



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK

Bundesamt für Strassen ASTRA

Dokumentation

Ausgabe 2013 V1.00

Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels

**Berechnungsbeispiele und Erläuterungen zur
Richtlinie ASTRA 12014**

ASTRA 82007

ASTRA OFROU USTRA UVIAS

Impressum

Autoren / Arbeitsgruppe

Alvarez Manuel	(ASTRA N-SFS, Vorsitz seit August 2009)
Schuler Willi	(ASTRA N-SFS, Vorsitz bis August 2009)
Gammeter Christian	(ASTRA N-SFS, Technische Begleitung)
Henguely Patrick	(ASTRA I-FU, Technische Begleitung bis April 2012)
Fellmann Walter	(Projektierung, Begleitgruppe)
Geiser Françoise	(Projektierung, Begleitgruppe)
Jacquemoud Joseph	(Projektierung, Begleitgruppe)
Lutz Anita	(Projektierung, Autor)
Plumey Sylvain	(Projektierung, Autor)
Ryser Matthias	(Projektierung, Autor)
Muttoni Aurelio	(EPF Lausanne, Autor)

Übersetzung (Originalversion in Deutsch)

Herausgeber

Bundesamt für Strassen ASTRA
Abteilung Strassennetze N
Standards, Forschung, Sicherheit SFS
3003 Bern

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von www.astra.admin.ch herunter geladen werden.

© ASTRA 2013

Abdruck – ausser für kommerzielle Nutzung – unter Angabe der Quelle gestattet.

Vorwort

Die vorliegende Dokumentation ASTRA 82007 „Bemessung und Berechnung von Tagbautunnels – Berechnungsbeispiele und Erläuterungen zur Richtlinie ASTRA 12014“ (Ausgabe 2013) ersetzt eine vorgehende Version (Ausgabe 1998), welche ihrerseits zu der neuen Richtlinie ASTRA 12014 „Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels“ (Ausgabe 2013) weiterentwickelt wurde.

Die vorliegende Dokumentation enthält Berechnungsbeispiele und Erläuterungen, welche die Anwendung der Richtlinie ASTRA 12014 veranschaulichen sollen.

Die Dokumentation wurde von der im Impressum aufgeführten Arbeitsgruppe konzipiert, unter Leitung des ASTRA und Beteiligung von Vertretern sowohl der Projektierung als auch der Hochschule; sie wurde von den als Autoren bezeichneten Personen verfasst und von den in der Begleitgruppe mitwirkenden Experten begutachtet und massgeblich mitgestaltet. Für die ausgezeichnete Arbeit sei an dieser Stelle allen Beteiligten herzlich gedankt.

Bundesamt für Strassen

Rudolf Dieterle, Dr. sc. techn.
Direktor

Inhaltsverzeichnis

	Impressum	2
	Vorwort	3
	Inhaltsverzeichnis	5
1	Einleitung	7
1.1	Zweck des Dokuments	7
1.2	Inkrafttreten und Änderungen	7
2	Erläuterungen zum Sicherheitskonzept	8
2.1	Grundsätze	8
2.2	Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit	9
2.3	Analyse der Gefährdungsbilder und der Nutzungszustände	10
3	Berechnungsbeispiel	11
3.1	Grundlagen	11
3.1.1	Vorbemerkung	11
3.1.2	Normalprofil	11
3.1.3	Geotechnische Kennwerte des Baugrunds	11
3.2	Gefährdungsbilder und Nutzungszustände	12
3.2.1	Allgemeines	12
3.2.2	Gefährdungsbild B1: Belastung durch Hinterfüllung	12
3.2.3	Gefährdungsbild B2: Belastung durch Wasserdruck	14
3.2.4	Einwirkungen	14
3.2.5	Wahl der Bemessungswerte	14
3.3	Berechnungsmodelle.....	16
3.3.1	Allgemeines	16
3.3.2	Finite-Element-Methode	17
3.3.3	Bettungsmodulverfahren	19
3.4	Berechnung der Schnittkräfte und der Verschiebungen	21
3.4.1	Allgemeines	21
3.4.2	Bemessungssituation B1-3.....	21
3.4.3	Bemessungssituation B1-1	24
3.4.4	Bemessungssituation B2-1	26
3.4.5	Kontrolle der aktiven und der passiven Zonen	28
3.4.6	Kontrolle der Tragfähigkeit des Baugrunds	28
3.5	Nachweis eines ausreichenden Verformungsvermögens	29
3.5.1	Allgemeines	29
3.5.2	Aufnahme der Umlenkkräfte	29
	Anhänge	31
	Literaturverzeichnis	37
	Auflistung der Änderungen	39

1 Einleitung

1.1 Zweck des Dokuments

Mit der neuen Richtlinie ASTRA 12014 „Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels“, Ausgabe 2013 [1] wird die gleichnamige Dokumentation ASTRA 82007, Ausgabe 1998 [6] ersetzt. Die vorliegende, begleitende Dokumentation ASTRA 82007, Ausgabe 2013 soll mit Berechnungsbeispielen die Projektverfasser bei der Anwendung der neuen Richtlinie ASTRA 12014 unterstützen.

Im Abschnitt 2 der vorliegenden Dokumentation werden zunächst die grundsätzlichen Überlegungen erläutert, welche die Grundlage des in der Richtlinie ASTRA 12014 festgelegten Sicherheitskonzepts bilden. Weiter werden für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit die wichtigsten Unterschiede gegenüber der Normenreihe SIA 260 ff. [2]-[5] aufgezeigt.

Im Abschnitt 3 wird die Anwendung der Richtlinie ASTRA 12014 am Beispiel eines zweispurigen Tagbautunnels mit Gewölbe-Querschnitt erläutert. Die vollständige Darstellung des gesamten Projektierungsablaufs mit allen für ein konkretes Projekt erforderlichen Berechnungen und Bemessungen würde den Rahmen der vorliegenden Dokumentation bei weitem sprengen. Die Dokumentation beschränkt sich daher auf die beispielhafte Darstellung einzelner, für das Verständnis und die Anwendung der Richtlinie wichtiger Punkte.

Der Anhang I enthält ergänzende Hinweise zum Einfluss der Modellbildung auf die Berechnungsergebnisse.

1.2 Inkrafttreten und Änderungen

Die vorliegende Dokumentation tritt am 01.02.2013 in Kraft. Die „Auflistung der Änderungen“ ist auf Seite 39 zu finden.

2 Erläuterungen zum Sicherheitskonzept

2.1 Grundsätze

Bei der Erarbeitung der Richtlinie ASTRA 12014 „Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels“ [1] standen die folgenden Überlegungen im Vordergrund:

- 1) Für eine wirtschaftliche und sichere Bemessung ist das Verständnis des Systemverhaltens von Tragwerk und Baugrund entscheidend. Die Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels sollte daher auf einer sorgfältigen Analyse der Gefährdungen und der daraus abgeleiteten massgebenden Bruchmechanismen beruhen.
- 2) Neuere Forschungsergebnisse zeigen, dass Stahlbeton-Gewölbe unter Biegebeanspruchung mit Zug auf der Gewölbe-Innenseite nur ein beschränktes Verformungsvermögen aufweisen (Versagen durch Abplatzung der Bewehrungsüberdeckung und Ablösung der Bewehrung).
- 3) Aufgrund der komplexen Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk ist die Ermittlung der Beanspruchungen immer mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Ein ausreichendes Verformungsvermögen des Tragwerks, welches Umlagerungen der Kräfte auf andere Tragwerksteile bzw. auf den Baugrund ermöglicht, ist daher besonders wichtig.
- 4) Bei der Berechnung und Bemessung ist folglich zwischen Tragwerken mit ausreichendem bzw. nicht ausreichendem Verformungsvermögen zu unterscheiden. Die in der Norm SIA 262 [4] festgelegten Kriterien zur Beurteilung des Verformungsvermögens sind in der Richtlinie ASTRA 12014 für Tagbautunnels zu präzisieren.
- 5) Die Finite-Element-Methode ist für die Analyse von Tagbautunnels im Gebrauchszustand weit verbreitet. Obwohl teilweise auch die Tragsicherheitsnachweise auf der Grundlage der FE-Methode geführt werden, fehlen für diese Anwendung bis jetzt einheitliche normative Vorgaben. In der ASTRA Richtlinie 12014 sind daher die entsprechenden Vorgaben festzulegen.
- 6) Vermeintlich einfache Sicherheitskonzepte mit einem globalen Sicherheitsfaktor erfordern in der Regel zusätzliche Kontrollen der Berechnungen, insbesondere weil das System Tragwerk-Baugrund nichtlinear reagiert, sobald im Tragwerk oder im Baugrund die plastischen Grenzwiderstände erreicht werden. Zudem widersprechen Sicherheitskonzepte mit einem globalen Sicherheitsfaktor der Philosophie der geltenden Tragwerksnormen.
- 7) Das Sicherheitskonzept der ASTRA Richtlinie 12014 soll grundsätzlich dem Teilsicherheitskonzept der Norm SIA 260 [2] entsprechen. Für die beiden gebräuchlichsten Berechnungsmethoden, nämlich das Bettungsmodul-Verfahren und die FE-Methode, soll ein einheitliches Sicherheitskonzept gelten, welches sowohl für Gewölbe- wie auch für Rahmentragwerke anwendbar ist.

2.2 Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit

Das in der Richtlinie ASTRA 12014 [1] festgelegte Sicherheitskonzept entspricht grundsätzlich dem Teilsicherheitskonzept der Norm SIA 260 [2].

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sowie die Nachweise der Tragsicherheit im Grenzzustand (GZ) Typ 1 und im GZ Typ 3 folgen den Bestimmungen der Normenreihe SIA 260 ff. [2]-[5]. Die Richtlinie ASTRA 12014 enthält präzisierende Angaben bezüglich Einwirkungen, Berechnungsmodellen und Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit.

Die in der Richtlinie ASTRA 12014 für den Tragsicherheits-Nachweis im GZ Typ 2 festgelegten Regelungen weichen hingegen teilweise von der Normenreihe SIA 260 ff. [2]-[5] ab. Die wichtigsten Abweichungen sind:

- Die Bemessungswerte der Einwirkungen aus dem Baugrund – Erddruck und Erdauflast – werden unter Verwendung von Bemessungswerten der geotechnischen Kennwerte ermittelt, und nicht über Multiplikation der charakteristischen Werte mit einem Lastbeiwert. Dieses Vorgehen erlaubt eine konsequente Umsetzung des Teilsicherheitskonzepts mit der FE-Methode.
- Da der Lastbeiwert für die Erdauflast entfällt, wird entgegen der üblichen Praxis für die Raumlast des Baugrunds ebenfalls ein Teilsicherheitsbeiwert eingeführt. Damit wird bei Decken von Rahmentragwerken und bei flachen Gewölben eine ausreichend sichere Bemessung für die Erdauflast gewährleistet.
- Bei der Ermittlung der Einwirkungen aus dem Baugrund wird dieser in sogenannte aktive und passive Zonen aufgeteilt. In den aktiven Zonen bewegt sich das Tragwerk vom Baugrund weg bzw. es wird durch ihn belastet, in den passiven Zonen bewegt sich das Tragwerk zum Baugrund hin bzw. es wird durch ihn gestützt.
- Die Bemessungswerte der geotechnischen Kennwerte werden für die aktiven und die passiven Zonen unterschiedlich festgelegt, und im Gegenzug entfällt die unterschiedliche Behandlung von Erddruck und Erdauflast.
- Im Gegensatz zur Norm SIA 260 [2] ist bei Aufschüttungen der Teilsicherheitsbeiwert für die Raumlast des Baugrunds unabhängig von der Schütthöhe konstant. Bei der Schütthöhe ist dafür immer eine geometrische Sicherheit von mindestens 0.5 m einzurechnen. Die in der Norm SIA 267 [5] vorgesehene Reduktion der geometrischen Sicherheit bei Schütthöhen unter 2.0 m entfällt.

Weiter wird unterschieden zwischen Tragwerken mit ausreichendem und mit nicht ausreichendem Verformungsvermögen. Die wichtigsten Unterschiede sind:

- Die Berücksichtigung plastischer Gelenke ist nur bei Tragwerken mit ausreichendem Verformungsvermögen zulässig.
- Für Tragwerke ohne ausreichendes Verformungsvermögen gelten strengere Anforderungen an die Ermittlung der Abgrenzung zwischen aktiven und passiven Zonen, was entsprechend aufwändigere Berechnungen bedingt.
- Für Tragwerke ohne ausreichendes Verformungsvermögen wird der Nachweis verlangt, dass ein lokaler Sprödbbruch nicht zu einem progressiven Versagen des Tragwerks führt.

Für neue Bauwerke verlangt die Richtlinie ASTRA 12014 in Ziffer 3.2.4 grundsätzlich Tragwerke mit einem ausreichenden Verformungsvermögen.

2.3 Analyse der Gefährdungsbilder und der Nutzungszustände

Die Richtlinie ASTRA 12014 [1] verlangt analog zur Norm SIA 260 [2], dass bei der Projektierung eines Tagbautunnels alle relevanten Gefährdungsbilder und Nutzungszustände analysiert werden. Für jedes Gefährdungsbild und jeden Nutzungszustand ist aufzuzeigen, mit welchen Massnahmen diesem begegnet werden soll.

Einigen Gefährdungsbildern und Nutzungszuständen wird mit der Bemessung des Tragwerks begegnet. Die Richtlinie ASTRA 12014 verlangt, dass für jedes der für die Bemessung relevanten Gefährdungsbilder eine sorgfältige Analyse der möglichen Bruchmechanismen vorzunehmen ist. Für jeden dieser möglichen Bruchmechanismen ist eine spezifische Bemessungssituation zu definieren.

