Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

12.101.07

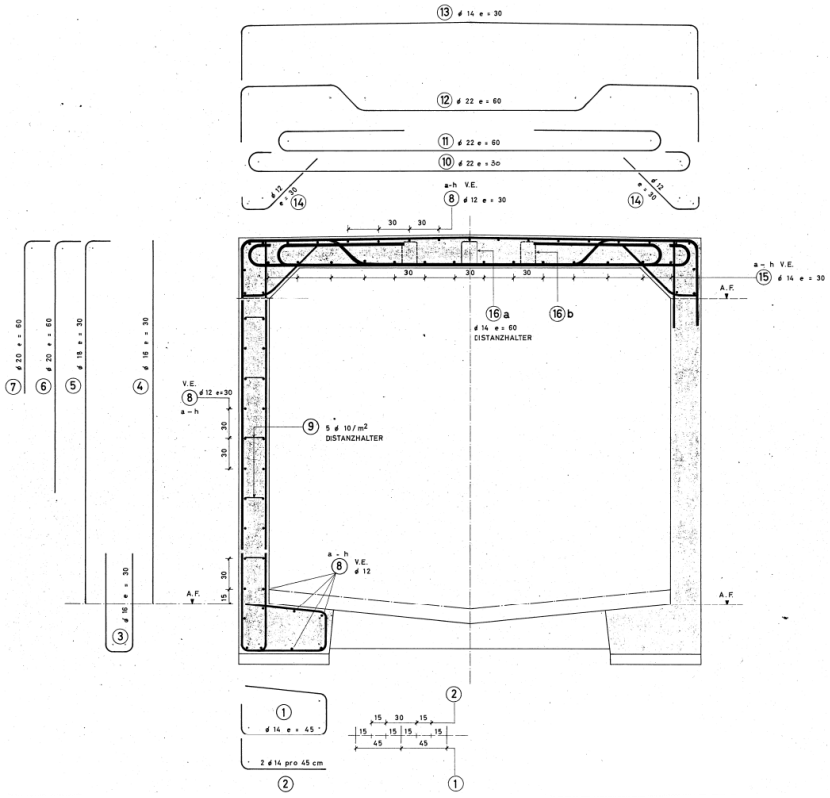
HAUPTSITZ:
4054 Basel
Bachlettenstrasse 52
Tel. 061 205 03 50
Fax 061 205 03 55
info@schmidtundpartner.ch
www.schmidtundpartner.ch

FILIALEN:
4106 Therwil BL
Gempenstrasse 3
5400 Baden AG
Mellingerstrasse 1
3628 Uttigen BE
Flurweg 12

W. Schmidt Dr. Ing. ETH/SIA
A. Antoniadis dipl. Bauleiter / REG C
T.R. Meier dipl. Ing. ETH/SIA
T. Minder BSc FH
B. Trost Dr. Ing. ETH/SIA
A. Walz dipl. Ing. TH/SIA

SCHMIDT PARTNER BAUINGENIEURE AG

Der Sachverständige	Die Bauherrschaft
Andreas Walz Docusigned von: Andreas Walz DF7FE780FF5E456...	BLT Basel Land Transport AG i.V. DocuSigned by: Patrick Zeller 12B2990D6C90422... DocuSigned by: E932A2C7A837447...



Gesamterneuerung Leimental
BLT-Linie 10/17
Auflageprojekt
Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009

BLT Baselland Transport AG, Grenzweg 1, 4104 Oberwil

Sachverständigenprüfung – Prüfbericht

Projektnummer (intern): 3298

Basel, den 07.08.2026

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Impressum:

Adressen:

Bauherrschaft	BLT Baselland Transport AG Fabiano Rosa Grenzweg 1, 4104 Oberwil Tel. +41 (0) 61 406 12 52 Fabiano.rosa@blt.ch
Projektverfasser	Gruner AG Luis Mutter / Roland Marty St. Jakobs-Strasse 199, 4020 Basel Tel. +41 (0)61 317 61 61 Luis.mutter@gruner.ch
Sachverständiger	Schmidt+Partner Bauingenieure AG Andreas Walz Bachlettenstrasse 52, 4054 Basel Tel. +41 (0)61 205 03 50 a.walz@schmidtundpartner.ch

Verfasser:

Name:	Arthur Pröbsting, M.Sc. Bauing. TH Tel. +41 (0)61 205 03 53 @ a.proebsting@schmidtundpartner.ch	Andreas Walz, Dipl.-Ing. TH Tel. +41 (0)61 205 03 57 @ a.walz@schmidtundpartner.ch

Änderungsverzeichnis:

Version	Anpassung / Änderung	Datum	Projekting.	Projektleiter
1.0	Abgabe PGV	07.08.2026	AP	AW

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemein 4
2. Objekt, Gegenstand der Prüfung und Abgrenzungen 4
2.1. Projekt - Bezeichnung 4
2.2. Objekt 4
2.3. Beauftragung 5
2.4. Gegenstand der Prüfung 5
2.5. Abgrenzung 5
2.6. Prüfmethodik 5
2.7. Bereinigung am Prüfobjekt während der Prüftätigkeit 6
3. Selbstdeklaration 6
4. Grundlagen 6
4.1. Projektspezifische Grundlagen 6
4.2. Normen, Richtlinien, Merkblätter, Weisungen 6
4.3. Literatur 7
5. Zusammenfassung der Prüfergebnisse 7
5.1. Allgemeine Bemerkungen 7
5.2. Nutzungsvereinbarung 7
5.3. Projektbasis 7
5.4. Statische Berechnungen 8
5.5. Zusammenfassung Prüfstatik 8
5.6. Tabellarische Gegenüberstellung der Ergebnisse PV / SV 9
5.7. Objektpläne (Stand 12.02.2026, Entwurf) 10
6. Empfehlungen und Auflagen 10
7. Beilagen 11

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

1. Allgemein

Bauherrschaft / Auftraggeber
BLT Baselland Transport AG
Fabiano Rosa
Grenzweg 1, 4104 Oberwil
Tel. +41 (0) 61 406 12 52
Fabiano.rosa@blt.ch

Projektverfasser
Gruner AG
Roland Marty, Luis Mutter
St. Jakobs-Strasse 199, 4020 Basel
Tel. +41 (0)61 317 61 61
luis.mutter@gruner.ch

Sachverständiger
Schmidt+Partner Bauingenieure AG
Andreas Walz
Bachlettenstrasse 52, 4054 Basel
Tel. +41 (0)61 205 03 57
a.walz@schmidtundpartner.ch

2. Objekt, Gegenstand der Prüfung und Abgrenzungen

2.1. Projekt - Bezeichnung

Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009 Binningen.

2.2. Objekt

Auf dem gesamten Länge des Bauwerks ist der Fluss Birsig eingetunnelt. Der Tunnel besteht aus einem unten offnenem Rahmenbauwerk aus Stahlbeton, erstellt in den Jahren 1959-1960. Unter der Bachsohle befindet sich zwischen den beiden Widerlagerfüssen eine unbewehrte Betonplatte. Das Tunnelabuwerk besteht aus 20 von einander dilatierten Teilelementen. Die bestehende Tunneldecke trägt das Gleisbett der BLT-Linie 10 und eines der beiden Perrons (FaRi Basel-Rodersdorf).

Das gesamte Tunnelbauwerk ist in 20 Abschnitte unterteilt. Von der Gleiserneuerung sind die Abschnitte 2 bis 19 betroffen. In den Abschnitten 1 bis 14 verfügt der Tunnel über den gleichen Regelquerschnitt mit 4 m lichte Breite. In den Abschnitten 15 und 16 verbreitert sich der Tunnel auf ein Mass von 6,70 m. Der Abschnitt 17 verfügt aufgrund eines einseitigen Einlaufbauwerks über seitliche Öffnungen und bildet einen Sonderabschnitt.

