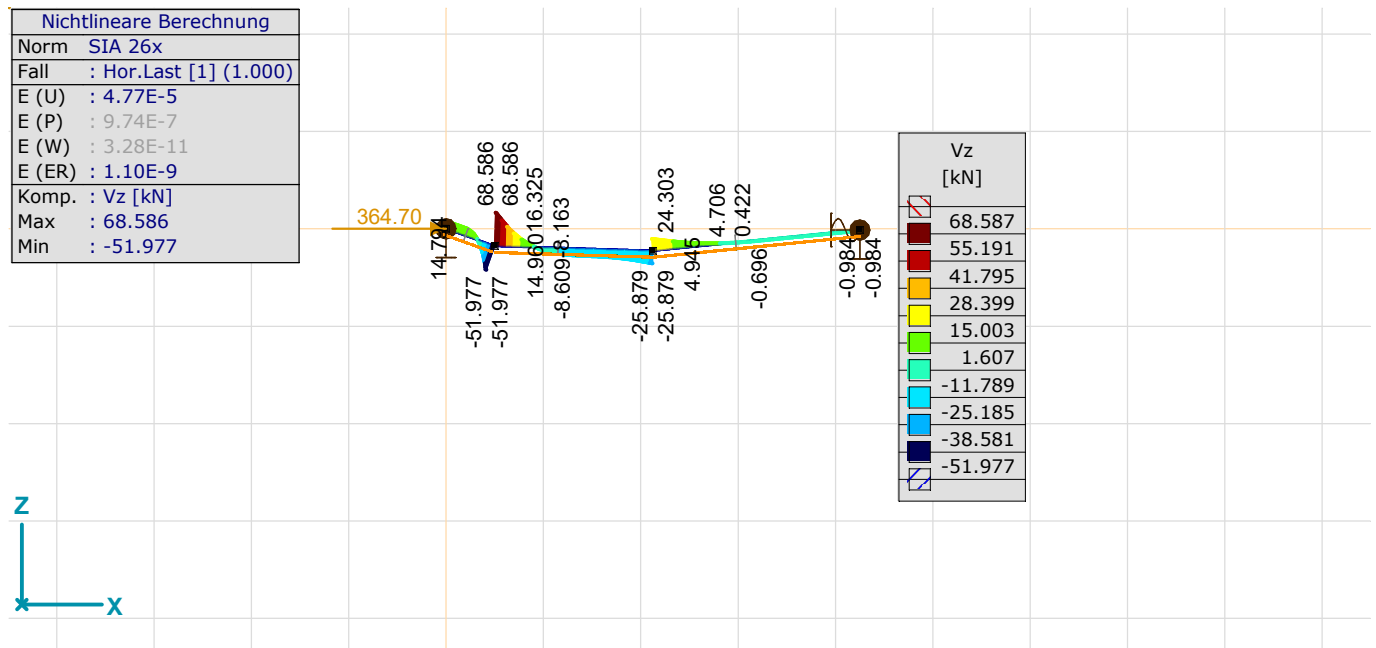
Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