Die Lastbeiwerte und Teilsicherheitsbeiwerte hängen vom Typ des betrachteten Grenzzustands ab. Bei jeder Bemessungssituation ist daher festzulegen, für welchen Grenzzustand bzw. für welche Grenzzustände die Nachweise zu führen sind.

Jede Bemessungssituation kann einen oder mehrere Lastfälle, d.h. bestimmte Kombinationen von ständigen, veränderlichen und aussergewöhnlichen Einwirkungen umfassen. Da bei den Tagbautunnels die ständigen Einwirkungen in aller Regel überwiegen, genügt häufig die Betrachtung eines einzigen Lastfalls pro Bemessungssituation.

3 Berechnungsbeispiel

3.1 Grundlagen

3.1.1 Vorbemerkung

Am folgenden Beispiel eines zweispurigen Tagbautunnels soll die Anwendung der Bestimmungen der Richtlinie ASTRA 12014 [1] aufgezeigt werden. Das Beispiel wird nur auszugsweise behandelt – für ein konkretes Projekt müssten weitere Bemessungssituationen untersucht und zusätzliche Nachweise geführt werden.

Ergänzende Kommentare und Hinweise zu den Bestimmungen der Richtlinie ASTRA 12014 sowie zu den getroffenen Annahmen bei der Modellbildung werden nachfolgend in kursiver Schrift in separaten Textkästen dargestellt.

3.1.2 Normalprofil

Als Berechnungsbeispiel dient ein zweispuriger Tagbautunnel, welcher in einem ca. 16 m tiefen, offen geböschten Einschnitt erstellt und anschliessend eingeschüttet wird. Die Abmessungen sind im Normalprofil in Abb. 3.1 ersichtlich.

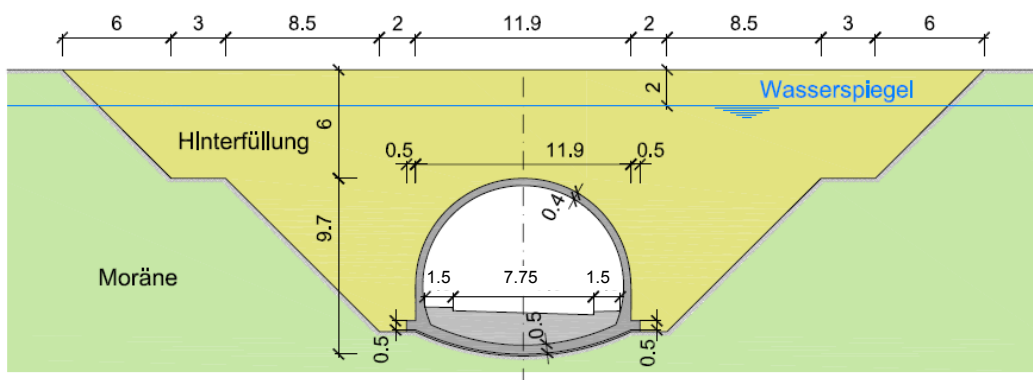


Abb. 3.1 Normalprofil des Tagbautunnels. Gewölberadius (innen) 5.55 m, Radius Sohlgewölbe (innen) 12.0 m.

3.1.3 Geotechnische Kennwerte des Baugrunds

Die charakteristischen Baugrundwerte sind in Abb. 3.2 zusammengestellt.

Abb. 3.2 Charakteristische Baugrundwerte.

Baugrund	Raumlast γ [kN/m ³]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifigkeit Erstbelastung E [kN/m ²]	Steifigkeit Wiederbelastung E' [kN/m ²]
Moräne	21	35	8	20'000	70'000
Hinterfüllung	21	32.5	0	30'000	–

Für das Grundwasser werden im Beispiel zwei verschiedene Situationen betrachtet:

- tief liegender Grundwasserspiegel ohne Einfluss auf das Bauwerk
- hoch liegender Grundwasserspiegel 2.0 m unter OK Terrain

3.2 Gefährdungsbilder und Nutzungszustände

3.2.1 Allgemeines

Nachfolgend werden für die zwei Gefährdungsbilder B1 „Belastung durch Hinterfüllung“ und B2 „Belastung durch Wasserdruck“ beispielhaft einige typische Bemessungssituationen dargestellt. Für eine Auswahl der aufgeführten Bemessungssituationen werden im Abschnitt 3.4 auch die Berechnungsergebnisse aufgeführt. Die im Folgenden behandelten Gefährdungsbilder beschreiben das Bemessungsproblem nicht abschliessend. Für ein konkretes Projekt müssten noch weitere Gefährdungsbilder und Nutzungszustände untersucht werden (z.B. aufgezwungene Verschiebungen).

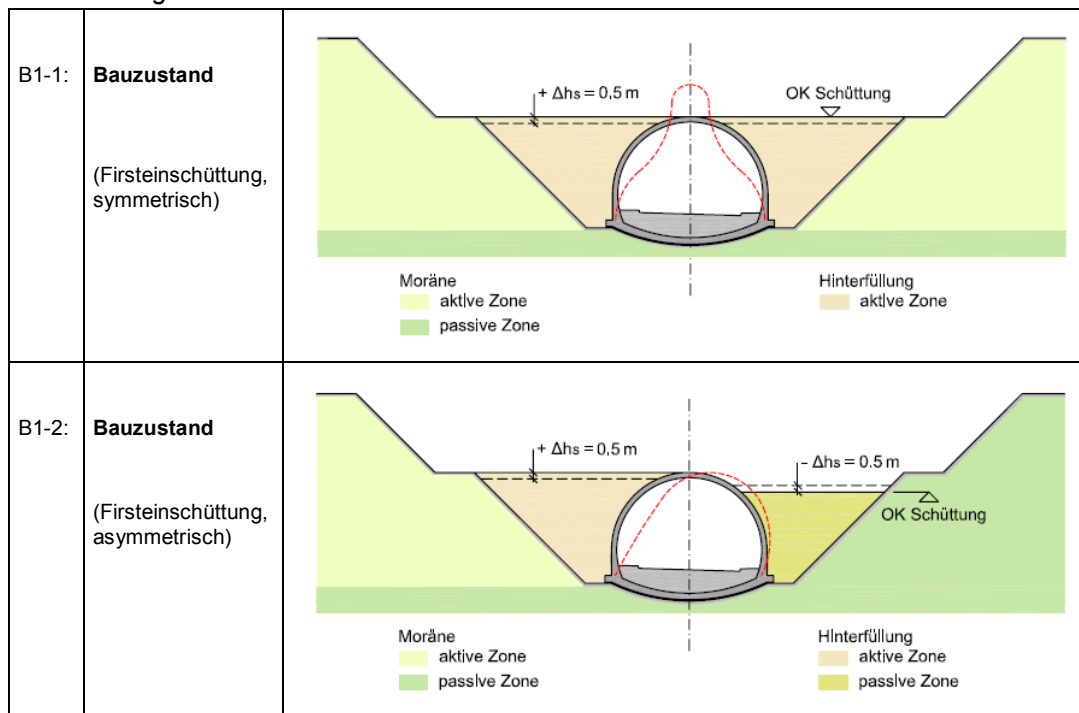
Gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.2.1.2 sind für jedes Gefährdungsbild die möglichen Bruchmechanismen zu untersuchen. In manchen Fällen ist von vornherein klar, welcher Mechanismus massgebend wird, zum Teil können aber auch mehrere verschiedene Mechanismen massgebend werden. Für jeden als relevant betrachteten Bruchmechanismus ist eine separate Bemessungssituation zu definieren. Dabei sind neben dem Baugrundmodell, der Geometrie des Terrains und der Hinterfüllung bzw. Überschüttung sowie den massgebenden äusseren Einwirkungen auch die aktiven und passiven Zonen des Baugrunds festzulegen.

Die Aufteilung des Baugrunds in aktive und passive Zonen ist aufgrund des betrachteten Bruchmechanismus und der entsprechenden Verformungen des Tragwerks festzulegen (rot gestrichelte Linien in Abb. 3.3 bis Abb. 3.5).

Für Tragwerke mit ausreichendem Verformungsvermögen können die Grenzen zwischen den aktiven und passiven Zonen häufig mit ausreichender Genauigkeit aufgrund der erwarteten Bruchmechanismen abgeschätzt werden, ohne dass dazu spezielle Berechnungen erforderlich sind. Die getroffene Wahl für die Abgrenzung zwischen den Zonen muss dann aber nachträglich aufgrund der Berechnungsergebnisse überprüft werden (vgl. Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.4.1.3).

3.2.2 Gefährdungsbild B1: Belastung durch Hinterfüllung

Abb. 3.3 Bemessungssituationen für das Gefährdungsbild „Belastung durch Hinterfüllung in Bauzuständen“.

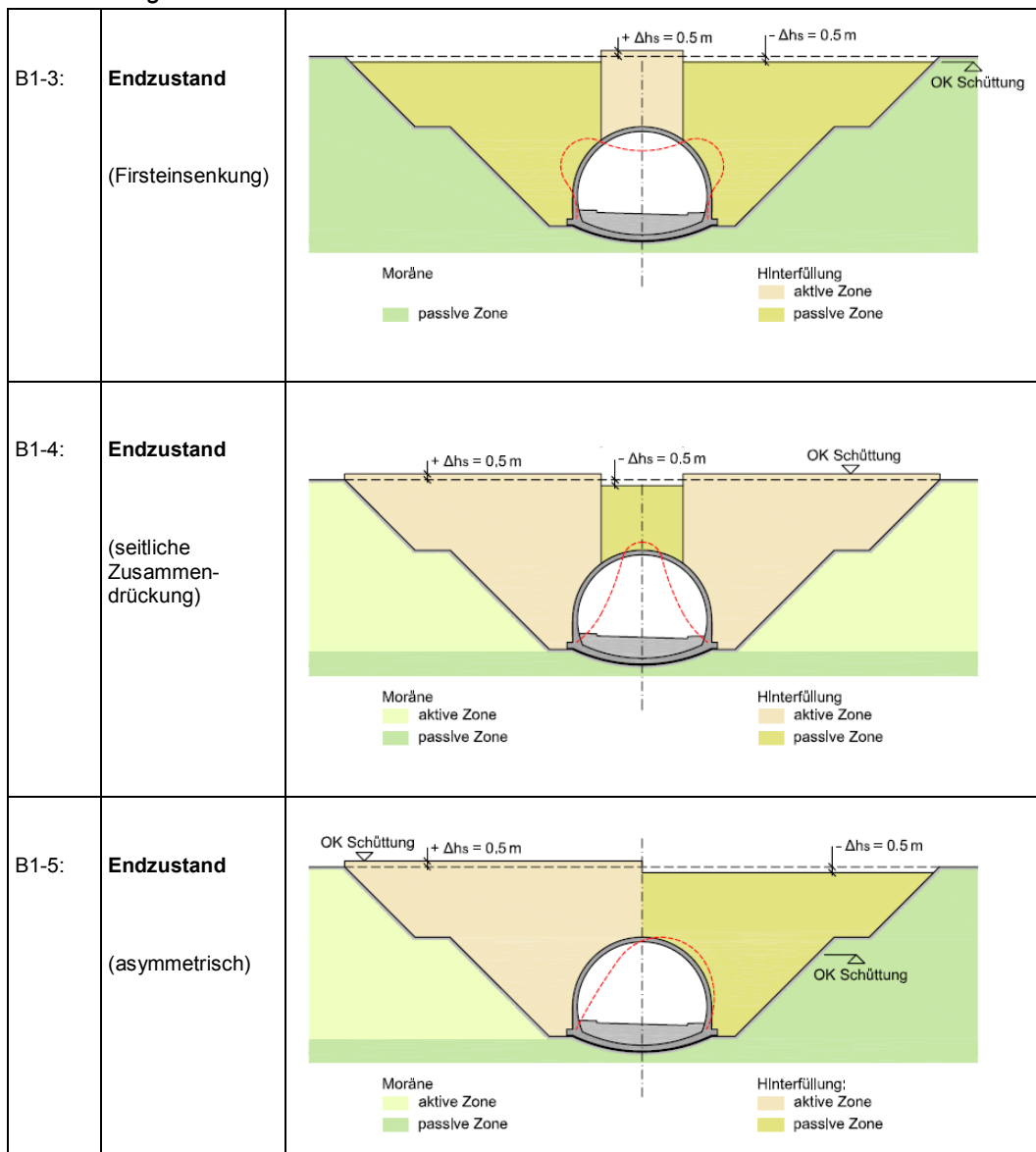


Für den in der Bemessungssituation B1-1 „symmetrische Firsteinschüttung“ dargestellten Bruchmechanismus könnte auch ein Bauzustand mit einer etwas kleineren oder einer etwas grösseren Hinterfüllungshöhe massgebend werden. Die Bemessungssituation B1-2 „asymmetrische Firsteinschüttung“ stellt ein Beispiel für einen asymmetrischen Bauzustand infolge ungleichmässiger Hinterfüllung dar. Bauzustände mit anderen Hinterfüllungshöhen könnten ebenfalls massgebend werden.

Im vorliegenden Beispiel ist nicht a priori klar, ob der in der Bemessungssituation B1-3 oder der in der Bemessungssituation B1-4 abgebildete Bruchzustand kritisch wird (geringe Exzentrizität der Drucklinie bezüglich der Querschnittsachse), so dass beide untersucht werden müssten. Im Folgenden wird aber nur die Bemessungssituation B1-3 weiter verfolgt. Auch beim Bruchmechanismus infolge asymmetrischer Belastung ist nicht von vornherein klar, ob der Endzustand (Bemessungssituation B1-5) oder ein Bauzustand (Bemessungssituation B1-2) massgebend wird. Es wären demzufolge auch hier mehrere potentiell kritische Zustände zu untersuchen. Diese werden im vorliegenden Beispiel jedoch nicht weiter behandelt.