Es ist geplant sowohl das Gleistrasse zu erneuert als auch die bestehende Haltestelle Binningen Oberdorf umzubauen. Die Tramhaltestelle Binningen Oberdorf wird im Rahmen der Umsetzung des Behindertengleichstellungsgesetzes (BehiG) umgestaltet. Dies umfasst einen Neubau der Gleistrasse und der Perrons. Das Projekt der Gruner AG sieht eine Verstärkung der Tunneldecke durch einen Überbeton und dessen Verbreiterung mit einer Konsole vor, die als Grundlage für das neue begrünte Gleisfeld dienen soll.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

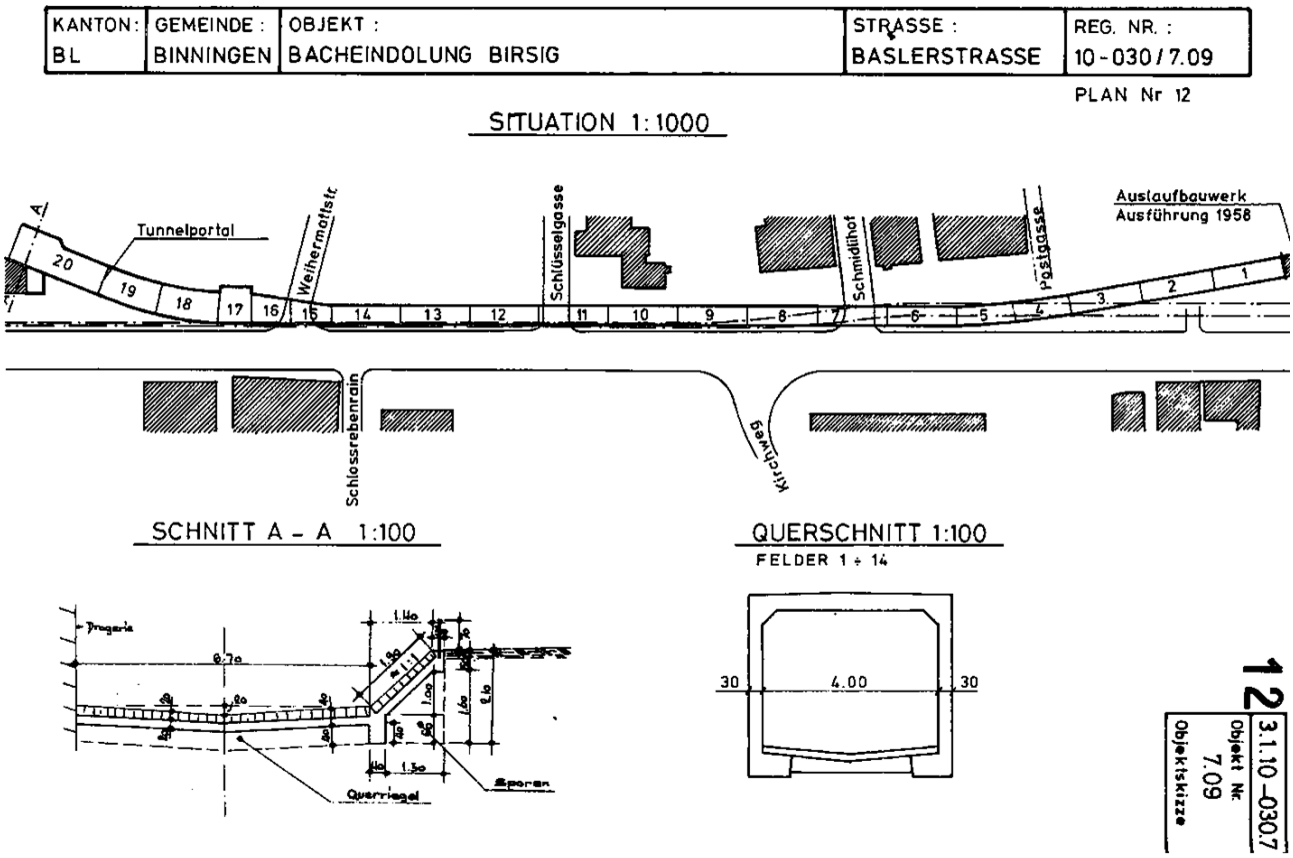


Abbildung 1 Objektskizze des Birsigtunnels BW 7.009

2.3. Beauftragung

Die Sachverständige wurde von der BLT mit dem Mandat zur Prüfung des Auftrags Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009 Binningen beauftragt.

2.4. Gegenstand der Prüfung

Es wurden abschliessend die revidierten Versionen der Nutzungsvereinbarung, der Projektbasis und der statischen Berechnungen geprüft. Die Objektpläne stehen dem Sachverständigen zum Zeitpunkt der Prüfung im Entwurf zur Verfügung.

2.5. Abgrenzung

Der vorliegende Bericht bezieht sich auf den revidierten Projektstand vom 24.04.2026 (NV, PB) und berücksichtigt die Überarbeitung der statischen Berechnungen vom 23.07.2026.
Die Stellungnahmen und Kommentare beziehen sich ausschliesslich auf die geprüften Dokumente und sind im Anhang zum vorliegenden Prüfbericht zu finden.

2.6. Prüfmethodik

Die grundlegenden Projektdokumente (Nutzungsvereinbarung, Projektbasis, statische Berechnung, Objektplan) wurden begutachtet und die wesentlichen statischen Nachweise wurden durch den Sachverständigen anhand von Vergleichsrechnungen plausibilisiert. Zu diesem Zweck wurde ein

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

eigenes statisches Modell im Programm *SOFiSTiK* erstellt. Die Prüfstatik ist als Beilage zum Prüfbericht angehängt.
Die konstruktiven Details wurden auf Richtigkeit, Vollständigkeit, Normkonformität, Umsetzung der Ergebnisse der statischen Berechnungen geprüft.

2.7. Bereinigung am Prüfobjekt während der Prüftätigkeit

Auf Wunsch der Bauherrschaft wurde die Prüftätigkeit des Sachverständigen mit dem Beginn der Projektierungsarbeiten gestartet. Ziel war eine enge Begleitung des Projektverfassers mit Präsentation und Diskussion der Zwischenergebnisse. In den ersten Schritten wurden die Nutzungsvereinbarung und die Projektbasis bereinigt. Im Weiteren wurden dann Schritt für Schritt die statischen Berechnungen und die Massnahmenvorschläge besprochen.

3. Selbstdeklaration

Der beauftragte Sachverständige bestätigt über die erforderliche Erfahrung, Expertise und Kenntnisse in der Beurteilung und Prüfung von durch Gleise genutzter Infrastrukturobjekte zu verfügen.

4. Grundlagen

Die Prüfung erfolgt auf Grundlage der Projektunterlagen des Projektverfassers (einschliesslich älterer Versionen, im Folgenden nicht aufgelistet), der geltenden Normenwerke und Richtlinien sowie des geologisch-geotechnischen Berichts. .

4.1. Projektspezifische Grundlagen

[D1] Gruner AG, «*Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009, Nutzungsvereinbarung*», Basel, 17.04.2026
[D2] Gruner AG, «*Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009, Projektbasis*», Basel, 17.04.2026
[D3] Gruner AG, «*Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009, Statische Berechnung*», Basel, 23.07.2026
[D4] Gruner AG, «*Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009, Abschnitt Süd, Objektplan*», Basel, 30.01.2026
[D5] Gruner AG, «*Gesamterneuerung Leimental, BLT Linie 10/17, Auflageprojekt, Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009, Abschnitt Nord, Objektplan*», Basel, 12.02.2026
[D6] W. & J. Rapp AG, Ingenieurbureau, im Auftrag der Baudirektion Baselland, div. Ausführungsunterlagen zum Projekt «*Korrektion des Birsig zwischen Wuhr und Parzelle Nr. 1604»,* Muttenz, 1954-1963
[D7] Geotechnisches Institut AG Basel, «*BLT AG, Linie 17, Fahrbahnerneuerung, HAST Zoo (exkl.) bis HAST Ettingen Dorf (exkl.), Baugrunduntersuchung*», Basel, 22.10.2025

4.2. Normen, Richtlinien, Merkblätter, Weisungen

[N1] Norm SIA 260 «*Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013
[N2] Norm SIA 261 «*Einwirkungen auf Tragwerke*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020
[N3] Norm SIA 261/1 «*Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020
[N4] Norm SIA 262 «*Betonbau*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2025

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

[N5] Norm SIA 262/1 «*Betonbau – Ergänzende Festlegungen*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2019
[N6] Norm SIA 269 «*Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011
[N7] Norm SIA 269/1 «*Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011
[N8] Norm SIA 269/2 «*Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2025
[N9] Norm SIA 269/8 «*Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011
[N10] Richtlinie «*Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung*» (AB-EBV), Bundesamt für Verkehr (BAV), Bern, 21.05.2024
[N11] Richtlinie «*Projektierungshandbuch für Ingenieure – Neubau und Erhaltung von Kunstbauten*» (PHI), Kantone AG, BS, BL, SO, 26.05.2023
[N12] WAV 332 Betonbau, «Ausführungsvorschriften für Bauarbeiten», TBA BS (Vers. 5, 30. Juni 2023)
[N13] Norm SIA 118/262 Allgemeine Bedingungen für Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2026

4.3. Literatur

[L1] Bundesamt für Strassen ASTRA, Arbeitsgruppe Brücken, «*Zentrale Dokumentation der mechanischen Eigenschaften alter Bewehrungen*», 09.2015 und zugehörige Datenbank steeldata.ch

[L2] Fédération internationale du béton (fib), «*fib Model Code for Concrete Structures 2020*», Ernst & Sohn, Lausanne, 2024

5. Zusammenfassung der Prüfergebnisse

5.1. Allgemeine Bemerkungen

Die Stellungnahmen und Kommentare des Sachverständigen beziehen sich ausschliesslich auf die geprüften Dokumente, die im Kapitel 4 angegeben sind. Die Anmerkungen des Sachverständigen sind in den folgenden Kapiteln zusammengefasst und werden in der Beilage B in tabellarischer Form mit einer Wertung (Bemerkung, Empfehlung, Forderung und redaktionelle Anforderung) und Massnahmenvorschlag detailliert aufgelistet. Bereinigte Punkte verbleiben in der Tabelle in durchgestrichener Form.
Die detaillierten Ergebnisse der Prüfstatik und die Dokumentation der Prüfstatik ist der Beilage A zu entnehmen.