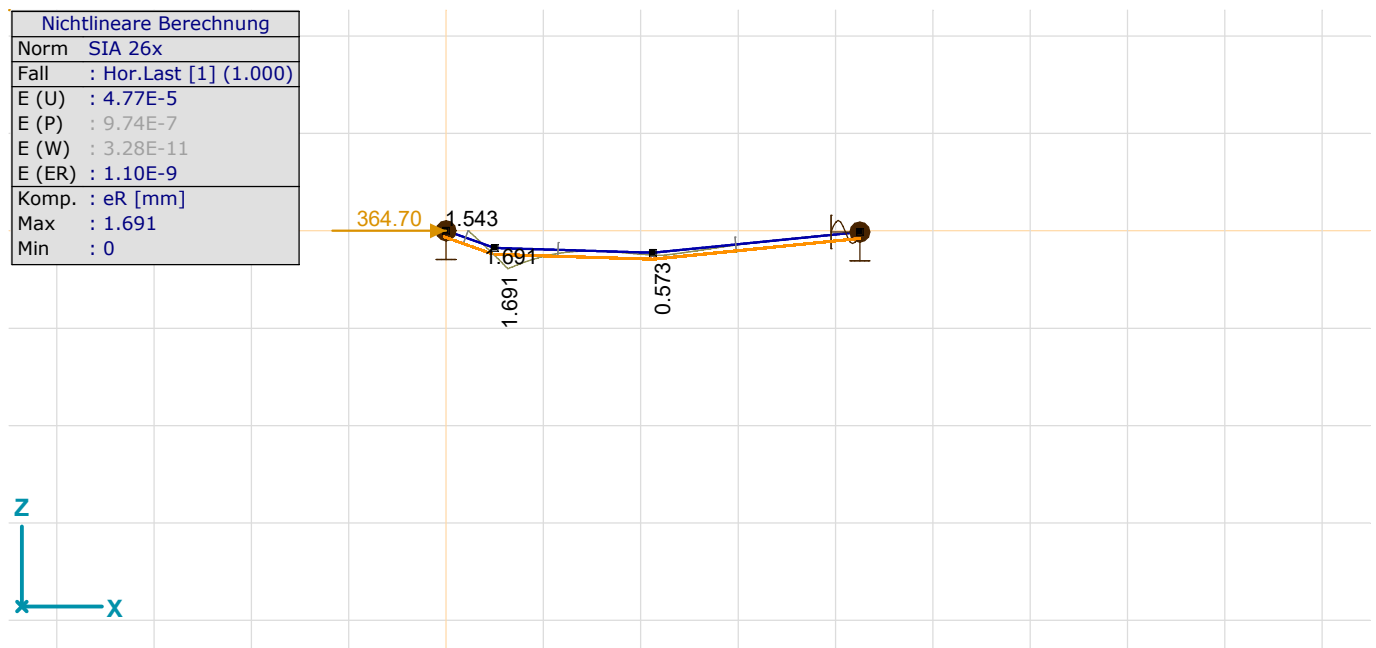
Modell: MIP_20260611_Bodenplatte.axs

12.06.2026

Seite 6



[II], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), Vz, Ausgefülltes Diagramm, Vorderansicht



[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), eR, Diagramm, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: **MIP_20260611_Bodenplatte.axs**

12.06.2026

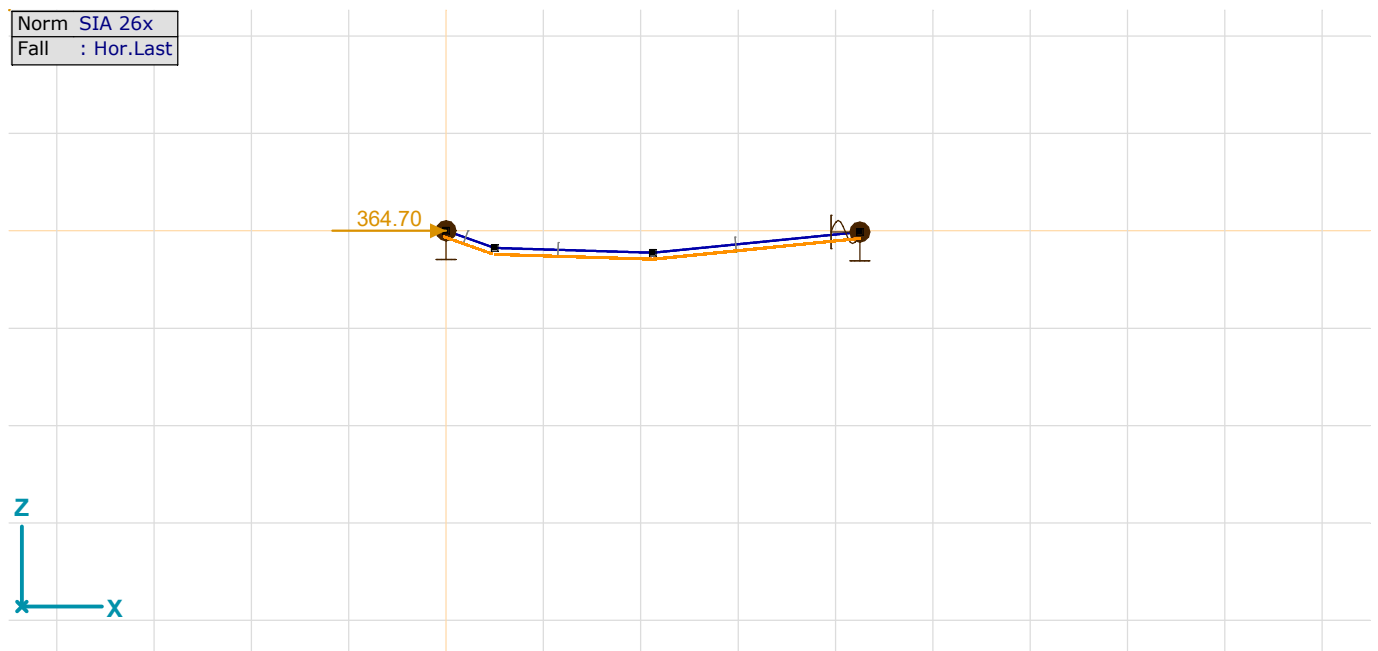
Seite 7

Nichtlineare Berechnung	
Norm	SIA 26x
Fall	: Hor.Last [1] (1.000)
E (U)	: 4.77E-5
E (P)	: 9.74E-7
E (W)	: 3.28E-11
E (ER)	: 1.10E-9
Komp.	: eZ [mm]
Max	: 0.041
Min	: -1.432



[III], Nichtlin., Hor.Last [1] (1.000), eZ, Diagramm, Vorderansicht

Norm	SIA 26x
Fall	: Hor.Last



Hor.Last, Vorderansicht

Projekt:

Bearbeiter: Gähler und Partner AG

Modell: **MIP_20260611_Bodenplatte.axs**

12.06.2026

Seite 8

Norm [SIA 26x](#)
Fall : Hor.Last