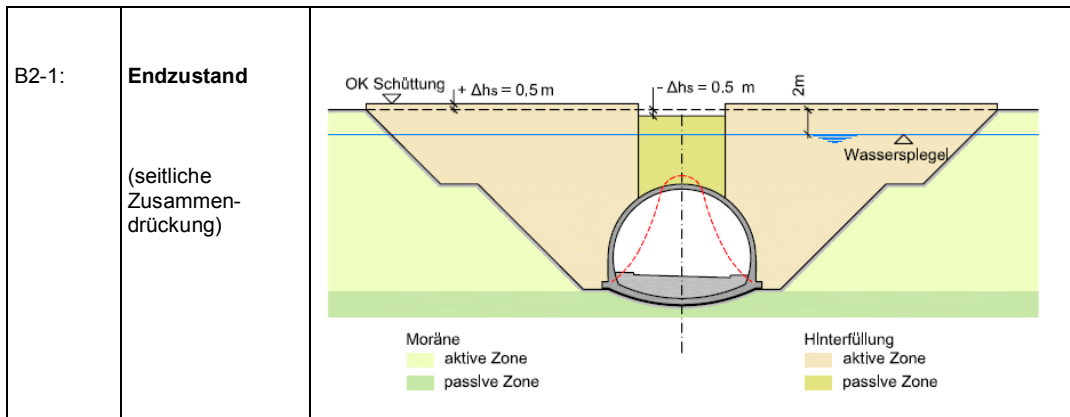
Häufig zeigt sich, dass für den der Bemessungssituation B1-4 zugrunde gelegten Bruchmechanismus der Bauzustand (Bemessungssituation B1-1) massgebend wird.

Abb. 3.4 Bemessungssituationen für das Gefährdungsbild „Belastung durch Hinterfüllung im Endzustand“.



3.2.3 Gefährdungsbild B2: Belastung durch Wasserdruck

Abb. 3.5 Bemessungssituation für das Gefährdungsbild „Belastung durch Wasserdruck im Endzustand“.



Der dargestellte Grundwasserspiegel entspricht dem Bemessungswert des Grundwasserspiegels für den Tragsicherheitsnachweis (Hochwasserstand mit Wiederkehrperiode von 100 Jahren).

Die Berechnungen mit Grundwasser beschränken sich im vorliegenden Beispiel auf die in Abb. 3.5 dargestellte Bemessungssituation. In einem konkreten Fall wären weitere Bemessungssituationen zu untersuchen.

Beispielsweise wären für das Gewölbe auch im Fall mit Grundwasser Bruchmechanismen mit Firsteinsenkung (analog Bemessungssituation B1-3) bzw. infolge asymmetrischer Belastung (analog Bemessungssituation B1-5) denkbar.

Die in Abb. 3.5 dargestellte Bemessungssituation bezieht sich auf das Tunnelgewölbe. Für die Bemessung des Sohlgewölbes sind zusätzliche Bemessungssituationen zu untersuchen, denen ein Bruchmechanismus im Sohlgewölbe zugrunde liegt. Dabei dürfte vermutlich ein kleiner Seitendruck massgebend werden, da dies eine weniger starke Einspannung der Sohle am Gewölbe-fuss ergibt (mit der seitlichen Hinterfüllung als passive Zone).

Neben dem Gefährdungsbild B2 „Belastung durch Wasserdruck“ ist im Fall mit Grundwasser selbstverständlich auch das Gefährdungsbild „Auftrieb“ zu untersuchen. Der entsprechende Tragsicherheitsnachweis nach GZ Typ 1 entspricht den Festlegungen in den Normen SIA 260 [2] bis 267 [5] und wird deshalb im vorliegenden Beispiel nicht weiter behandelt.

3.2.4 Einwirkungen

Auf die Ermittlung der Einwirkungen aus dem Baugrund und infolge des Wasserdrucks wird jeweils direkt im Abschnitt mit den entsprechenden Berechnungen genauer eingegangen.

Zur Vereinfachung der Beispiele werden die Auflasten (z.B. Koffer/Strassenaufbau im Tunnel) und die veränderlichen Einwirkungen (Verkehr, Schnee etc.) vernachlässigt. Aussergewöhnliche Einwirkungen wie Lawinen, Steinschlag, Erdbeben etc. werden im vorliegenden Beispiel nicht behandelt.

3.2.5 Wahl der Bemessungswerte

Die Tragsicherheitsnachweise für das Gewölbe werden im GZ Typ 2 geführt. Gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Abb. 5.3 gelten für die betrachteten Gefährdungsbilder bzw. Bemessungssituationen die in Abb. 3.6 aufgeführten Festlegungen für die Wahl der Bemessungswerte.

Abb. 3.6 Festlegung der Bemessungswerte für Bemessungssituationen GZ Typ 2.

Bemessungssituation (massgebende Gefährdung, Unsicherheit, Einwirkung)	ständige Einwirkungen						veränderliche Einwirkungen		
	Geotechnische Grössen	Geometrie Schüttung, Lage Wasserspiegel	Wasserdruck	Aufgezogene Verschiebungen	Eigenlast des Tragwerks	Auflasten	Verkehrslasten	Schneelasten	Lawinen (häufig)
B1-... (Hinterfüllung)	X_d	h_{sd}	-	-	1.35 0.80	-	-	-	-
B2-... (Grundwasser)	X_d	h_{sd} h_{wd}	1.20 0.90	-	1.35 0.80	-	-	-	-

Die Bemessungswerte der Geometrie der Hinterfüllung werden wie folgt festgelegt (Minimalanforderungen gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.5.2.4):

$$h_{sd,sup} = h_{s,nom} + \Delta h_s = h_{s,nom} + 0.50 \text{ m}$$

$$h_{sd,inf} = h_{s,nom} - \Delta h_s = h_{s,nom} - 0.50 \text{ m}$$

Die Eigenlast des Tragwerks ist gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.5.5.2 je nach Auswirkung gesamthaft mit dem Lastbeiwert γ_{sup} zu erhöhen (z.B. Bemessungssituation B1-3) bzw. mit dem Lastbeiwert γ_{inf} zu reduzieren (z.B. Bemessungssituation B1-1).

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die massgebenden Bemessungswerte gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Abb. 5.5 wie in Abb. 3.7 aufgeführt festzulegen.

Abb. 3.7 Bemessungswerte für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.

Bemessungssituation (massgebende Gefährdung, Unsicherheit, Einwirkung)	ständige Einwirkungen						veränderliche Einwirkungen		
	Geotechnische Grössen	Geometrie der Hinterfüllung	Wasserdruck	Aufgezogene Verschiebungen	Eigenlast des Tragwerks	Auflasten	Verkehrslasten	Temperatur	Schnee /Lawinen
D1 (quasi- ständig)	$X_d = X_k$	$h_{s,nom} \pm 0.6 \Delta h_s$	1.0	-	1.0	-	-	-	-

Da die Anpassung der Gelände-Geometrie um $\pm 0.6 \Delta h_s$ (d.h. $\pm 0.3 \text{ m}$) in den betrachteten symmetrischen Bemessungssituationen einen geringen Einfluss hat, wurde sie für das Beispiel vereinfachend vernachlässigt.

Für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis dürfte von einem Grundwasserspiegel ausgegangen werden, der einer tieferen Wiederkehrperiode entspricht als derjenigen für den Nachweis der Tragsicherheit. Im vorliegenden Beispiel wurde jedoch vereinfachend der gleiche Wasserspiegel verwendet wie für den Tragsicherheitsnachweis (Wiederkehrperiode 100 Jahre).

Die Bemessungswerte der geotechnischen Grössen sind gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Abb. 5.9 für die aktiven und die passiven Zonen des Baugrunds unterschiedlich anzusetzen, wie in Abb. 3.8 aufgeführt. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden dabei so angewendet, dass die Einwirkungen aus dem Baugrund bei günstiger Wirkung minimiert, bei ungünstiger Wirkung maximiert werden.

Abb. 3.8 Ermittlung der Bemessungswerte der geotechnischen Grössen.

Geotechnische Grösse	aktive Zone X_{ad}	passive Zone	
		günstig wirkend $X_{pd,min}$	ungünstig wirkend $X_{pd,max}$
Raumlast γ	$\gamma_d = 1.2 \gamma_k$	$\gamma_d = 0.9 \gamma_k$	$\gamma_d = 1.2 \gamma_k$
Reibungswinkel φ'	$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / 1.2$		$\tan \varphi'_d = 1.2 \tan \varphi'_k$
Kohäsion c'	$c'_d = c'_k / 1.5$		$c'_d = 1.5 c'_k$
Elastizitätsmodul E	$E_d = E_k / 1.5$		$E_d = 1.5 E_k$
Ruhedruck-Beiwert K_0	$K_{0,d} = K_{0,k}$		

Durch den Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwerts für die Raumlast des Baugrunds sowie einer geometrischen Sicherheit für die Schütthöhe wird eine genügende Bemessung von Decken bei Rechteckrahmen sowie von flachen Gewölben sichergestellt.

Durch die Kombination der Teilsicherheitsbeiwerte für die Raumlast des Baugrunds, den Reibungswinkel und die Kohäsion resultiert bei der Ermittlung von Erddrücken ein ähnliches Sicherheitsniveau wie beim Vorgehen gemäss der Normenreihe SIA 260 ff. [2]-[5] für den GZ Typ 2.

Die Bemessungswerte $X_{pd,min}$ sind nur in jenen seltenen Spezialfällen anzusetzen, wo ein hoher Baugrundwiderstand zu hohen Beanspruchungen gewisser Bauteile führen könnte (z.B. Querkraft in den Stielen von asymmetrisch belasteten Rahmen).

3.3 Berechnungsmodelle

3.3.1 Allgemeines

Für die Berechnungen am vorliegenden Beispiel werden die zwei in der Richtlinie ASTRA 12014 behandelten Berechnungsmethoden verwendet: die Methode der Finiten Elemente (FE-Methode) einerseits und das Bettungsmodulverfahren andererseits.

Bei beiden Berechnungsmethoden erfolgt die Tragwerksanalyse an einem ebenen Modell (2D). Das Verhalten des Tunnels in Längsrichtung, z.B. infolge von aufgezwungenen Verschiebungen (differentielle Setzungen) wird im vorliegenden Beispiel nicht behandelt.

Bei beiden Berechnungsmethoden wird das Tunnelgewölbe mit linear-elastischen Stabelementen modelliert. Die Biegesteifigkeit wird im vorliegenden Beispiel vereinfachend zu 50% der ungerissenen Steifigkeit eingesetzt. Ausgehend von den im Abschnitt 3.1.2 definierten Abmessungen und einem E-Modul des Betons von $E_k = 30 \text{ GPa}$ resultieren damit die in Abb. 3.9 angegebenen Werte.

Abb. 3.9 Modellparameter (charakteristische Werte) für das Tragwerksmodell.

	Tunnelschale	Tunnelsohle
Normalsteifigkeit EA_k [kN/m]	$12 \cdot 10^5$	$15 \cdot 10^5$
Biegesteifigkeit $El_{k,red}$ [kNm ² /m]	$80 \cdot 10^3$	$156 \cdot 10^3$

Der Ansatz einer pauschalen, gleichmässig verteilten Steifigkeits-Reduktion ist in der Regel nur für eine erste Vorbemessung ausreichend, da die angenommene Tragwerks-Steifigkeit je nach Situation einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat (siehe auch Anhang I).

Bei Tragwerken ohne ausreichendem Verformungsvermögen ist die im vorliegenden Beispiel angenommene pauschale Steifigkeitsreduktion unzulässig (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.5.5.3).

3.3.2 Finite-Element-Methode

Das verwendete FE-Modell ist in Abb. 3.10 dargestellt. Der Baugrund und die Hinterfüllung sind bei der FE-Methode Teil des Tragwerksmodells. Die Einwirkungen aus dem Baugrund werden daher nicht als äussere Einwirkungen eingeführt, sondern ergeben sich als Resultat der Berechnung (Kontaktspannungen zwischen Baugrund und Bauwerk).

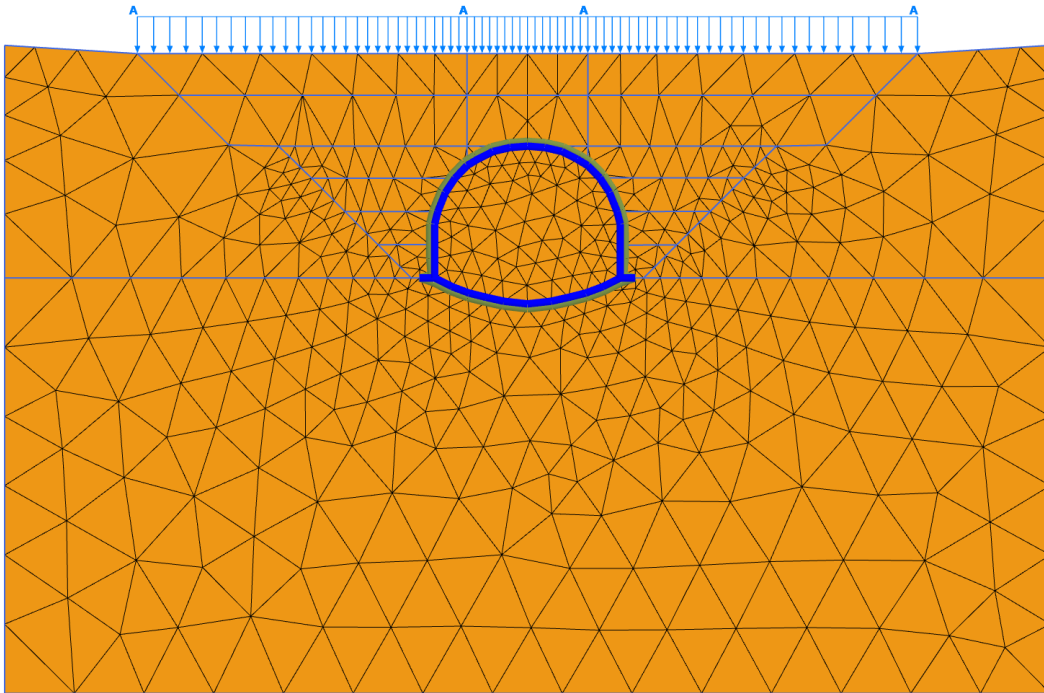


Abb. 3.10 Finite-Element-Netz. Modellbreite 60 m, Modellhöhe 37 m.