5.2. Nutzungsvereinbarung

Die Nutzungsvereinbarung ist bereinigt. Die Bemerkung des Sachverständigen sind eingeflossen. Für bleibende Bemerkungen wird auf die tabellarische Zusammenstellung in der Beilage B verwiesen.

5.3. Projektbasis

Die Projektbasis ist bereinigt. Die Bemerkung des Sachverständigen sind eingeflossen. Für bleibende Bemerkungen wird auf die tabellarische Zusammenstellung in der Beilage B verwiesen.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

5.4. Statische Berechnungen

Der Sachverständige prüft im Grundsatz die Vorgehensweise, die Eingangsparameter und die Nachweisführung der statischen Berechnungen des Projektverfassers. Die Ergebnisse der FE-Berechnung können nur qualitativ beurteilt werden. Die eigentliche Prüfung erfolgt mit der Prüfstatik.

Die statische Überprüfung des Projektverfassers erfolgt zunächst im 2D-Modell (Meterschnitt) für den Regelquerschnitt der Abschnitte 1-14. Auf Anregung des Sachverständigen wurde eine Untersuchung der Diskontinuität des Tunnelrahmens zwischen den Abschnitten ergänzt. Dies erfolgt anhand eines dreidimensionalen FE-Modells. Mit der Abbildung der Fugen zwischen den Tunnelabschnitten kann die stark abgeminderte Quertragwirkung (Lastausbreitung in Tunnelrichtung nur einseitig möglich) korrekt untersucht werden.

In einem zweiten Schritt wurden die Abschnitte 15-19 untersucht. Der Projektverfasser betrachtet hierbei den breitesten Querschnitt, der ab dem Ende des Abschnitts 16 vorhanden ist, in einem 2D-Modell. Dies ist aufgrund der ungünstigeren Schnittgrössen und in Anbetracht der vorhandenen Bewehrung sinnvoll. Auf Anregung des Sachverständigen wurde die Berechnung angepasst, um den Tunnelrahmen im Abschnitt 17 abzubilden, der einseitig aufgrund eines seitlichen Einlaufbauwerks mit Stützen statt einer durchgehenden Wand ausgeführt ist. Über diese Stützen sind keine Bewehrungsangaben vorhanden. Die Untersuchungen des Projektverfassers zeigen, dass die Stützen auf ihrer Aussenseite innerhalb des Einlaufbauwerks bereits zu einem früheren Zeitpunkt verstärkt wurde. Diese Erkenntnisse werden in einem detaillierten 3D-Modell durch den Projektverfasser berücksichtigt.

Die Nachweise sind nachvollziehbar und vollständig. Es wurde eine Aktualisierung der Materialeigenschaften vorgenommen, indem die Festigkeiten des Bewehrungsstahls spezifisch für den vorhandenen *Caron*-Stahl berücksichtigt wurden. Für die Betondruckfestigkeiten wurden auf der sicheren Seite liegend zunächst die Werte der SIA 269/2 Anhang A angenommen. Aufgrund der sehr konservativen Rechenwerte führte dies teilweise zu nicht erfüllten Querkraftnachweisen. Das Ansetzen höherer Schubfestigkeiten auf Grundlage der Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen am Bauwerk ist zielführend. Die Druckfestigkeitsprüfung wurde allerdings in begrenztem Umfang durchgeführt, es wurden Proben in den Abschnitten 5 bis 15 entnommen. Da bei den Tunnelabschnitten 16 bis 18 einige Querkraftnachweise mit den Werten nach SIA 269/2 Anhang A nicht erfüllt werden können, besteht gegenüber der angesetzten Festigkeitswerte eine Unsicherheit.

Auf Anregung des Sachverständigen wurden in der Tunnelsohle zusätzliche Sondagen durchgeführt, um die als Druckverbindung zwischen den Wandfundamenten angesetzte Bodenplatte als durchgehend zu bestätigen.

Die Bemerkung des Sachverständigen sind bis auf wenige Punkte eingeflossen. Die verbleibenden Empfehlungen des Sachverständigen zu den statischen Berechnungen sind diesem Bericht in Tabellenform in der Beilage B angefügt.

5.5. Zusammenfassung Prüfstatik

Aus der Prüfstatik ergeben sich für die Abschnitte 1 bis 14 (Regelquerschnitt) vergleichbare Ergebnisse wie aus der statischen Berechnung des Projektverfassers. Die geplanten Verstärkungsmassnahmen sind sehr grosszügig. Insbesondere beim Entwurf der Konsole besteht Optimierungspotential.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Für die Abschnitte 15 bis 18 resultieren aus der Vergleichsrechnung des Sachverständigen am Bestandsbauwerk ungenügende Erfüllungsgrade bei den Nachweisen der Tragsicherheit. Das wesentlichste Defizit betrifft den Stoss der äusseren Rahmeneckbewehrung (äussere Wandbewehrung und obere Deckenplattenbewehrung). Das Nachweismodell nach SIA 262 ist hierfür ungeeignet und das nach SIA 269/2, 4.5.1.2 nur begrenzt geeignet. Nach Untersuchung anhand eines detaillierten Ansatzes nach *fib Model Code* 2020 (spezifisch für tordierte Glattstahl-Bewehrung wie *Caron*-Stahl) kann der Nachweis im GZT Typ 2 nur zu 70-80% erfüllt werden. Das Defizit ist haupsächlich auf die zu geringe Bewehrungsüberdeckung zurückzuführen, wodurch Abplatzen des Beton für den Verankerungsbruch massgebend wird. Dies wurde dem Projektverfasser mitgeteilt. Die durch den Projektverfasser daraufhin vorgeschlagene Verstärkung mit einem querbewehrten Aufbeton ist im Grundsatz zielführend. Die konstruktive Durchbildung des Verstärkungsdetails liegt dem Sachverständigen noch nicht zur Prüfung vor.

Der Querkraftnachweis der Tunneldecke fällt in der Vergleichsrechnung des SV ungünstiger aus als beim PV. Grund hierfür ist die günstiger gewählte Lastausbreitung beim PV. Der Querkraftnachweis kann mit einer Betongüte ≥ *C45/55* erfüllt werden. Grundsätzlich sollten in den Abschnitten 16 bis 18 ergänzende Proben für Betondruckfestigkeitsprüfungen zur Aktualisierung der Materialkennwerte entnommen werden. Damit könnten die durch den Projektverfasser angesetzten höheren Betondruck- bzw. Schubfestigkeiten, die auf den Prüfungen am Tunnelrahmen 15 basieren, bestätigt werden. Die Probeentnahme hat zwingend an der Tunneldecke zu erfolgen.

Aus der Prüfung verbleibt ein offener Punkt bzgl. des vorgesehenen Überbetons über den Abschnitten 15-16 (QP7). Der Überbeton wird bei der Überprüfung (sowohl beim Projketverfasser wie auch in der vorliegenden Prüfstatik) als nicht tragend angesetzt. Aufgrund der Koppelwirkung zwischen den Tunnelsegmenten sind allerdings Querkräfte im Überbeton zu erwarten. Im Bereich des Bahnübergangs Weihermattstrasse / Kreuzung Baslerstrasse ist dieser teilweise nur 5-6 cm stark. Die Schichtdicke ermöglicht es nicht, einen normkonformen Querkraftnachweis zu führen. Nach ersten Einschätzungen des Sachverständigen ist ein Schubbruch des Überbetons oberhalb der Fugen im Gebrauchszustand möglich. Der Einfluss der festen Betonfahrbahn sollte hier detailliert untersucht werden. Da die angrenzenden von einander dilatierten Tunnelemente die erforderlichen Nachweise im GZT erfüllen , wird die Anordnung einer Fuge im Überbeton empfohlen.