Das gewählte FE-Modell wurde mit einer Sensitivitätsanalyse überprüft. Dabei wurde nachgewiesen, dass eine weitere Vergrößerung des Modellausschnitts oder eine feinere Netzeinteilung zu keinen wesentlichen Änderungen der berechneten Beanspruchungen des Tragwerks führt.

Eine Vergrößerung oder eine Verkleinerung des Modellbereichs in die Tiefe kann je nach verwendetem Stoffgesetz für den Baugrund zu massgeblichen Unterschieden bei den berechneten Gesamtsetzungen führen. Das globale Setzungsverhalten ist daher in der Regel mit einer zusätzlichen Berechnung mit einer anderen Methode zu verifizieren (z.B. klassische Setzungsrechnung).

Für die Modellierung des Baugrunds werden die folgenden Stoffgesetze verwendet (Programm PLAXIS 2D 2010):

- Hinterfüllung / Überdeckung: Mohr-Coulomb-Modell (MC)
- Anstehender Baugrund: Hardening Soil-small strain stiffness-Modell (HSS)

Für die Hinterfüllung ist oft ein einfaches Stoffgesetz ausreichend. Durch die Wahl eines komplexeren Stoffgesetzes für den anstehenden Baugrund kann das steifere Verhalten im Wiederbelastungsbereich direkt berücksichtigt werden (z.B. im mittleren Bereich des Sohlgewölbes).

In den verwendeten Berechnungsmodellen wird die Terrainoberfläche generell als unterer Bemessungswert der Überschüttungshöhe $h_{sd,inf}$ festgelegt. Die grössere Überschüt-

tungshöhe $h_{sd,sup}$ im Bereich der aktiven Zonen wird mit einer entsprechenden Zusatzlast modelliert.

In Abb. 3.11 sind die verwendeten Modellparameter für den Baugrund und die Hinterfüllung angegeben.

Abb. 3.11 Modellparameter für den Baugrund und die Hinterfüllung, Bezeichnungen gemäss verwendetem FE-Programm (PLAXIS 2D 2010).

Modellparameter Baugrund und Hinterfüllung			charakt. Wert	Bemessungswerte	
				aktive Zone	passive Zone
			X_k	X_{ad}	$X_{pd,min}$
Anstehender Baugrund (HSS-Modell)	Eigenlast, ungesättigt	γ_{unsat} [kN/m ³]	20	24.0	18.0
	Eigenlast, gesättigt	γ_{sat} [kN/m ³]	21	25.2	18.9
	Steifigkeit Erstbelastung	$E_{50,ref}$ [MPa]	20	13.3	13.3
		$E_{oed,ref}$ [MPa]	20	13.3	13.3
	Steifigkeit Wiederbelastung	$E_{ur,ref}$ [MPa]	70	46.7	46.7
	Modellfaktor für spannungsabhängige Steifigkeitszunahme	m [-]	0.5	0.5	0.5
	Kohäsion	c'_{ref} [kPa]	8	5	5
	Reibungswinkel	φ' [°]	35	30	30
	Dilatanzwinkel	ψ' [°]	0	0	0
	Querdehnzahl (Wiederbelastung)	ν'_{ur} [-]	0.2	0.2	0.2
	Ruhedruck-Beiwert	$K_{0,nc}$ [-]	0.43	0.43	0.43
	Schubmodul bei kleinen Dehnungen	$G_{0,ref}$ [MPa]	100	100	100
	Modellfaktor zur Festlegung des Anwendungsbereichs von $G_{0,ref}$	$\gamma_{0.7}$ [-]	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}
Hinterfüllung (MC-Modell)	Eigenlast, ungesättigt	γ_{unsat} [kN/m ³]	20	24.0	18.0
	Eigenlast, gesättigt	γ_{sat} [kN/m ³]	21	25.2	18.9
	Steifigkeit (Erstbelastung)	E [MPa]	30	20	20
	Querdehnzahl	ν' [-]	0.3	0.3	0.3
	Kohäsion	c'_{ref} [kPa]	1.0	1.0	1.0
	Reibungswinkel	φ' [°]	32.5	28	28
	Dilatanzwinkel	ψ' [°]	0	0	0

Zur Verbesserung der numerischen Stabilität der Berechnung wird bei der Hinterfüllung eine Kohäsion von 1.0 kN/m² berücksichtigt, was erfahrungsgemäss aber keinen massgebenden Einfluss auf die Resultate hat.

Für das Grundwasser wird der charakteristische Wert der Raumlast zu $\gamma_{w,k} = 10 \text{ kN/m}^3$ festgelegt, der Bemessungswert beträgt $\gamma_{wd,sup} = 12 \text{ kN/m}^3$.

Für die Modellierung des Übergangs zwischen Boden und Tunnelgewölbe werden sogenannte Interface-Elemente verwendet, welche nach dem Erreichen der Scherfestigkeit eine plastische Relativverschiebung zwischen Boden und Tunnelgewölbe erlauben.

Die Modellparameter sind je nach verwendetem FE-Programm und Stoffgesetz unterschiedlich. Die Vorgaben der Richtlinie ASTRA 12014 zur Ermittlung der entsprechenden Werte sind dabei sinngemäss anzuwenden.

Die FE-Berechnung erfolgt in mehreren Berechnungs-Etappen:

- Ausgangs-Zustand (Berechnung der Spannungen im Ausgangszustand)
- Aushub des Einschnitts
- Erstellung des Betongewölbes
- Hinterfüllung und Überschüttung des Gewölbes (in 6 einzelnen Etappen)
- Endzustand (Zusatzlast zur Berücksichtigung der grösseren Überschüttungshöhe in den aktiven Zonen)

In den Berechnungen mit Grundwasser wird in einer zusätzlichen Etappe der Grundwasserspiegel auf den Bemessungswert des Wasserspiegels angehoben.

Gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.2.8 sind die für den jeweils betrachteten Grenzzustand gültigen Bemessungswerte der geotechnischen Grössen bereits ab der ersten Berechnungsetappe zu verwenden und nicht erst in einem zusätzlichen Schritt am Schluss der Berechnungen einzuführen, wie dies bei Stabilitätsberechnungen mit der FE-Methode als sogenannte „ φ -c-Reduktion“ zum Teil üblich ist.

3.3.3 Bettungsmodulverfahren

Zum Vergleich mit der FE-Methode werden einige Berechnungen auch mit dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt. Die Einwirkungen aus dem Baugrund werden bei dieser Berechnungsmethode als äussere Einwirkungen eingeführt.

Als Tragwerksmodell wird ein elastisch gebetteter Stabbogen verwendet (Abb. 3.12). Die Bettung der Tunnelsohle und die seitliche Bettung des Tunnelgewölbes durch die Hinterfüllung werden mit normal zum Gewölbe angeordneten, linear-elastischen Federn modelliert, die tangential zum Gewölbe frei verschieblich sind. Eine Ausnahme bilden die beiden Auflager am Gewölbfuss, welche vertikal und horizontal linear-elastisch gebettet sind.

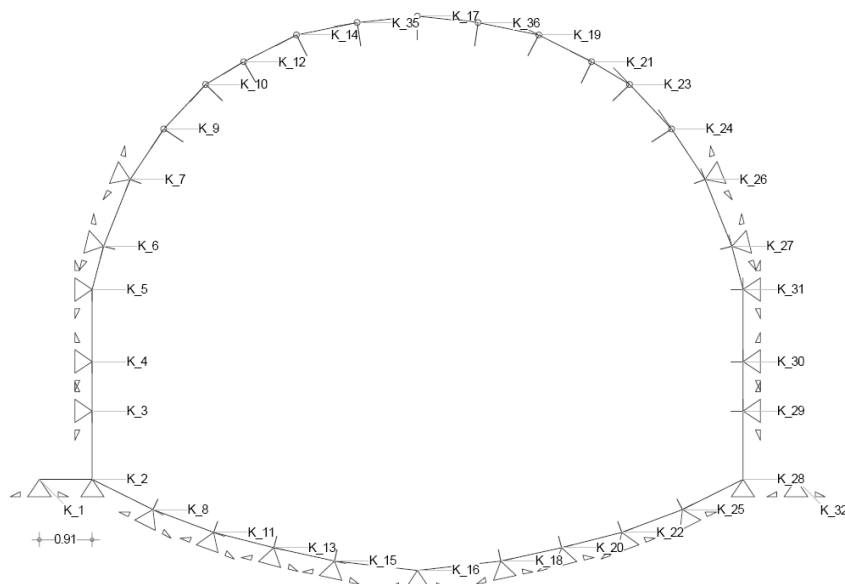


Abb. 3.12 Tragwerksmodell für das Bettungsmodul-Verfahren.

Der Verzicht auf eine tangentielle Bettung der Tunnelsohle führt im vorliegenden Beispiel zu einer Überschätzung der Druckkräfte im Sohlgewölbe, was bezüglich seiner Bemessung auf der unsicheren Seite liegt (kombinierte Druck- und Momentenbeanspruchung).

Die Federsteifigkeit der Auflager wird wie folgt berechnet:

$$c_s = a \cdot b \cdot k_s$$

c_s Federsteifigkeit [kN/m]
 a Einflusslänge bzw. Abstand zwischen den Federn [m]
 b Modellbreite (im Beispiel 1.0 m)
 k_s Bettungsmodul [kN/m³]

Im vorliegenden Beispiel wurden mit einer iterativen Berechnung die Auflager mit resultierenden Zugkräften deaktiviert.

Falls als äussere Einwirkung auf das Gewölbe ein grösserer Erddruck als der aktive Erddruck eingeführt wird, darf die Abnahme des Erddrucks bei Verschiebungen des Tragwerks vom Baugrund weg durch das Einführen von Zugfedern simuliert werden (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.4.9).

Beim Bettungsmodulverfahren muss die Grösse der Auflagerkräfte sorgfältig kontrolliert werden um sicherzustellen, dass die Tragfähigkeit des Baugrunds nicht überschritten wird (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.3.9):

- die Summe der als äussere Einwirkungen eingeführten Einwirkungen aus dem Baugrund und der Auflagerkräfte darf nicht grösser sein als der obere Grenzwert des Erdwiderstands (passiver Erddruck)
- die Summe der als äussere Einwirkungen eingeführten Einwirkungen aus dem Baugrund und der Auflagerkräfte darf nicht kleiner sein als der untere Grenzwert des Erddrucks (aktiver Erddruck)
- die tangentialen Auflagerkräfte dürfen die mobilisierbaren Reibungskräfte nicht überschreiten
- die Auflagerkräfte der Foundation dürfen die Tragfähigkeit des Baugrunds nicht überschreiten (statischer Grundbruch).

Die Plausibilität des resultierenden Seitendrucks (d.h. die Summe der als äussere Einwirkungen eingeführten Erddrücke sowie der entsprechenden Auflagerkräfte) ist im Vergleich mit den berechneten Verformungen des Tragwerks zu kontrollieren (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.4.10).

Der Bettungsmodul für die seitliche Bettung des Tunnelgewölbes wird als erste Näherung mit dem folgenden einfachen Ansatz gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.3.5 abgeschätzt:

$$k_{sh} = (0.5 \dots 1.5) \cdot E_s / r$$

k_{sh} Bettungsmodul horizontal [kN/m³]
 E_s Steife-Modul Hinterfüllung / Baugrund [kN/m²]
 r Gewölberadius [m]

Für das vorliegende Beispiel wurde der Bettungsmodul wie folgt angesetzt:

$$k_{sh,k} = 0.75 \cdot 30 \text{ MN/m}^2 / 5.55 \text{ m} \approx 4'000 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{sh,d} = 0.75 \cdot 20 \text{ MN/m}^2 / 5.55 \text{ m} \approx 2'700 \text{ kN/m}^3$$

Die gewählten Bettungsmodule sind bei jedem Projekt kritisch zu prüfen, sei es durch eine Sensitivitätsanalyse oder durch den Vergleich mit einer anderen Berechnungsmethode. Im vorliegenden Beispiel zeigte der Vergleich der seitlichen Bettung eine recht gute Übereinstimmung zwischen der FE-Methode und dem Bettungsmodulverfahren.

Ein unterer Grenzwert für die Bettung der Tunnelsohle wurde für das vorliegende Beispiel anhand von einfachen Verformungsberechnungen zu $k_{sv,k} = 15'000 \text{ kN/m}^3$ beziehungsweise $k_{sv,d} = 10'000 \text{ kN/m}^3$ abgeschätzt.

Im vorliegenden Beispiel wurde vereinfachend für die ganze Sohle ein konstanter Bettungsmodul angenommen. Da der Bettungsmodul jedoch auch vom Belastungsniveau abhängig ist, wäre es an sich realistischer, im mittleren Bereich der Tunnelsohle einen höheren Bettungsmodul anzusetzen als direkt unter den Gewölbe-Stielen.

3.4 Berechnung der Schnittkräfte und der Verschiebungen

3.4.1 Allgemeines

Nachfolgend werden für die Bemessungssituationen B1-3, B1-1 und B2-1 einige Resultate aus den FE- und den Bettungsmodul-Berechnungen zusammengestellt und mit einigen Hinweisen ergänzt:

- Abschnitt 3.4.2: Bemessungssituation B1-3
(Endzustand ohne Grundwasser, Firsteinsenkung)
- Abschnitt 3.4.3: Bemessungssituation B1-1
(Bauzustand, Firsteschüttung symmetrisch)
- Abschnitt 3.4.4: Bemessungssituation B2-1
(Endzustand mit Grundwasser, seitliche Zusammendrückung)

Die grafische Darstellung der Schnittkräfte enthält jeweils die mit der FE-Methode ermittelten Bemessungswerte für den Nachweis der Tragsicherheit. Die Werte der Schnittkräfte aus dem Bettungsmodulverfahren sowie ausgewählte Werte für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind numerisch angegeben (ebenes Modell mit einer Modellbreite von 1.0 m).

Die Ermittlung der Bemessungswerte der Schnittkräfte erfolgte generell unter der Annahme, dass das Tragwerk ein ausreichendes Verformungsvermögen (duktiles Verhalten) aufweist. Die Richtigkeit dieser Voraussetzung ist bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung des Tragwerks zu überprüfen. Falls die entsprechenden Bedingungen nicht eingehalten sind, muss entweder die konstruktive Durchbildung angepasst werden, oder die Berechnungen sind gemäss den Vorgaben für Tragwerke mit nicht ausreichendem Verformungsvermögen anzupassen bzw. zu ergänzen.

Für die Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren kann gemäss Richtlinie ASTRA 12014 in gewissen Fällen ein vereinfachtes Verfahren verwendet werden, indem die Bemessungswerte der Einwirkungen aus dem Baugrund direkt aus den charakteristischen Einwirkungen abgeleitet werden. Dies ist im Abschnitt 3.4.3 für die Bemessungssituation B1-1 exemplarisch dargestellt.

Bei der FE-Methode ergeben sich die Einwirkungen aus dem Baugrund direkt als Resultat der Berechnung. Beim Bettungsmodulverfahren müssen die Einwirkungen aus dem Baugrund und der Wasserdruck als äussere Einwirkungen eingeführt werden. Die entsprechenden Annahmen sind jeweils zu Beginn der folgenden Abschnitte kurz erläutert.

3.4.2 Bemessungssituation B1-3

Als massgebender Bruchmechanismus für die Bemessungssituation B1-3 wird die Firsteinsenkung mit gleichzeitiger seitlicher Ausdehnung des Tunnelquerschnitts betrachtet (vergleiche Abb. 3.4).

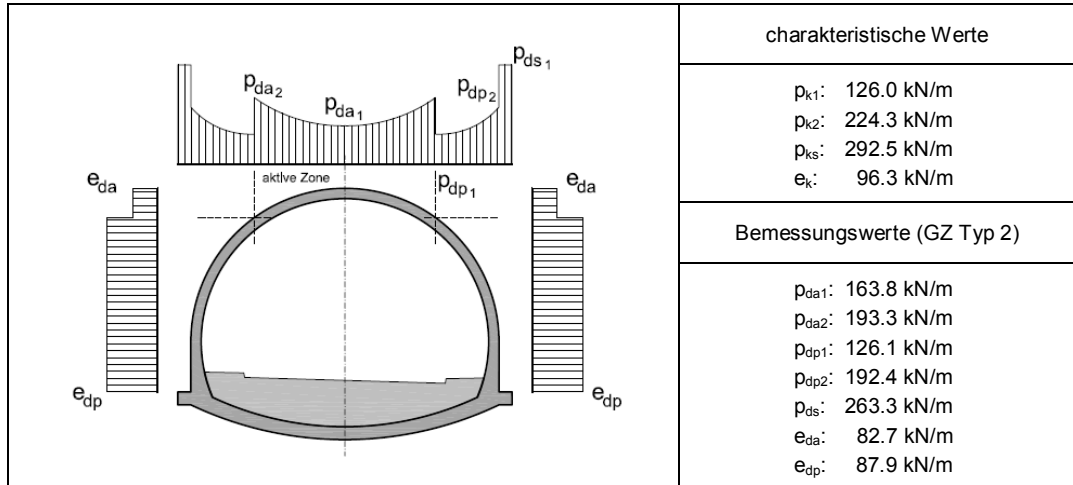
Einwirkungen

In Abb. 3.13 sind die in der Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren eingesetzten Einwirkungen aus dem Baugrund zusammengestellt.

Für das Bettungsmodulverfahren wird aufgrund der erwarteten kleinen Verschiebungen des Gewölbes, welche zudem mehrheitlich gegen den Baugrund hin gerichtet sind, als massgebender Erddruck der Erdruhedruck gewählt. Der Erddruck wird über die Tunnelhöhe als rechteckförmig verteilt angenommen.

Die Ermittlung der Bemessungswerte des Erddrucks und der Auflast für die aktive bzw. die passive Zone erfolgt mit den Bemessungswerten der geotechnischen Grössen gemäss Abschnitt 3.2.4

Abb. 3.13 Einwirkungen aus dem Baugrund (Bemessungssituation B1-3).



Die Bemessungswerte des Erddrucks werden gemäss Richtlinie ASTRA 12014 grundsätzlich wie folgt ermittelt:

$$e_d = \gamma_d \cdot K_d \cdot z$$

γ_d Bemessungswert der Raumlast des Baugrunds
 K_d Bemessungswert des Erddruckbeiwerts
 z Tiefe unter OK Schüttung bzw. OK Terrain

Für den aktiven bzw. den passiven Erddruck sind die Bemessungswerte des Erddruckbeiwerts aufgrund der Bemessungswerte der Scherfestigkeit zu ermitteln: $K_d = K(\varphi'_d)$.

Für den Ruhedruckbeiwert gilt gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.5.3.5 hingegen $K_{od} = K_{ok} = K_o(\varphi'_k)$. Damit wird dem Umstand Rechnung getragen, dass der Ruhedruck für die aktiven Zonen (Bewegung des Tragwerks vom Boden weg) einen oberen Grenzwert, für die passiven Zonen (Bewegung des Tragwerks zum Boden hin) hingegen einen unteren Grenzwert des Erddrucks darstellt.

Resultate

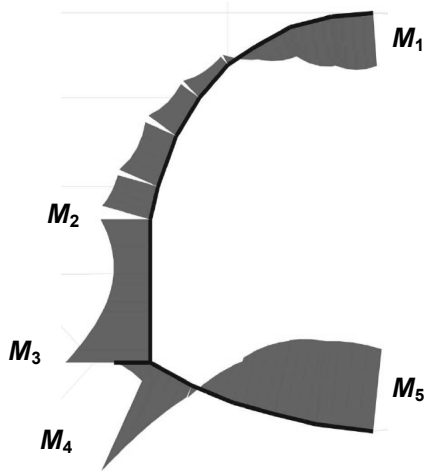
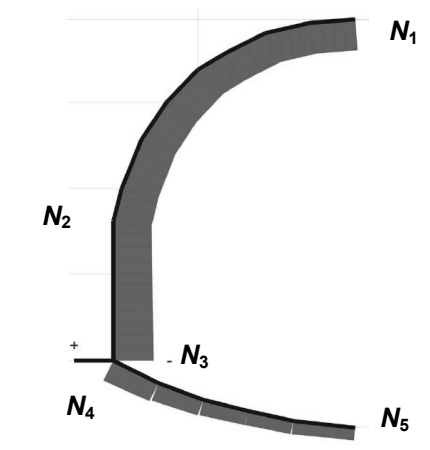
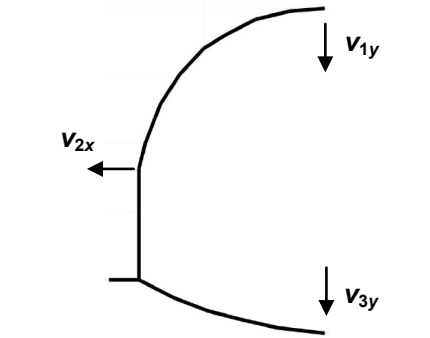
In Abb. 3.14 sind ausgewählte Resultate der FE- und der Bettungsmodul-Berechnungen zusammengestellt.

In der Bemessungssituation B1-3 resultieren bei der Berechnung mit der FE-Methode grössere Biegemomente in den Ulmen des Gewölbes, dafür ein geringeres First-Moment als beim Bettungsmodulverfahren. Insgesamt sind die Unterschiede für die Bemessung des Gewölbes aber gering.

Die Momentenbeanspruchung des Sohlgewölbes ist bei der Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren kleiner als bei der FE-Berechnung. Zudem resultiert bei der Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren in der Mitte des Sohlgewölbes eine grössere Druckkraft.

Im vorliegenden Beispiel ergibt die Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren für die Bemessung des Sohlgewölbes die günstigeren Schnittkräfte. Bei der Anwendung dieser Resultate ist allerdings Vorsicht geboten, da die Normalkräfte im Sohlgewölbe aufgrund des gewählten Berechnungsmodells überschätzt werden (keine tangentiale Bettung des Sohlgewölbes berücksichtigt). In der Praxis müsste der Einfluss einer tangentialen Bettung genauer untersucht werden (Sensitivitätsanalyse), oder es müsste ein entsprechend vorsichtiger Bemessungsansatz gewählt werden (z.B. Vernachlässigung der Druckkraft).

Abb. 3.14 Beanspruchungen im Endzustand (Bemessungssituation B1-3).

	Schnittkraftlinien	FE-Berechnung	Bettungsmodul-Berechnung
Biegemomente		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		M_1 : -109 kNm M_2 : 174 kNm M_3 : 366 kNm M_4 : 500 kNm M_5 : -246 kNm	M_1 : -194 kNm M_2 : 145 kNm M_3 : 399 kNm M_4 : 438 kNm M_5 : -236 kNm
		Bemessungswerte Tragsicherheit (Grenzzustand Typ 2)	
		M_1 : -241 kNm M_2 : 249 kNm M_3 : 416 kNm M_4 : 533 kNm M_5 : -375 kNm	M_1 : -335 kNm M_2 : 237 kNm M_3 : 347 kNm M_4 : 417 kNm M_5 : -265 kNm
Normalkräfte		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		N_1 : -761 kN N_2 : -897 kN N_3 : -1003 kN N_4 : -551 kN N_5 : -333 kN	N_1 : -642 kN N_2 : -921 kN N_3 : -954 kN N_4 : -532 kN N_5 : -543 kN
		Bemessungswerte Tragsicherheit (Grenzzustand Typ 2)	
		N_1 : -717 kN N_2 : -886 kN N_3 : -925 kN N_4 : -513 kN N_5 : -294 kN	N_1 : -686 kN N_2 : -1048 kN N_3 : -1056 kN N_4 : -504 kN N_5 : -517 kN
Verschiebungen		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		v_{1y} : 5.4 cm v_{2x} : 1.3 cm v_{3y} : 1.8 cm $\Delta v_y = v_{1y} - v_{3y} = 3.6$ cm	v_{1y} : 5.3 cm v_{2x} : 1.7 cm v_{3y} : 0.4 cm $\Delta v_y = v_{1y} - v_{3y} = 4.9$ cm

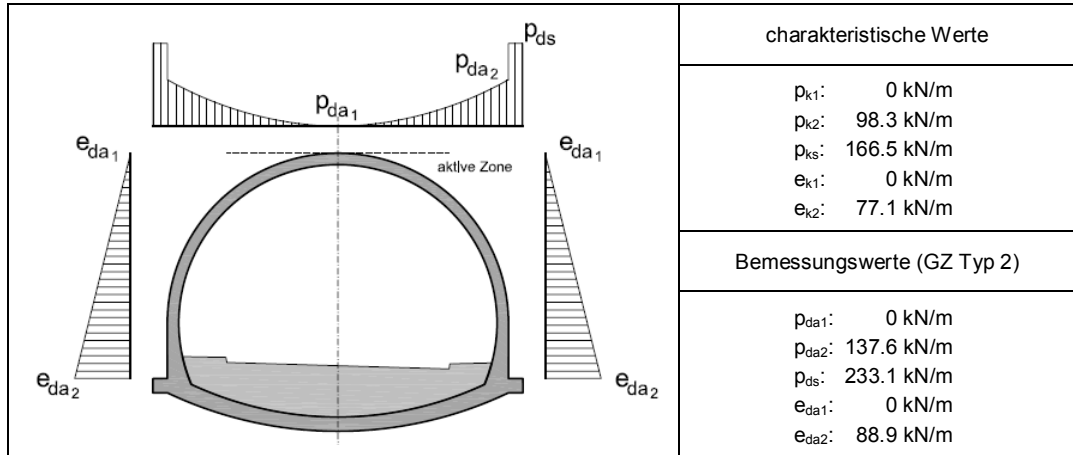
3.4.3 Bemessungssituation B1-1

Im Gegensatz zum Endzustand (B1-3) wird in der Bemessungssituation B1-1 die seitliche Zusammendrückung des Gewölbes mit gleichzeitiger Firsthebung massgebend (Hinterfüllung ist aktive Zone, vergleiche Abb. 3.3). Die passive Zone beschränkt sich auf den Bereich der Foundation.