Die rechnerische Setzungsproblematik (hohe Bodenpressungen im Gebrauchszustand) ergibt sich aus Sicht des Sachverständigen nicht aus zu hoch berechneten Bodenpressungen, sondern aus für den lokalen Baugrund eher konservativ angenommenen Belastungsgrenzwerten. Die Setzungsthematik ist u.E. separat durch einen Geologen beurteilen zu lassen.

5.6. Tabellarische Gegenüberstellung der Ergebnisse PV / SV

Grenzzustand, Bauteil, Nachweis		**Zielwert**	**Erfüllungsgrad $\eta = R_d / E_d$**	
			PV(1)	**SV**
GZT Typ 2 (Normalbetrieb)				
Brückenplatte, Bestand				
Biegung	Abschnitt 1-14	1,0	1,2	1,1
	Abschnitt 15	1,0	-	1,0
	Abschnitt 16-19	1,0	1,1	1,0
Querkraft	Abschnitt 1-14	1,0	1,0	1,0
	Abschnitt 15	1,0	-	1,0

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

	Abschnitt 16-19	1,0	1,0	**0,9**(2)
Wände				
Biegung	Abschnitt 1-14	1,0	1,4	1,6
	Abschnitt 15	1,0	-	**0,8**(3)
	Abschnitt 16-19	1,0	-	**0,7**(3)
Konsole L = 2,00 m				
Biegung		1,0	1,4	1,6
Querkraft		1,0	1,0	1,4(4)
GZT Typ 4 (Ermüdung)				
Brückenplatte, Wände				
Biegebewehrung	Abschnitt 1-14	1,0	1,2	1,2
	Abschnitt 15	1,0	-	1,4
	Abschnitt 16-19	1,0	1,1	1,2
GZG selten				
Fundamente				
Bodenpressungen	Abschnitt 1-14	1,0	**0,8**	**0,6**
	Abschnitt 15	1,0	-	**0,6**
	Abschnitt 16-19	1,0	-	**0,6**
Überbeton, Kopplung Tunnelsegmente				
Querkraft		1,0	-	**0,6**(5)

(1): Umgerechnete Ausnutzungsgrade μ der statischen Berechnung des PV mit: $\eta = 1/\mu$
(2): Konservativere Lastausbreitung als PV, mit Annahme *C30/37*. Erfüllt ab Betongüte *C45/55*.
(3): ungenügende Stosslänge der äusseren Wand- und oberen Deckenbewehrung in den Rahmenecken, letzter Stand PV sieht Verstärkung vor.
(4): mit reduzierter statischer Höhe d_v = 0,31 m gegenüber statischer Berechnung des PV
(5): mit modifiziertem Ansatz der statischen Höhe $d_v = t$ / 2 m aufgrund zu geringer Schichtdicke (nicht Normkonform)

Tabelle 1 Erfüllungsgrade der Nachweise im GZT Typ 2, GZT Typ 4 und GZG

5.7. Objektpläne (Stand 12.02.2026, Entwurf)

Die Objektpläne, Stand 30.01.2026 [D4] bzw. 12.02.2026 [D5] stehen dem Sachverständigen zum Zeitpunkt der Prüfung im Entwurf zur Verfügung. Die Bemerkungen des Sachverständigen sind diesem Bericht in Tabellenform in der Beilage B beigefügt.

6. Empfehlungen und Auflagen

Das vorliegende bereinigte Projekt kann unter Berücksichtigung der in der Beilage B tabellarisch aufgelisteten Punkte zur Umsetzung empfohlen werden. Die Stellungnahmen und Kommentare beziehen sich ausschliesslich auf die geprüften Dokumente und sind im Anhang zum vorliegenden Prüfbericht zu finden. Die statischen Vergleichsberechnungen des Sachverständigen bestätigen im Grundsatz die vom Projektverfasser vorgeschlagenen Massnahmen. Die empfohlenen zusätzlichen Druckfestigkeitsprüfungen an der Tunneldecke der Abschnitte 16 bis 18 können im Rahmen der Ausführungsprojektierung erfolgen. Bei der Ertüchtigung des ungenügenden Bewehrungsstosses ist ein kraftschlüssiger Verbund zwischen bestehendem Tunnel und dem neuen Beton sicherzustellen.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

In den Bereichen, wo der Überbeton auf der Tunneldecke geringer als 7 cm ist, sollte über den bestehenden Fugen der Überbeton ebenfalls gefugt oder durch ein konstruktives Bewehrungsdetail entsprechend verstärkt werden.

7. Beilagen

A: Vergleichsstatik

B: Tabellarische Zusammenstellung der Bemerkungen / Empfehlungen und Forderungen

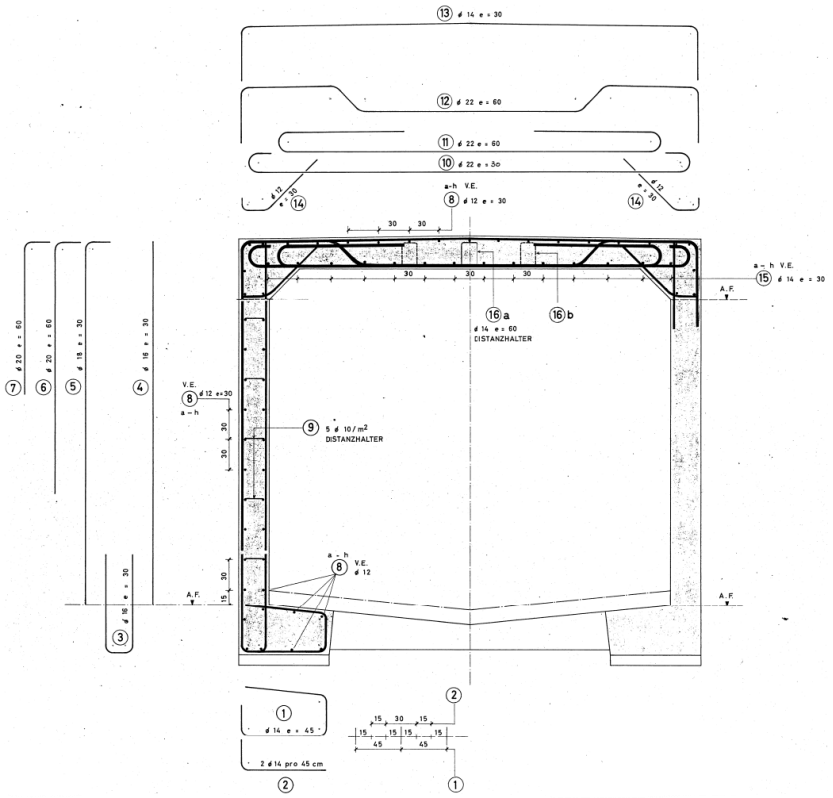
Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

HAUPTSITZ:
4054 Basel
Bachlettenstrasse 52
Tel. 061 205 03 50
Fax 061 205 03 55
info@schmidtundpartner.ch
www.schmidtundpartner.ch

FILIALEN:
4106 Therwil BL
Gempenstrasse 3
5400 Baden AG
Mellingerstrasse 1
3628 Uttigen BE
Flurweg 12

W. Schmidt Dr. Ing. ETH/SIA
L. Abt dipl. Ing. ETH/SIA
A. Antoniadis dipl. Bauleiter / REG C
T.R. Meier dipl. Ing. ETH/SIA
B. Trost Dr. Ing. ETH/SIA
A. Walz dipl. Ing. TH/SIA

SCHMIDT PARTNER BAUINGENIEURE AG



Gesamterneuerung Leimental
BLT-Linie 10/17
Auflageprojekt
Ertüchtigung Birsigtunnel BW 7.009

BLT Baselland Transport AG, Grenzweg 1, 4104 Oberwil

Sachverständigenprüfung – Prüfstatik

Projektnummer (intern): 3298

Basel, den 07.08.2026

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Impressum:

Adressen:

Bauherrschaft	BLT Baselland Transport AG Grenzweg1, 4104 Oberwil Tel. +41 (0) 61 267 44 88 @ reto.rotzler@blt.ch
Projektverfasser	Gruner AG St. Jakobs-Strasse 199, 4020 Basel Tel. +41 (0)61 317 61 61 @ luis.mutter@gruner.ch
Sachverständiger	Schmidt+Partner Bauingenieure AG Bachlettenstrasse 52, 4054 Basel Tel. +41 (0)61 205 03 50 schmidtundpartner.ch

Verfasser:

Name:	Arthur Pröbsting, M.Sc. Bauing. TH Tel. +41 (0)61 205 03 53 @ a.proebsting@schmidtundpartner.ch	Andreas Walz, Dipl.-Ing. TH Tel. +41 (0)61 205 03 57 @ a.walz@schmidtundpartner.ch