Einwirkungen

In Abb. 3.15 sind die in der Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren eingesetzten Einwirkungen aus dem Baugrund zusammengestellt.

Abb. 3.15 Einwirkungen aus dem Baugrund (Bemessungssituation B1-1).



Aufgrund der erwarteten geringen Gewölbeverschiebungen vom Baugrund weg wird als horizontale Einwirkung aus dem Baugrund ein erhöhter aktiver Erddruck angesetzt (Mittelwert zwischen aktivem Erddruck und Ruhedruck). Der Erddruck wird über die Gewölbehöhe als dreiecksförmig verteilt angenommen. Da sich das Gewölbe vom Baugrund weg bewegt, wird die seitliche Bettung ausgeschaltet.

Zur Illustration des vereinfachten Verfahrens gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.6 werden die Bemessungswerte der Einwirkungen nicht anhand der Bemessungswerte der Baugrundeigenschaften ermittelt, sondern durch Multiplikation der charakteristischen Werte der Einwirkungen mit Lastbeiwerten $\gamma_{g,sup}$ bzw. ($\gamma_{g,inf}$):

$$\text{aktive Zone: } p_{da} = \gamma_{g,sup} \cdot p_k = 1.40 \cdot p_k$$

$$e_{da} = \gamma_{g,sup} \cdot e_k = 1.40 \cdot e_k$$

In der vorliegenden Bemessungssituation beschränkt sich die passive Zone auf den Fundationsbereich des Tunnels, wo keine äusseren Einwirkungen eingeführt werden. Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Foundation sind die für die passive Zone gültigen Bemessungswerte der Baugrundwerte zu verwenden.

Für Tragwerksbereiche, in welchen die Einwirkungen aus dem Baugrund nur von der Eigenlast des Bodens bzw. der Schüttung abhängen, dürfen gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.6.3 die Lastbeiwerte $\gamma_{g,sup}$ auf 1.20 reduziert bzw. $\gamma_{g,inf}$ auf 0.90 erhöht werden. Dies ist zum Beispiel für die Erdauflast auf die horizontale Decke eines Rahmentragwerks mit geringer Überschtüthungshöhe der Fall. Im vorliegenden Beispiel ist dies nicht angezeigt, da in allen Tragwerksbereichen zusätzlich zur Erdauflast auch ein massgeblicher Erddruck wirkt.

Resultate

In Abb. 3.16 sind ausgewählte Resultate der FE- und der Bettungsmodul-Berechnungen zusammengestellt.

Die beiden Berechnungsverfahren führen zu ähnlichen Resultaten für die Bemessung des Tunnelgewölbes.

Bei der Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren resultiert selbst im Grenzzustand der Tragsicherheit eine horizontale Zusammendrückung des Gewölbes von nur wenigen Millimetern. Diese Verschiebungen sind zu klein, um beim seitlichen Erddruck den Grenzwert des aktiven Erddrucks zu erreichen. Der gewählte Berechnungsansatz mit einem erhöhten aktiven Erddruck erscheint daher zweckmässig.

Abb. 3.16 Beanspruchungen im Bauzustand (Bemessungssituation B1-1).

	Schnittkraftlinien	FE-Berechnung	Bettungsmodul-Berechnung
Biegemomente		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		M_1 : 36 kNm M_2 : -46 kNm M_3 : 21 kNm M_4 : 175 kNm M_5 : 180 kNm M_6 : -66 kNm	
		Bemessungswerte Tragsicherheit (Grenzzustand Typ 2)	
		M_1 : 57 kNm M_2 : -70 kNm M_3 : 11 kNm M_4 : 279 kNm M_5 : 250 kNm M_6 : -107 kNm	
Normalkräfte		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		N_1 : -138 kN N_3 : -185 kN N_4 : -278 kN N_5 : -245 kN N_6 : -173 kN	
		Bemessungswerte Tragsicherheit (Grenzzustand Typ 2)	
		N_1 : -167 kN N_3 : -219 kN N_4 : -260 kN N_5 : -297 kN N_6 : -213 kN	
Verschiebungen		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		v_{1y} : 1.0 cm v_{2x} : -0.1 cm v_{3y} : 0.6 cm $\Delta v_y = v_{1y} - v_{3y} = 0.4$ cm	

3.4.4 Bemessungssituation B2-1

Im Folgenden wird die Behandlung eines Beispiels mit Grundwasser gezeigt. Im Gegensatz zum Endzustand ohne Grundwasser (Bemessungssituation B1-3) wird für den Endzustand mit Grundwasser die seitliche Zusammendrückung des Gewölbes untersucht (aktive Zonen seitlich, vergleiche Abb. 3.5).

Einwirkungen

Der Wasserdruck ist gemäss Abb. 3.6 mit einem Lastbeiwert $\gamma_g = 1.20$ zu erhöhen. Dies wird in der FE-Berechnung so umgesetzt, dass für das Wasser eine entsprechend höhere Raumlast eingesetzt wird.

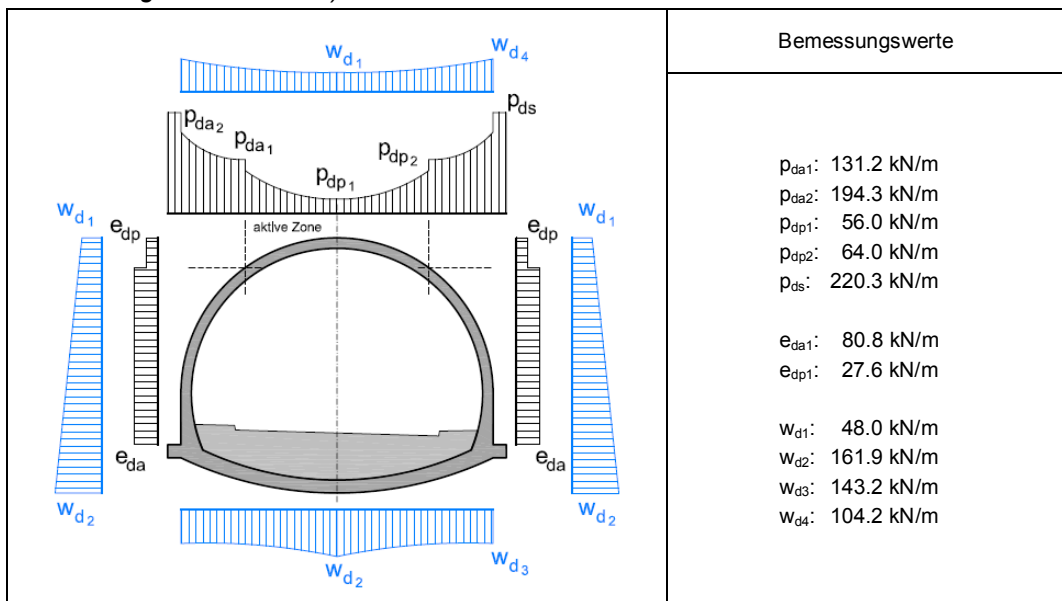
In Abb. 3.17 sind die in der Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren eingesetzten Einwirkungen aus dem Baugrund zusammengestellt.

Da der Wasserdruck in der untersuchten Bemessungssituation als ungünstige Einwirkung betrachtet wird, wurde der Bemessungswert der Raumlast des Bodens unter Auftrieb wie folgt angesetzt:

aktive Zone: $\gamma'_{ad} = \gamma_{ad} - \gamma_{sup} \cdot \gamma_{w,k} = 1.20 \cdot 21 - 1.2 \cdot 10 = 13.2 \text{ kN/m}^2$

passive Zone: $\gamma'_{pd} = \gamma_{pd} - \gamma_{sup} \cdot \gamma_{w,k} = 0.90 \cdot 21 - 1.2 \cdot 10 = 6.9 \text{ kN/m}^2$

Abb. 3.17 Einwirkungen aus dem Baugrund (Endzustand mit Grundwasser, Bemessungssituation B2-1).



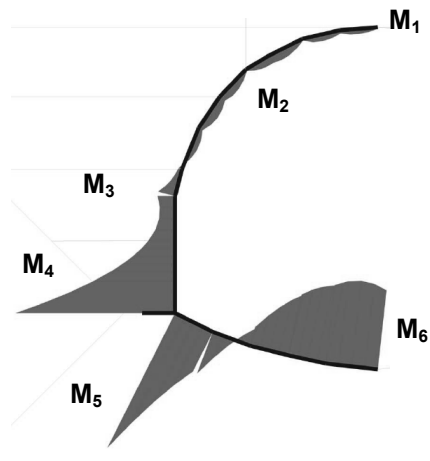
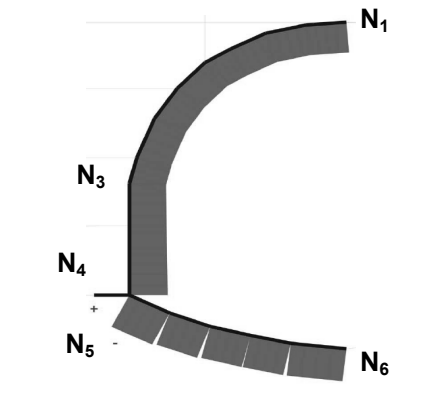
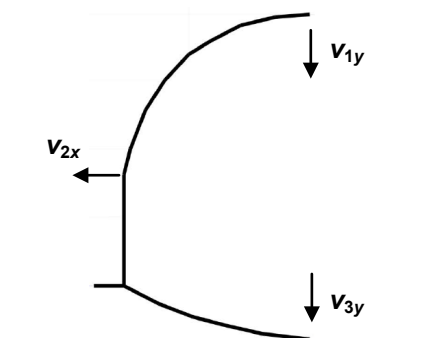
Da nur eine geringe seitliche Zusammendrückung des Tunnelquerschnitts zu erwarten ist, wurde für die horizontale Einwirkung aus dem Baugrund der Erdruchdruck angesetzt (rechteckige Verteilung über die Querschnitts-Höhe).

Resultate

In Abb. 3.18 sind ausgewählte Resultate der FE- und der Bettungsmodul-Berechnungen zusammengestellt.

Die ermittelten Normalkräfte sind bei beiden Berechnungsmethoden ähnlich, und die Biegebeanspruchungen des Tunnelgewölbes sind insgesamt klein. Wie bereits in den vorhergehenden Beispielen ergibt die Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren die geringere Biegebeanspruchung des Sohlgewölbes.

Abb. 3.18 Beanspruchungen im Endzustand mit Grundwasser (Bemessungssituation B2-1).

	Schnittkraftlinien	FE-Berechnung	Bettungsmodul-Berechnung
Biegemomente		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		M_1 : -52 kNm M_2 : 19 kNm M_3 : 80 kNm M_4 : 620 kNm M_5 : 637 kNm M_6 : 314 kNm	/
		Bemessungswerte Tragsicherheit (Grenzzustand Typ 2)	
		M_1 : -9 kNm M_2 : -55 kNm M_3 : 96 kNm M_4 : 832 kNm M_5 : 878 kNm M_6 : -443 kNm	M_1 : 58 kNm M_2 : -137 kNm M_3 : -44 kNm M_4 : 780 kNm M_5 : 756 kNm M_6 : -406 kNm
Normalkräfte		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		N_1 : -803 kN N_3 : -857 kN N_4 : -943 kN N_5 : -864 kN N_6 : -819 kN	/
		Bemessungswerte Tragsicherheit (Grenzzustand Typ 2)	
		N_1 : -879 kN N_3 : -929 kN N_4 : -986 kN N_5 : -1027 kN N_6 : -946 kN	N_1 : -754 kN N_3 : -928 kN N_4 : -959 kN N_5 : -971 kN N_6 : -921 kN
Verschiebungen		Bemessungswerte Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig)	
		v_{1y} : 0.5 cm v_{2x} : -0.8 cm v_{3y} : -2.7 cm $\Delta v_y = v_{1y} - v_{3y} = 3.2 \text{ cm}$	/

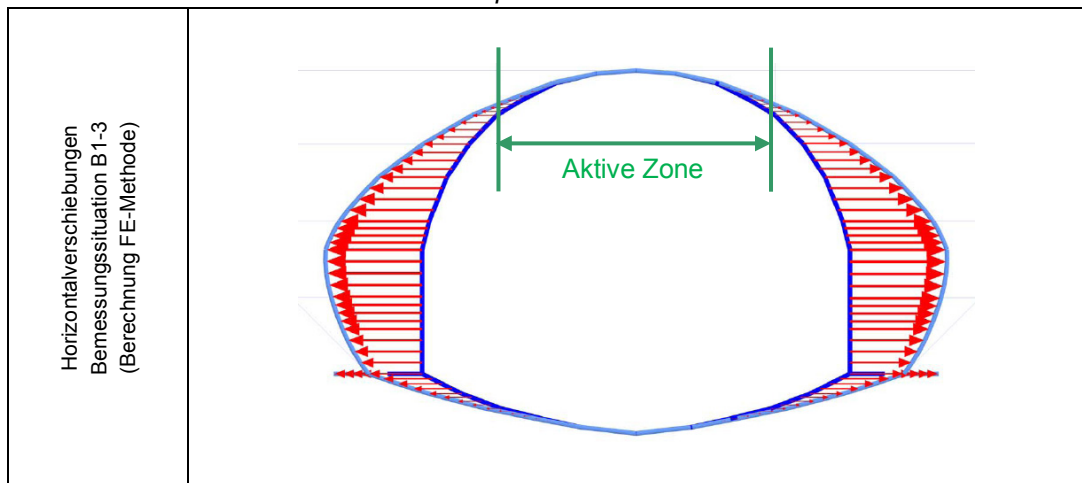
Für die Bemessung des Sohlgewölbes dürfte nicht die im vorliegenden Beispiel betrachtete Bemessungssituation B2-1 massgebend werden. Kritisch dürfte vielmehr eine Bemessungssituation mit einer geringen horizontalen Bettung des Tunnels werden, da dies zu einer Reduktion der Einspannung des Sohlgewölbes im Gewölbefuss führt (seitliche Hinterfüllung = passive Zone).