Änderungsverzeichnis:

Version	Anpassung / Änderung	Datum	Erstellt	Geprüft
1.0	1. Fassung	22.07.2026	AP	AW
1.1	Abgabe PGV	07.08.2026	AP	AW

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Inhaltsverzeichnis

1. Zusammenfassung der Ergebnisse 5
1.1. Tabelle mit Gegenüberstellung der Erfüllungsgrade 5
1.2. Zusammenfassung 6
2. Einleitung 7
2.1. Objekt und Bauvorhaben 7
2.2. Objektskizze 7
2.3. Geologie 7
2.4. Umfang der Prüfung 8
3. Grundlagen: 9
3.1. Projektspezifische Grundlagen: 9
3.2. Normen, Richtlinien, Merkblätter, Weisungen: 9
3.3. Literatur: 10
4. Modellbildung 11
4.1. Materialkennwerte 11
4.1.1. Beton 11
4.1.2. Bewehrungsstahl 11
4.1.3. Baugrundverhältnisse 11
4.2. Tragwerksmodell 13
4.2.1. Schalenmodell 13
4.2.2. Randbedingungen und Bettungen 14
5. Einwirkungen 15
5.1. Ständige Einwirkungen 15
5.1.1. G_1 – Eigengewicht 15
5.1.2. G_2 – Auflast 15
5.1.3. G_3 – Erddruck 15
5.2. Veränderliche Einwirkungen 16
5.2.1. Q_1 – Schienenverkehrslasten 16
5.2.2. Q_2 – Temperatur 16
5.2.3. Q_3 – Schneelasten 16
5.3. Aussergewöhnliche Einwirkungen 17
5.3.1. A_1 – Tramentgleisung 17
5.3.2. A_2 – Erdbeben 17
5.4. Lastfallkombination / Gefährdungsbilder 18
6. Überprüfung der Tragsicherheit GZT Typ 2 19
6.1. Bestehende Tunnelquerschnitte – Abschnitte 1 bis 14 19
6.1.1. Biegung 19
6.1.2. Querkraft 20

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6.2. Konsole – Abschnitte 4 bis 14 22
6.2.1. Biegung 22
6.2.2. Querkraft 22
6.2.3. Optimierungspotential 24
6.3. Bestehende Tunnelquerschnitte – Abschnitt 15 25
6.3.1. Biegung 25
6.3.2. Querkraft 27
6.4. Bestehende Tunnelquerschnitte – Abschnitt 16 bis 19 29
6.4.1. Biegung 29
6.4.2. Querkraft 31
6.5. Neuer Überbeton – Kopplung der Tunnelsegmente 33
7. Überprüfung der Tragsicherheit GZT Typ 4 35
7.1. Bestehende Tunneldecke – Abschnitte 1 bis 14 35
7.2. Bestehende Tunneldecke – Abschnitt 15 35
7.3. Bestehende Tunneldecke – Abschnitt 16 bis 18 35
8. Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit 36
8.1. Fundamentpressungen 36
8.2. Verformungen 38

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

1. Zusammenfassung der Ergebnisse

1.1. Tabelle mit Gegenüberstellung der Erfüllungsgrade

Grenzzustand, Bauteil, Nachweis		Zielwert	Erfüllungsgrad $\eta = R_d / E_d$	
			PV(1)	SV
GZT Typ 2 (Normalbetrieb)				
Brückenplatte, Bestand				
Biegung	Abschnitt 1-14	1,0	1,2	1,1
	Abschnitt 15	1,0	-	1,0
	Abschnitt 16-19	1,0	1,1	1,0
Querkraft	Abschnitt 1-14	1,0	1,0	1,0
	Abschnitt 15	1,0	-	1,0
	Abschnitt 16-19	1,0	1,0	**0,9**(2)
Wände				
Biegung	Abschnitt 1-14	1,0	1,4	1,6
	Abschnitt 15	1,0	-	**0,8**(3)
	Abschnitt 16-19	1,0	-	**0,7**(3)
Konsole L = 2,00 m				
Biegung		1,0	1,4	1,6
Querkraft		1,0	1,0	1,4(4)
GZT Typ 4 (Ermüdung)				
Brückenplatte, Wände				
Biegebewehrung	Abschnitt 1-14	1,0	1,2	1,2
	Abschnitt 15	1,0	-	1,4
	Abschnitt 16-19	1,0	1,1	1,2
GZG selten				
Fundamente				
Bodenpressungen	Abschnitt 1-14	1,0	**0,8**	**0,6**
	Abschnitt 15	1,0	-	**0,6**
	Abschnitt 16-19	1,0	-	**0,6**
Überbeton, Kopplung Tunnelsegmente				
Querkraft		1,0	-	**0,6**(5)

(1): Umgerechnete Ausnutzungsgrade μ der statischen Berechnung des PV mit: $\eta = 1/\mu$
(2): Konservativere Lastausbreitung als PV, mit Annahme *C30/37*. Erfüllt ab Betongüte *C45/55*.
(3): ungenügende Stosslänge der äusseren Wand- und oberen Deckenbewehrung in den Rahmenecken, letzter Stand PV sieht Verstärkung vor.
(4): mit reduzierter statischer Höhe d_v = 0,31 m gegenüber statischer Berechnung des PV
(5): mit modifiziertem Ansatz der statischen Höhe $d_v = t$ / 2 m aufgrund zu geringer Schichtdicke (nicht Normkonform)

Tabelle 1 Erfüllungsgrade der Nachweise im GZT Typ 2, GZT Typ 4 und GZG

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

1.2. Zusammenfassung

Aus der Prüfstatik ergeben sich für die Abschnitte 1 bis 14 (Regelquerschnitt) vergleichbare Ergebnisse wie aus der statischen Berechnung des Projektverfassers. Die geplanten Verstärkungsmassnahmen sind sehr grosszügig. Insbesondere beim Entwurf der Konsole besteht Optimierungspotential.

Für die Abschnitte 15 bis 18 resultieren aus der Vergleichsrechnung des Sachverständigen am Bestandsbauwerk ungenügende Erfüllungsgrade bei den Nachweisen der Tragsicherheit. Das wesentlichste Defizit betrifft den Stoss der äusseren Rahmeneckbewehrung (äussere Wandbewehrung und obere Deckenplattenbewehrung). Das Nachweismodell nach SIA 262 ist hierfür ungeeignet und das nach SIA 269/2, 4.5.1.2 nur begrenzt geeignet. Nach Untersuchung anhand eines detaillierten Ansatzes nach *fib Model Code* 2020 (spezifisch für tordierte Glattstahl-Bewehrung wie *Caron*-Stahl) kann der Nachweis im GZT Typ 2 nur zu 70-80% erfüllt werden. Das Defizit ist haupsächlich auf die zu geringe Bewehrungsüberdeckung zurückzuführen, wodurch Abplatzen des Beton für den Verankerungsbruch massgebend wird. Dies wurde dem Projektverfasser mitgeteilt. Die durch den Projektverfasser daraufhin vorgeschlagene Verstärkung mit einem querbewehrten Aufbeton ist im Grundsatz zielführend. Die konstruktive Durchbildung des Verstärkungsdetails liegt dem Sachverständigen noch nicht zur Prüfung vor.

Der Querkraftnachweis der Tunneldecke fällt in der Vergleichsrechnung des SV ungünstiger aus als beim PV. Grund hierfür ist die günstiger gewählte Lastausbreitung beim PV. Der Querkraftnachweis kann mit einer Betongüte ≥ *C45/55* erfüllt werden. Grundsätzlich sollten in den Abschnitten 16 bis 18 ergänzende Proben für Betondruckfestigkeitsprüfungen zur Aktualisierung der Materialkennwerte entnommen werden. Damit könnten die durch den Projektverfasser angesetzten höheren Betondruck- bzw. Schubfestigkeiten, die auf den Prüfungen am Tunnelrahmen 15 basieren, bestätigt werden. Die Probeentnahme hat zwingend an der Tunneldecke zu erfolgen.

Aus der Prüfung verbleibt ein offener Punkt bzgl. des vorgesehenen Überbetons über den Abschnitten 15-16 (QP7). Der Überbeton wird bei der Überprüfung (sowohl beim Projketverfasser wie auch in der vorliegenden Prüfstatik) als nicht tragend angesetzt. Aufgrund der Koppelwirkung zwischen den Tunnelsegmenten sind allerdings Querkräfte im Überbeton zu erwarten. Im Bereich des Bahnübergangs Weihermattstrasse / Kreuzung Baslerstrasse ist dieser teilweise nur 5-6 cm stark. Die Schichtdicke ermöglicht es nicht, einen normkonformen Querkraftnachweis zu führen. Nach ersten Einschätzungen des Sachverständigen ist ein Schubbruch des Überbetons oberhalb der Fugen im Gebrauchszustand möglich. Der Einfluss der festen Betonfahrbahn sollte hier detailliert untersucht werden. Da die angrenzenden von einander dilatierten Tunnelemente die erforderlichen Nachweise im GZT erfüllen , wird die Anordnung einer Fuge im Überbeton empfohlen.

Die rechnerische Setzungsproblematik (hohe Bodenpressungen im Gebrauchszustand) ergibt sich aus Sicht des Sachverständigen nicht aus zu hoch berechneten Bodenpressungen, sondern aus für den lokalen Baugrund eher konservativ angenommenen Belastungsgrenzwerten. Die Setzungsthematik ist u.E. separat durch einen Geologen beurteilen zu lassen.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

2. Einleitung

2.1. Objekt und Bauvorhaben

Im Bereich der Haltestelle Binningen Oberdorf ist der Fluss Birsig eingetunnelt. Der Tunnel ist ein Rahmenbauwerk aus Stahlbeton, erstellt in den Jahren 1959-1960. Das Tunnelabuwerk besteht aus 20 von einander dilatierten Teilementen. Die aktuelle Tunneldecke trägt das Gleisbett der BLT-Linie 10 und eins der beiden Perrons (FaRi Basel-Rodersdorf).

Die Tramhaltestelle Binningen Oberdorf wird im Rahmen der Umsetzung des Behindertengleichstellungsgesetzes (BehiG) umgestaltet. Dies umfasst einen Neubau der Gleistrasse und der Perrons. Das Projekt der Gruner AG sieht eine Verstärkung der Tunneldecke durch einen Überbeton und dessen Verbreiterung mit einer Konsole vor, die als Grundlage für das neue begrünte Gleisfeld dienen soll.

2.2. Objektskizze

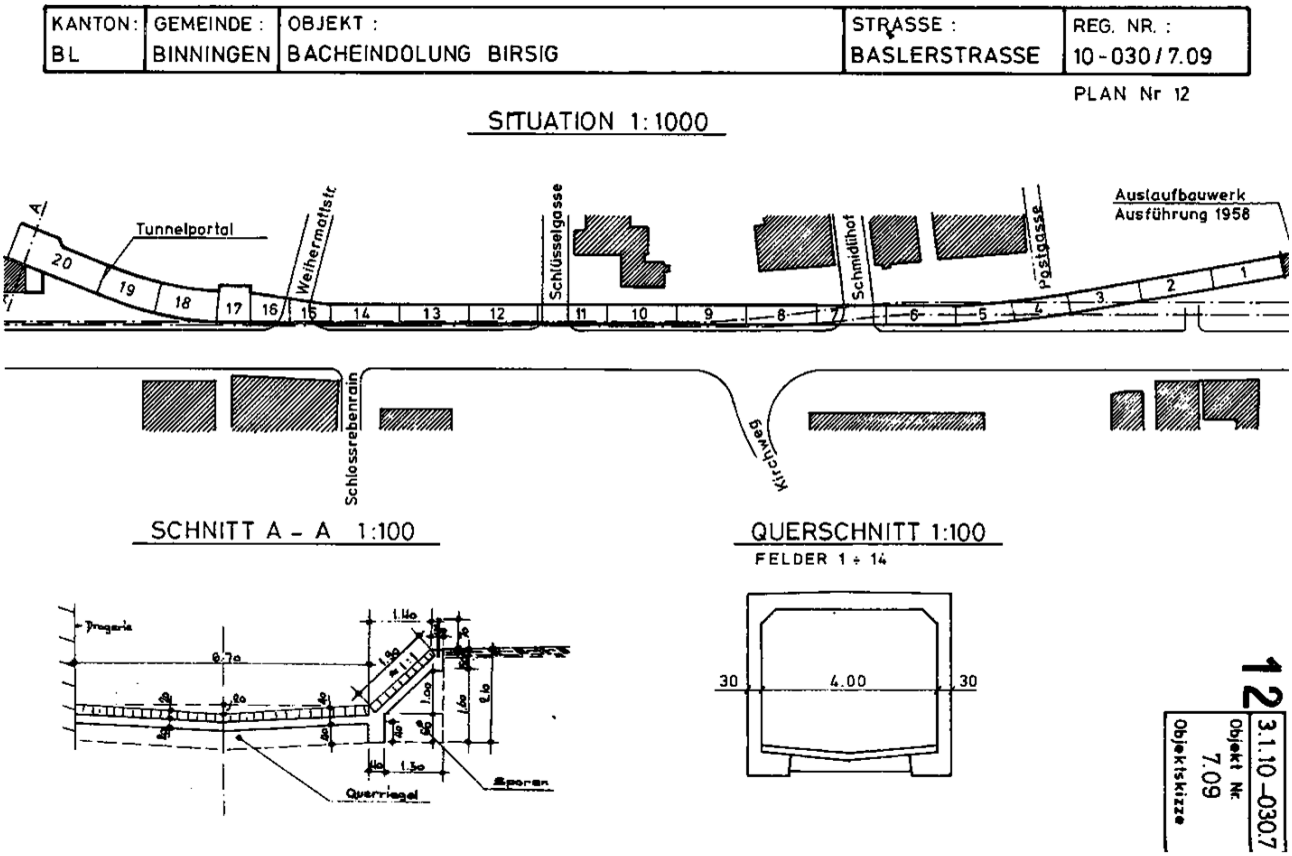


Abbildung 1 Auszug aus dem Projektplan der Gleiserneuerung Ende 1990er Jahre [D5]

2.3. Geologie

Das eingeschüttete Rahmenbauwerk fundiert gem. geologisch-geotechnischen Bericht im lokalen Birsigschotter, die Fundationen möglicherweise in den sog. *Meletta-Schichten*, die unterhalb des Schotters in der Talsohle anzutreffen sind. Diese Schichten bestehen hauptsächlich aus Ton- und Mergelsteinen und weisen allgemein eine hohe Tragfähigkeit auf. Da sie zudem meist Grundwasserstauer bzw. -geringleiter sind, gilt ihre Oberkante im Raum Basel allgemein im Ingenieurgebrauch als Fels-Oberkante. Im Rahmen dieser Prüfung wird daher nicht ausführlicher auf die Geologie eingegangen.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

2.4. Umfang der Prüfung

Die Schmidt+Partner Bauingenieure AG ist als Sachverständiger (Prüfingenieur) beauftragt, das Projekt der Gruner AG zu prüfen. Die grundlegenden Projektdokumente (Nutzungsvereinbarung, Projektbasis, statische Berechnung) wurden begutachtet und die wesentlichen statischen Nachweise wurden durch den Prüfingenieur anhand von Vergleichsrechnungen plausibilisiert. Zu diesem Zweck wurden eigene dreidimensionale Modelle von mehreren Tunnelsegmenten erstellt.

Die Unterschiede in den rechnerischen Ergebnissen und grundsätzlichen Annahmen und Betrachtungen wurden dem Projektverfasser mitgeteilt und diskutiert. Die vorliegende Prüfstatik bezieht sich auf den überarbeiteten Projektstand und berücksichtigt die Änderungen im Projekt, die durch den Projektverfasser anlässlich der Anregungen und Kommentare des Sachverständigen vorgenommen wurden.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

3. Grundlagen:

Die Prüfung erfolgt auf Grundlage der Projektunterlagen des Projektverfassers (einschliesslich älterer Versionen, im Folgenden nicht aufgelistet), der geltenden Normenwerke und Richtlinien.