3.4.5 Kontrolle der aktiven und der passiven Zonen

Die aufgrund der angenommenen Bruchmechanismen gewählte Abgrenzung zwischen den aktiven und den passiven Zonen ist für jede Bemessungssituation aufgrund der Berechnungsergebnisse zu überprüfen (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.4.1.3). Bei Tragwerken mit ausreichendem Verformungsvermögen genügt es zu kontrollieren, ob die Abgrenzung zwischen den aktiven und den passiven Zonen ausreichend genau mit der berechneten Verschiebungsfigur übereinstimmt.

In Abb. 3.19 sind als Beispiel die mit der FE-Methode berechneten Horizontalverschiebungen des Tragwerks für die Bemessungssituation B1-3 sowie die entsprechenden Grenzen zwischen den aktiven und den passiven Zonen des Baugrunds dargestellt. Wie die Darstellung zeigt, ist die getroffene Wahl der aktiven und der passiven Zonen für die Bemessungssituation B1-3 in Ordnung (vergleiche Abb. 3.4).

Abb. 3.19 Kontrolle der aktiven und der passiven Zonen.



Die genaue Lage der gewählten Abgrenzung zwischen aktiven und passiven Zonen spielt im Allgemeinen nur eine untergeordnete Rolle, da in den Übergangsbereichen zwischen den beiden Zonen der Einfluss der Einwirkungen auf die Resultate relativ gering ist.

Bei Tragwerken mit nicht ausreichendem Verformungsvermögen ist der Nachweis zu erbringen, dass die gewählte Abgrenzung zwischen den aktiven und den passiven Zonen zur ungünstigsten Schnittkraftkombination für den jeweils untersuchten Schnitt führt. Dazu kann die Abgrenzung der aktiven und der passiven Zonen aufgrund entsprechender Einflusslinien oder durch iterative Berechnungen ermittelt werden.

3.4.6 Kontrolle der Tragfähigkeit des Baugrunds

Bei Berechnungen mit der FE-Methode und der Verwendung von Stoffgesetzen mit geeigneten Bruchkriterien (z.B. Mohr-Coulomb) ist theoretisch gewährleistet, dass die Tragfähigkeit des Baugrunds nicht überschritten wird. Eine Plausibilitätskontrolle der resultierenden Kontaktspannungen zwischen Baugrund und Tragwerk ist gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.2.9 aber auf jeden Fall vorzunehmen, auch bezüglich einer allfälligen Überschreitung der Tragfähigkeit des Baugrunds.

Traglastberechnungen mit der FE-Methode reagieren empfindlich auf die Feinheit des Elementnetzes und auf die Randbedingungen an den Netzrändern. In plastifizierenden Baugrundbereichen ist daher auf ein genügend feines Netz sowie auf genügende Abstände zu den Modellrändern zu achten. In heiklen Fällen sind Sensitivitätsanalysen angezeigt.

Beim Bettungsmodulverfahren müssen die Auflagerkräfte sorgfältig kontrolliert werden um sicherzustellen, dass diese vom Baugrund aufgenommen werden können (vergleiche Abschnitt 3.3.3). Dies betrifft insbesondere:

- die seitliche Bettung
- Reibungskräfte tangential zum Gewölbe bzw. zur Sohle
- die Tragfähigkeit der Foundation (Kippen, Gleiten, Grundbruch)

Im vorliegenden Beispiel werden die Nachweise bezüglich Tragfähigkeit des Baugrunds nicht explizit behandelt.

3.5 Nachweis eines ausreichenden Verformungsvermögens

3.5.1 Allgemeines

Die im Abschnitt 3.4 dargestellten Berechnungen basieren auf der Voraussetzung, dass das Tragwerk ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweist. Wäre dies nicht der Fall, müsste mit aufwändigeren Berechnungen nachgewiesen werden, dass die gewählte Abgrenzung zwischen den aktiven und den passiven Zonen zur ungünstigsten Beanspruchung für den jeweils betrachteten Schnitt führt (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.4.3.1). Weiter müsste bei nicht ausreichendem Verformungsvermögen des Tragwerks auch nachgewiesen werden, dass ein lokal beschränkter Sprödbbruch nicht zu einem progressiven Versagen führt (Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.6).

Bei der Beurteilung des Verformungsvermögens spielen die Grösse der Beanspruchungen und die konstruktive Durchbildung eine wichtige Rolle. Für ein ausreichendes Verformungsvermögen sind gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.2 die folgenden Punkte nachzuweisen:

- Höhe der statischen Zone: $x/d < 0.25 \cdot 435 \text{ MPa} / f_{sd}$ (ohne Querkraftbewehrung)
 $x/d < 0.35 \cdot 435 \text{ MPa} / f_{sd}$ (mit Querkraftbewehrung)
- Bewehrungsstahl: Duktilitätsklasse B oder C
- Mindest-Biegebewehrung gemäss SIA 262 [4], Tab. 17, erste Zeile vorhanden
- Anordnung einer Querkraftbewehrung in Bereichen mit massgebender Querkraftbeanspruchung (d.h. wo der Querkraftwiderstand für Querschnitte ohne Schubbewehrung, berechnet mit $\varepsilon_v = 2 f_{sd} / E_s$, überschritten wird)
- keine Übergreifungsstösse in plastischen Bereichen ohne Querkraftbewehrung
- Umlenkkräfte aufgrund gebogener Biegebewehrung können von einer Querbewehrung (Bügel) oder der Betonzugfestigkeit aufgenommen werden

Im vorliegenden Beispiel können diese Kriterien alle erfüllt werden. Am Gewölbefuss sowie in den Randbereichen des Sohlgewölbes ist eine Querkraftbewehrung erforderlich.

3.5.2 Aufnahme der Umlenkkräfte

Im Folgenden wird der Nachweis für die Aufnahme der Umlenkkräfte aus der gebogenen (inneren) Bewehrung am Tunnelfirst für den Fall ohne Querbewehrung (Bügel) dargestellt:

Innere Bewehrung First: $\varnothing 16\text{mm} @ 150\text{mm}$

Umlenkkraft pro Bewehrungsstab:

$$U_d = F_{td} / R = 1.2 \cdot f_{sk} \cdot A_s / R = 1.2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 201 \text{ mm}^2 / 5550 \text{ mm} = 21.8 \text{ N/mm}$$

F_{td} oberer Bemessungswert der Fliesszugkraft (gemäss Norm SIA 262 [4])

R Umlenkradius (hier vereinfacht gleich dem Innenradius des Gewölbes)

Massgebende Betonzugspannung:

$$\sigma_d = U_d / b_u = 21.8 \text{ N/mm} / 134 \text{ mm} = 0.16 \text{ N/mm}^2$$

$$b_u \text{ mitwirkende Breite } b_u = s - \emptyset \leq 2 \cdot \sqrt{3} \cdot (c_{nom} + \emptyset/2)$$

$$b_u = 150 \text{ mm} - 16 \text{ mm} = 134 \text{ mm}$$

$$\leq 2 \cdot \sqrt{3} \cdot (40 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) = 166 \text{ mm}$$

s Stababstand

c_{nom} planmässige Bewehrungsüberdeckung

Massgebende Betonzugfestigkeit (gemäss Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.2.8 darf die gemäss Norm SIA 262 [4] ermittelte Betonzugfestigkeit f_{ctd} nur zu 50% ausgenützt werden):

$$f_{ctd,red} = 1/2 \cdot f_{ctd} = 1/2 \cdot 1/3 \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1/2 \cdot 1/3 \cdot 0.7 \cdot 2.9 \text{ N/mm}^2 / 1.5 = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk0.05} = 0.7 f_{ctm} \text{ charakt. Wert der Betonzugfestigkeit (5\%-Fraktilwert)}$$

$$\rightarrow \text{Nachweis: } \sigma_d = 0.16 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ctd,red} = 0.23 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

Anhänge

I	Hinweise zur Modellbildung	33
I.1	Steifigkeit des Tragwerks	33
I.2	Bettungsmodulverfahren	34
I.3	FE-Methode	35

I Hinweise zur Modellbildung

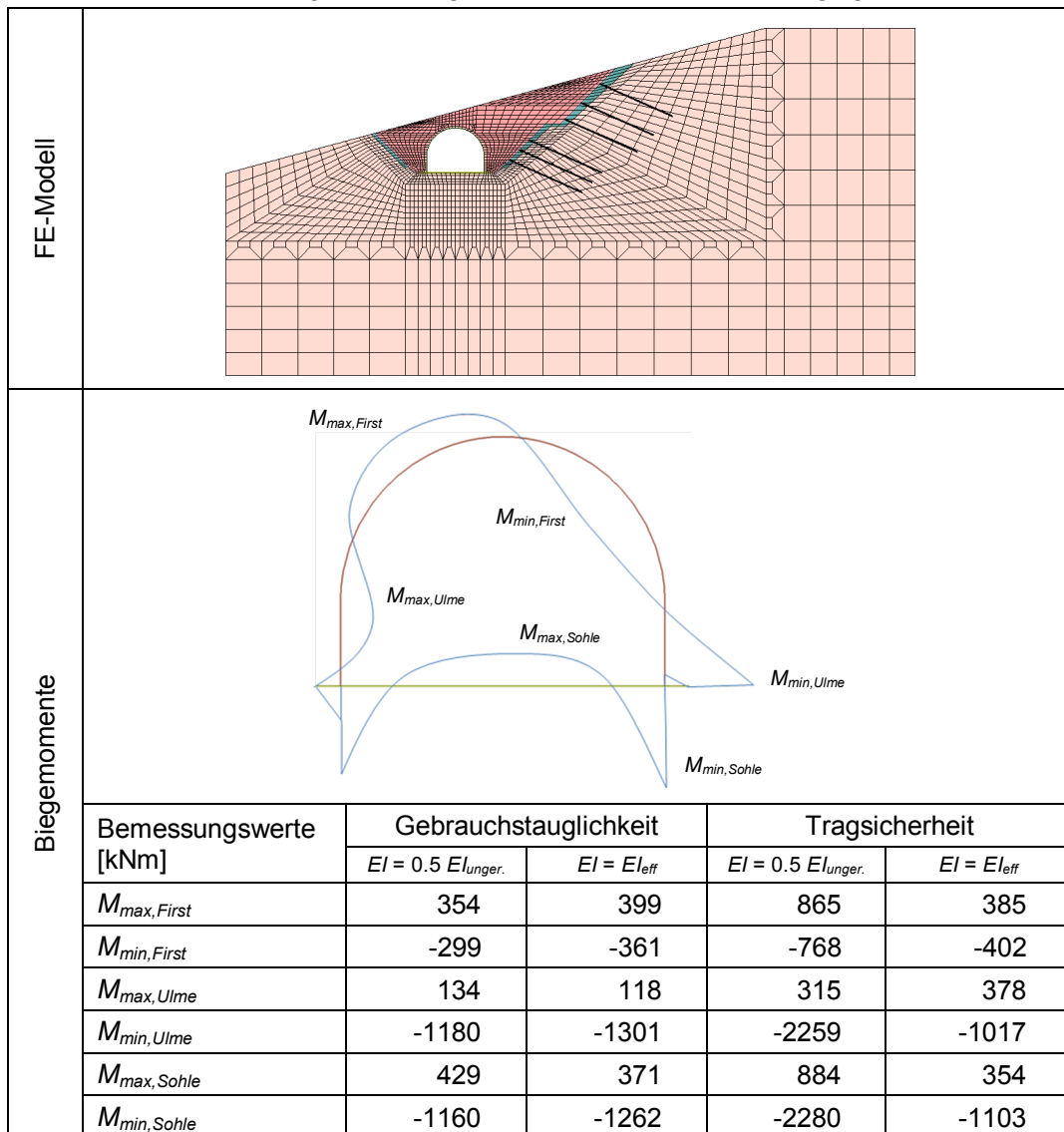
Die Modellbildung hat einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Nachfolgend werden dazu einige Hinweise gegeben, jedoch ohne Anspruch auf Vollständigkeit.

I.1 Steifigkeit des Tragwerks

Bei Tragwerken, die eine wesentliche Stützung durch den Baugrund erfahren, hängt die Beanspruchung des Tragwerks maßgeblich von der relativen Steifigkeit von Tragwerk und Baugrund ab. Im Folgenden wird für einen Tunnel mit Gewölbequerschnitt in Hanglage der Einfluss der angesetzten Tragwerkssteifigkeiten auf die Beanspruchungen (Biegemomente) aufgezeigt.

Die Berechnung erfolgte dazu mit den folgenden zwei Steifigkeitsannahmen: mit einer pauschalen Steifigkeitsreduktion ($EI = 0.5 EI_{ungerissen}$) bzw. unter Berücksichtigung der beanspruchungsabhängigen, nichtlinearen elasto-plastischen Steifigkeiten ($EI = EI_{eff}$).

Abb. I.1 Einfluss der Tragwerkssteifigkeiten für einen Tunnel in Hanglage.