3.1. Projektspezifische Grundlagen:

[D1] Gruner AG, «*BLT Linie 10/17, Umsetzung BehiG, Auflageprojekt, Haltestelle Binningen Oberdorf, Nutzungsvereinbarung*», Basel, 17.04.2026

[D2] Gruner AG, «*BLT Linie 10/17, Umsetzung BehiG, Auflageprojekt, Haltestelle Binningen Oberdorf, Projektbasis*», Basel, 17.04.2026

[D3] Gruner AG, «*BLT Linie 10/17, Umsetzung BehiG, Auflageprojekt, Haltestelle Binningen Oberdorf, Statische Berechnung*», Basel, 23.07.2026

[D4] Gruner AG, «*BLT Linie 10/17, Umsetzung BehiG, Auflageprojekt, Haltestelle Binningen Oberdorf, Objektplan*», Basel, 30.01.2026

[D5] W. & J. Rapp AG, Ingenieurbureau, im Auftrag der Baudirektion Baselland, div. Ausführungsunterlagen zum Projekt «*Korrektion des Birsig zwischen Wuhr und Parzelle Nr. 1604»,* Muttenz, 1954-1963

[D6] Geotechnisches Institut AG Basel, «*BLT AG, Linie 17, Fahrbahnerneuerung, HAST Zoo (exkl.) bis HAST Ettingen Dorf (exkl.), Baugrunduntersuchung*», Basel, 22.10.2025

3.2. Normen, Richtlinien, Merkblätter, Weisungen:

[N1] Norm SIA 260 «*Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013

[N2] Norm SIA 261 «*Einwirkungen auf Tragwerke*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020

[N3] Norm SIA 261/1 «*Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020

[N4] Norm SIA 262 «*Betonbau*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013

[N5] Norm SIA 262/1 «*Betonbau – Ergänzende Festlegungen*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2019

[N6] Norm SIA 269 «*Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011

[N7] Norm SIA 269/1 «*Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011

[N8] Norm SIA 269/2 «*Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011

[N9] Norm SIA 269/8 «*Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben*», Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011

[N10] Richtlinie «*Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung*» (AB-EBV), Bundesamt für Verkehr (BAV), Bern, 21.05.2024

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

[N11] Richtlinie «*Projektierungshandbuch für Ingenieure – Neubau und Erhaltung von Kunstbauten*» (PHI), Kantone AG, BS, BL, SO, 26.05.2023

3.3. Literatur:

[L1] Bundesamt für Strassen ASTRA, Arbeitsgruppe Brücken, «*Zentrale Dokumentation der mechanischen Eigenschaften alter Bewehrungen*», 09.2015 und zugehörige Datenbank steeldata.ch

[L2] Fédération internationale du béton (fib), «*fib Model Code for Concrete Structures 2020*», Ernst & Sohn, Lausanne, 2024

[L3] Basler Verkehrsbetriebe (BVB), « *Projektierungsrichtlinie für Infrastrukturanlagen*», 01.01.2023

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

4. Modellbildung

4.1. Materialkennwerte

4.1.1. Beton

Am bestehenden Betonrahmen wurde in den Abschnitten 5 und 15 Proben für Druckfestigkeitsprüfungen entnommen. Es resultieren ausgezeichnete Festigkeitswerde $f_c \geq 60$ N/mm^2. Damit kann von einem Beton der Güte *C60/75* ausgegangen werden. Für die restlichen Abschnitte wird aufgrund der anzunehmenden Festigkeitsentwicklung eine Betongüte *C30/37* angenommen, anstelle der Empfehlungen des Anhangs A der Norm SIA 269/2, die zu konservativ sind und zu unverhältnismässig schlechten Ergebnissen führen.

Beton	Eigenschaften
Bestand, Abschnitte 5 und 15 *P 300, Annahme C60/75 gem. Druckfestigkeitsprüfungen*	$f_{cm,act}$ = 68 N/mm^2, $f_{ck,act}$ = 60 N/mm^2 $f_{cd,act}$ = 35 N/mm^2, $\tau_{cd,act}$ = 1,55 N/mm^2 $f_{ctm,act}$ = 4,4 N/mm^2, $f_{bd,act}$ = 4,1 N/mm^2 E_c = 40000 N/mm^2
Bestand, sonst. Abschnitte *C30/37*	f_{cm} = 38 N/mm^2, f_{ck} = 30 N/mm^2 $f_{cd,act}$ = 20 N/mm^2, $\tau_{cd,act}$ = 0,9 N/mm^2 $f_{ctm,act}$ = 2,9 N/mm^2, $f_{bd,act}$ = 2,7 N/mm^2 E_c = 34000 N/mm^2
Verstärkung *C30/37*	f_{cm} = 38 N/mm^2, f_{ck} = 30 N/mm^2 $f_{cd,act}$ = 20 N/mm^2, $\tau_{cd,act}$ = 0,9 N/mm^2 $f_{ctm,act}$ = 2,9 N/mm^2, $f_{bd,act}$ = 2,7 N/mm^2 E_c = 34000 N/mm^2

Tabelle 2 Werkstoffeigenschaften der verwendeten Betone

4.1.2. Bewehrungsstahl

Die Armierungspläne und Eisenliste weisen auf die Verwendung von *Caron*-Stahl hin. Es werden folgenden Baustoffeigenschaften angenommen:

Beton	Eigenschaften
Bestand *Caron*-Stahl Ø18-Ø22 gem. steeldata.ch [L1]	$f_{sk,act}$ = 440 N/mm^2, $f_{sd,act}$ = 380 N/mm^2 $f_{tk,act}$ = 495 N/mm^2, $f_{td,act}$ = 430 N/mm^2 E_s = 200000 N/mm^2 $\Delta\sigma_{sd,fat,act}$ = 150 N/mm^2
Verstärkung Ø ≤ 20 mm *B500B*	f_{sk} = 500 N/mm^2, f_{sd} = 435 N/mm^2 f_{tk} = 550 N/mm^2, f_{td} = 478 N/mm^2 E_s = 200000 N/mm^2 $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 145 N/mm^2

Tabelle 3 Werkstoffeigenschaften der verwendeten Bewehrungsstähle

4.1.3. Baugrundverhältnisse

Bei den seitlichen Einschüttungen handelt es sich grösstenteils um künstliche Auffüllungen oder wiederverwendeter lokalen Birsigschotter, darunter werden die *Meletta-Schichten* angetroffen. Für die statische Prüfung werden die Werte des geologisch-geotechnischen Berichts [D6] übernommen:

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Werkstoff	Eigenschaften
Künstliche Auffüllungen oder wiederverwendeter Birsigschotter, verdichtet *Hinter Stützwände, bis UK Fundament*	$\gamma' = 20$ kN/m^3 $\varphi' = 30°$; $c' = 0$ kN/m^2 $M_E = 10$ MN/m^2
Meletta-Schichten bzw. *Blauer Letten, verwittert* (Septarienton) *Ab UK Fundament Widerlagermauern*	$\gamma' = 21$ kN/m^3 $\varphi' = 23°$; $c' = 5$ kN/m^2 $M_E = 25$ MN/m^2

Tabelle 4 Werkstoffeigenschaften des Gewölbes

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

4.2. Tragwerksmodell

4.2.1. Schalenmodell

Die statische Überprüfung der Birsigüberdeckung durch der Projektverfasser erfolgt anhand von Querschnittsanalysen. Diese Untersuchungen sind gut nachvollziehbar. Im Sinnen des Sachverständigen liefert eine analoge Querschnittsanalyse daher keinen Mehrwert.

Zur Ergänzung und zur Vertiefung des Detaillierungsgrad der statischen Überprüfung wird in der Vergleichsstatik die räumliche Tragwirkung des Rahmenbauwerks untersucht. Hierzu wird ein dreidimensionales Finite Elemente (FE) Modell zweier Tunnelsegmente anhand der Software *SOFiSTiK* erstellt. Mit diesem Modell können die Ergebnisse des Projektverfassers verifiziert werden und gleichzeitig räumliche Phänomene wie die Lastausbreitung in Längsrichtung und die Diskontinuitäten zwischen den Tunnelsegmenten nachvollzogen werden, was mit einer reinen Querschnittsanalyse unmöglich ist. Die Fahrbahnplatte wird inkl. der Aufbeton-Schichtdicke abgebildet.

Die unregelmässigen Abschnitt 15 bis 18 werden in einem separaten Modell abgebildet. Darin wird die Bestandsgeometrie ohne Verstärkungsmassnahmen modelliert.