Wie die in Abb. I.1 dargestellten Resultate zeigen, sind im vorliegenden Fall die Unterschiede im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht sehr gross. Im Grenzzustand der Tragsicherheit resultieren bei Verwendung der effektiven Tragwerkssteifigkeiten jedoch wesentlich kleinere Beanspruchungen.

Neben der Baugrundsteifigkeit kommt somit auch der Modellierung der Tragwerkssteifigkeit eine grosse Bedeutung zu. Die Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.5.5.3 fordert daher, dass bei der Modellierung des Tragwerks das nichtlineare Verhalten des Betons infolge Rissbildung etc. berücksichtigt wird, beispielsweise durch die Verwendung von aus Momenten-Krümmungsdiagrammen abgeleiteten Sekantensteifigkeiten (vergleiche auch Norm SIA 262 [4], Ziffer 4.1.4.1.2).

Bei Tragwerken mit ausreichendem Verformungsvermögen lässt die Richtlinie ASTRA 12014 gemäss den Ziffern 3.4.5 und 6.3.2 die Einführung plastischer Gelenke zu, was als Grenzfall der grösstmöglichen Steifigkeitsreduktion betrachtet werden kann.

Neben der Einhaltung der Anforderungen bezüglich Verformungsvermögen des Tragwerks ist bei Einführung von plastischen Gelenken auch nachzuweisen, dass die Gesamtstabilität des Gewölbes gewährleistet bleibt. Zu erwähnen bleibt, dass der Konstruktion von zu weichen Gewölben durch die Beschränkung der Verformungen im Gebrauchszustand von vornherein gewisse Grenzen gesetzt sind.

Wird die Tragwerkssteifigkeit unterschätzt, ergeben sich in der Regel zu kleine Beanspruchungen. Bei Tragwerken mit nicht ausreichendem Verformungsvermögen fordert die Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 5.5.5.3 daher eine entsprechend vorsichtige Abschätzung der Steifigkeiten.

I.2 Bettungsmodulverfahren

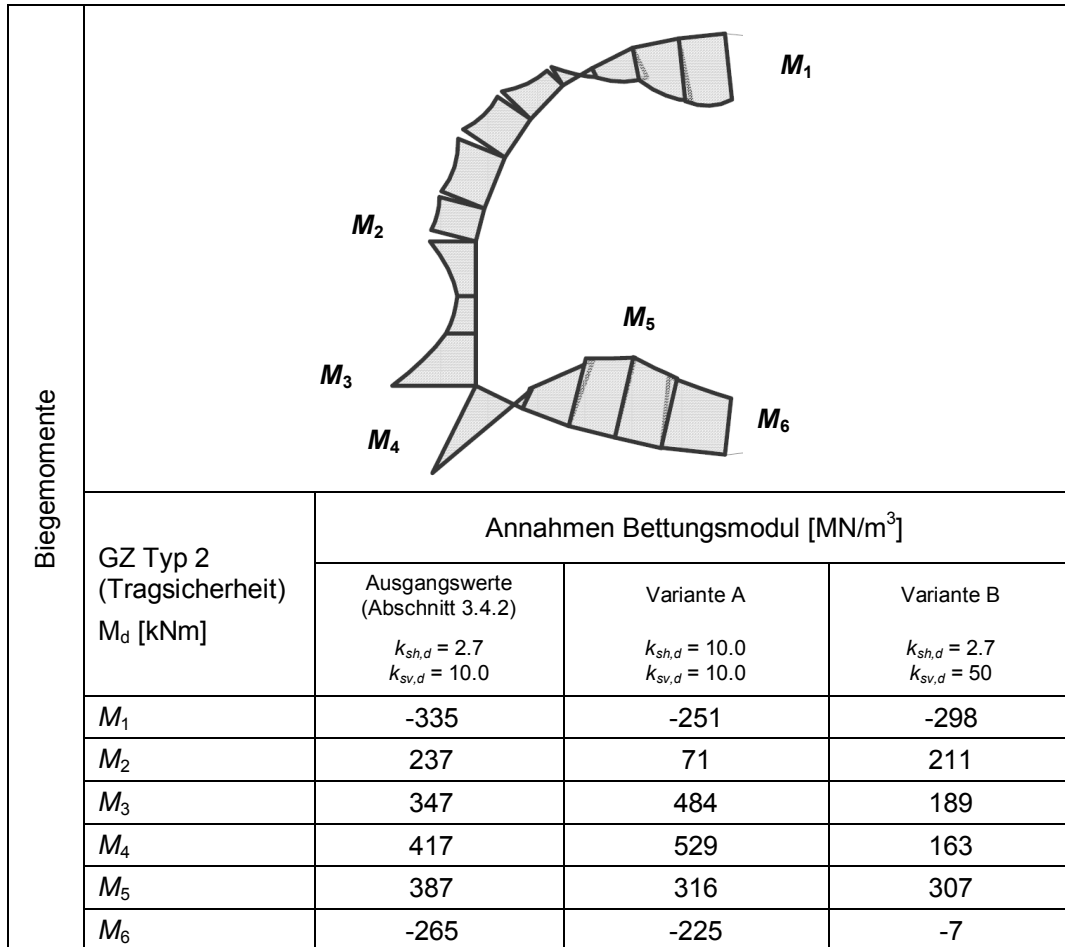
Beim Bettungsmodulverfahren hat die Wahl des Bettungsmoduls offensichtlich einen grossen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Die Richtlinie ASTRA 12014, Ziffer 6.1.3.7 verlangt daher, die Wahl des Bettungsmoduls mit einer Sensitivitätsanalyse zu überprüfen.

Im Folgenden wird der Einfluss unterschiedlicher Steifigkeiten der Bettung auf die Ergebnisse für das im Abschnitt 3 berechnete Beispiel für die Bemessungssituation B1-3 (Endzustand ohne Grundwasser) dargestellt. Es werden dazu zusätzlich die folgenden zwei Varianten berechnet:

- Variante A: erhöhte horizontale Bettungssteifigkeit
- Variante B: erhöhte vertikale Bettungssteifigkeit

Die Resultate der Berechnungen sind in Abb. I.2 dargestellt. Das Beispiel zeigt, dass die Resultate je nach gewähltem Bettungsmodul deutlich voneinander abweichen. Die eindeutige Ermittlung eines „korrekten“ Wertes für den Bettungsmodul ist in der Regel nicht möglich. Angesichts dieser Unsicherheit hat die Wahl einer Konstruktion mit ausreichendem Verformungsvermögen, welche gewisse Umlagerungen der Kräfte gestattet, grosse Bedeutung.

Abb. I.2 Einfluss der Bettungssteifigkeiten auf die Biegemomente.



I.3 FE-Methode

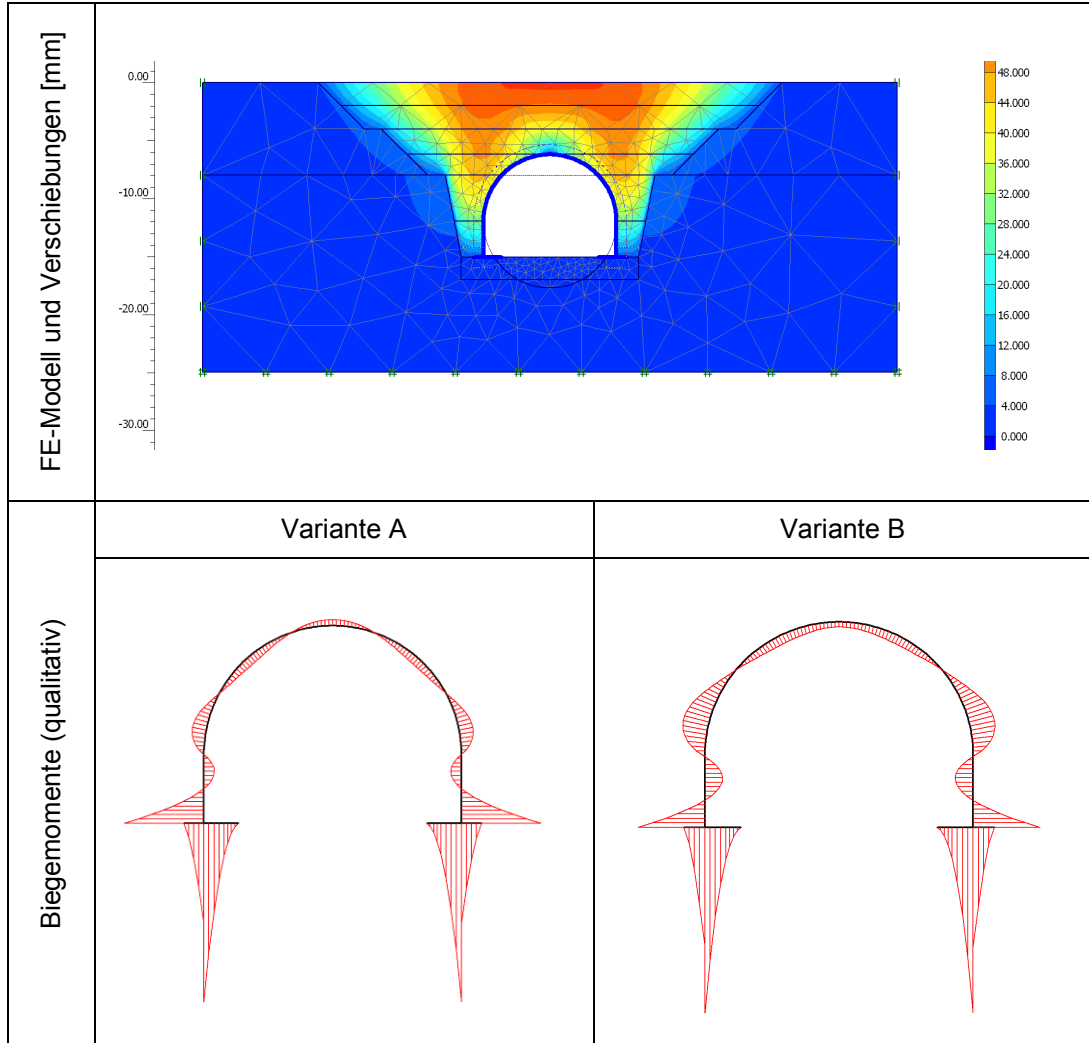
Die allgemeinen Grundsätze für die Modellbildung bei Anwendung der FE-Methode sind in Ziffer 6.1.2 der Richtlinie ASTRA 12014 festgehalten. Obwohl die Modellbildung und die Parameterwahl bei der FE-Methode a priori als klarer und weniger willkürlich erscheinen mögen als beim Bettungsmodulverfahren, kann ihr Einfluss auf die Berechnungsergebnisse ebenfalls sehr gross sein.

In Abb. I.3 wird als Beispiel der Einfluss der zwischen Baugrund und Tragwerk angeordneten Kontaktelemente auf die Berechnungsergebnisse für einen Tagbautunnel mit Gewölbequerschnitt und Streifenfundamenten aufgezeigt. Für die Kontaktelemente zwischen Gewölbe und Baugrund werden zwei Varianten betrachtet:

- Variante A: steife Kontaktelemente
- Variante B: weiche Kontaktelemente

Die Scherfestigkeit der Kontaktelemente tangential zum Gewölbe ist in beiden untersuchten Fällen gleich gross, der Unterschied liegt somit nur in der elastischen Steifigkeit tangential und normal zum Gewölbe.

Abb. I.3 Einfluss der Kontaktelemente auf die Biegemomente.



Der nicht unerhebliche Einfluss der Kontaktelemente wird bereits bei einer qualitativen Betrachtung deutlich sichtbar, denn das (allerdings nicht sehr grosse) Biegemoment im Gewölbefirst wechselt das Vorzeichen.

Die Eigenschaften der Interface-Elemente, insbesondere deren Steifigkeiten, werden je nach verwendetem Programm unterschiedlich definiert und festgelegt. Bei zu hoher Steifigkeit resultieren in der Regel unbefriedigende numerische Resultate (unrealistisch stark oszillierende Kontaktspannungen zwischen Boden und Tragwerk), eine zu geringe (Normal-) Steifigkeit kann hingegen zur „Penetration“ des umgebenden Bodens in den Tunnelquerschnitt führen. Im vorliegenden Beispiel wurde die Steifigkeit der Interface-Elemente so angepasst, dass sich ein zufriedenstellendes Verhalten bezüglich dieser beiden Effekte ergibt.

Speziell zu beachten ist, dass gewisse Einstellungen und Modellannahmen - beispielsweise für die Kontaktelemente, aber auch für andere Bereiche - je nach verwendetem Programm implizit gemacht werden bzw. „versteckt“ sind. Der sorgfältigen Beachtung dieser impliziten Modellannahmen und einer Plausibilitätskontrolle der Resultate kommt daher bei der FE-Methode eine grosse Bedeutung zu.

Literaturverzeichnis

-
- [1] Bundesamt für Strassen (2013), „**Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels**“ *Richtlinie ASTRA 12014*, www.astra.admin.ch.
-
- [2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Grundlagen der Projektierung von Tragwerken**“, *Norm SIA 260*.
-
- [3] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Einwirkungen auf Tragwerke**“ *Norm SIA 261*.
-
- [4] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Betonbau**“ *Norm SIA 262*.
-
- [5] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2003), „**Geotechnik**“ *Norm SIA 267*.
-
- [6] Bundesamt für Strassen (1998), „**Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels**“ *Dokumentation ASTRA 82007*, www.astra.admin.ch.
-

Auflistung der Änderungen

Ausgabe	Version	Datum	Änderungen
2013	1.00	01.02.2013	Publikation Ausgabe 2013 (Originalversion in Deutsch); ersetzt die Dokumentation ASTRA 82007 "Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels" (Ausgabe 1998)