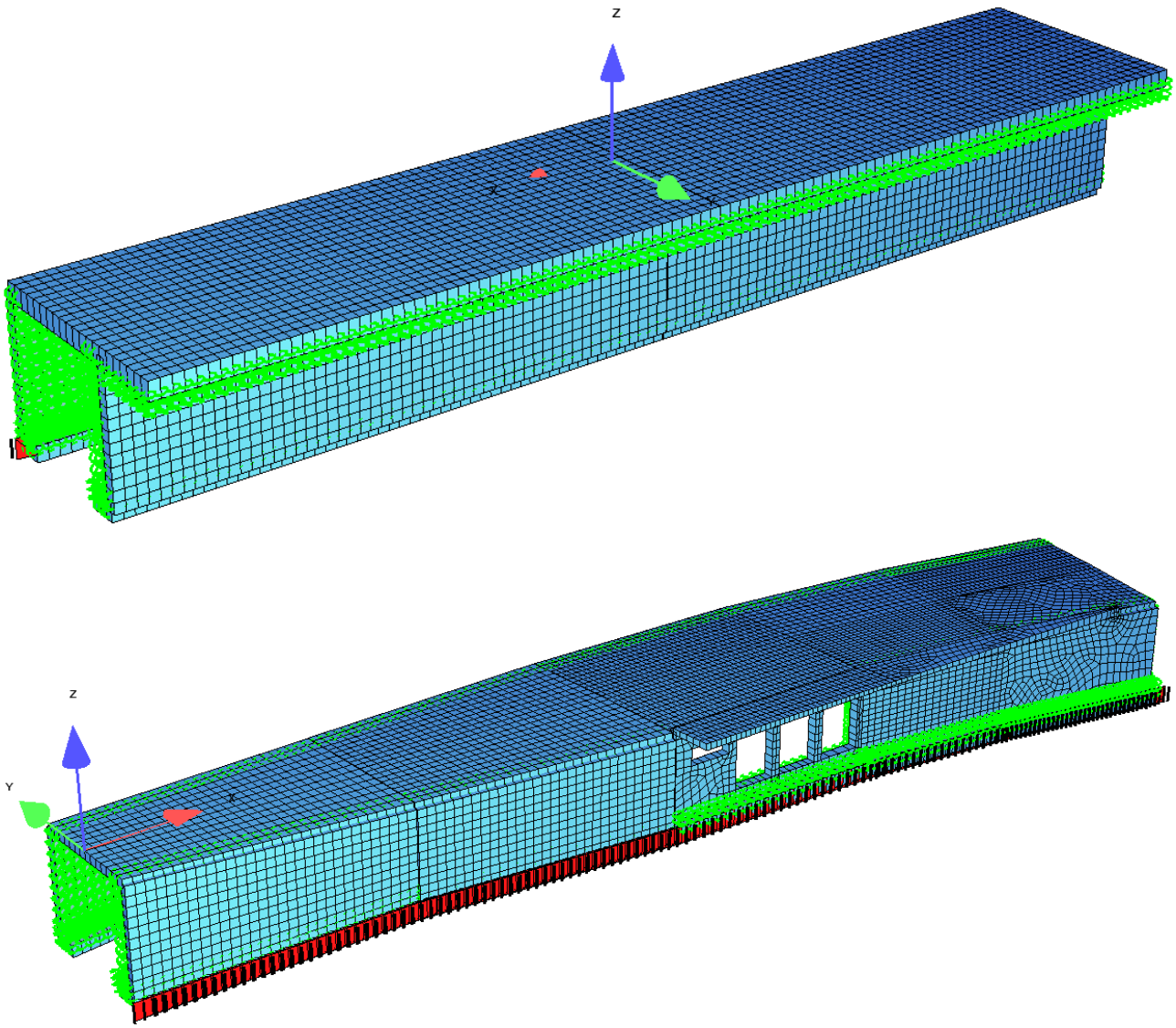


Abbildung 2 Schalenmodelle für den Regelbereich (oben) und das Einlaufbauwerk (unten) in *SOFiSTiK*

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Das *Schalenmodell* verwendet vierknotige Schalenelemente, die Membran-, Querkräfte und Biegemomente abbilden können. Vereinfacht werden die Tunneldecke und die Aufbeton-Verstärkung monolithisch modelliert.

Die Kopplung der beiden Segmente durch die durchgehende Aufbeton-Schicht erfolgt über eine starre Querkraft-Kopplung (v_z) auf Höhe der Fahrbahnplatte. Es werden keine Membrankräfte n_x und Biegemomente m_y übertragen.

4.2.2. Randbedingungen und Bettungen

Die Fundamente und die Konsole sind vertikal gebettet. Die Stützwände sind seitlich gebettet, sodass eine passive Erddruckreaktionen bei einer Auslenkung der Mauern nach aussen abgebildet werden kann. Die Bettungen sind über eine nichtlineare Feder mit Ausfall im Zugbereich definiert. Die Federsteifigkeiten werden folgenderweise definiert:

$k_s = M_{E,h} / t = M_{E,h} / b$

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

5. Einwirkungen

5.1. Ständige Einwirkungen

5.1.1. G_1 – Eigengewicht

Das Gewicht der Stahlbetonbauteile wird mit ρ_c = 25 kN/m^3 berücksichtigt.

5.1.2. G_2 – Auflast

Die Betonschwellen, Gleise und die Begrünung des Gleisbetts werden vereinfachend durch eine Auflast über dem Tunnel von g_{2k} = 10 kN/m^2 berücksichtigt.

5.1.3. G_3 – Erddruck

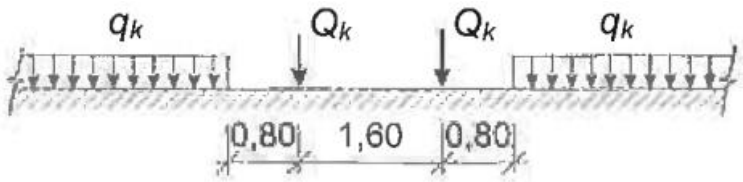
Die Horizontalkomponente der Erdauflasten wird mit dem Ansatz des Erdruhedrucks berücksichtigt, da beim vorliegenden Rahmentragwerk von keinen genügenden Verformungen ausgegangen werden kann, um die Last auf Niveau des aktiven Erddrucks zu senken. Der Erdruhedruckbeiwert wird entsprechend dem inneren Reibungswinkel der seitlichen Auffüllungen von φ'_k = 30° mit K_0 = 1 - sin(φ') = 0,5 angesetzt. Daraus ergibt sich ein Erddruck von e_{0k} = 0 ab OK Terrain bis ca. e_{0k} = 40 kN/m^2 auf Höhe der Fundamente.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

5.2. Veränderliche Einwirkungen

5.2.1. Q_1 – Schienenverkehrslasten

Um den Tramverkehr abzubilden wird das Schienenverkehrslastmodell 4 gem. SIA 261, Ziffer 12.2.1 [N2] verwendet.



Q_k in kN	q_k in kN/m
130	25

Abbildung 3 Lastmodell 4 gem. SIA 261, Ziffer 12.2.1 [N2]

Der Beiwert zur Klassifizierung der Lastmodelle α beträgt 1,0. Der dynamische Beiwert ist gem. SIA 261, Ziffer 11.3.1.1 zu berechnen, wobei die massgebende Länge gem. Tab. 15 für das vorliegenden Rahmentragwerk mit $l_\Phi = 1{,}3 * (l_{s1} + l_r + l_{s2}) / 3$, d.h. etwa 5 m anzunehmen ist.

$\Phi = 1{,}44 / (\sqrt{l_\Phi} - 0{,}2)) + 0{,}82 \approx 1{,}5$

Die Tramlasten werden auf beiden Gleisen separat angenommen. Der horizontale Erddruck infolge des Schienenverkehrs wird innerhalb der Ausbreitungsgrenzen φ'_k und 90 - φ'_k modelliert.

Bemerkung zu einer Aktualisierung des Lastmodells nach SIA 269/1:

Als Alternative zum Lastmodell 4 gem. SIA 261 [N2] kann gem. SIA 269/1, Ziffer 12.2.1.1 [N7] dort wo im Bestand Nachweise der Tragsicherheit GZT nicht erfüllt sind und eine Verstärkung unverhältnismässig ist, eine Aktualisierung der Schienenverkehrslasten unter Berücksichtigung der nominellen Achslasten und geometrischen Eigenschaften der auf dem Schienennetz verkehrenden Züge erfolgen. Hierfür wird die BVB-Projektierungsrichtlinie [L3] herangezogen. Demnach lässt sich unter den zugelassenen Tramzugtypen eine maximale Achslast von 10 t bzw. $Q_{k,act}$ = 100 kN mit zugehörigem Achsabstand von a = 1800 mm ermitteln (Tramtyp Be 8/10 *Tina*).

Der Beiwert zur Klassifizierung der Lastmodelle α beträgt für das aktualisierte Lastmodell ebenfalls 1,0. Der dynamische Beiwert kann gem. SIA 269/1, Anhang A ermittelt werden. Dabei ergibt sich unter Berücksichtigung der Höchstgeschwindigkeit von v_{max} = 50 km/h und der massgebenden Länge von l_Φ = 5,20 ein dynamischer Beiwert von Φ = 1,48.

Für Bestandsbauwerke sind grundsätzlich die Lasten gem. SIA 269/1 anzusetzen. Die Verwendung der Lasten gem. SIA 261 bildet an sich eine konservative Herangehensweise, die zu rechnerischen Defiziten führen kann (Unterschied im Lastniveau bis zu 40%). Sofern alle Nachweise erfüllt werden können, ist der Verwendung der Neubau-Normen im Bestand jedoch nichts entgegenzusetzen.

5.2.2. Q_2 – Temperatur

Für das eingeschüttete Bauwerk sind Temperaturschwankungen nicht überprüfungsrelevant.

5.2.3. Q_3 – Schneelasten

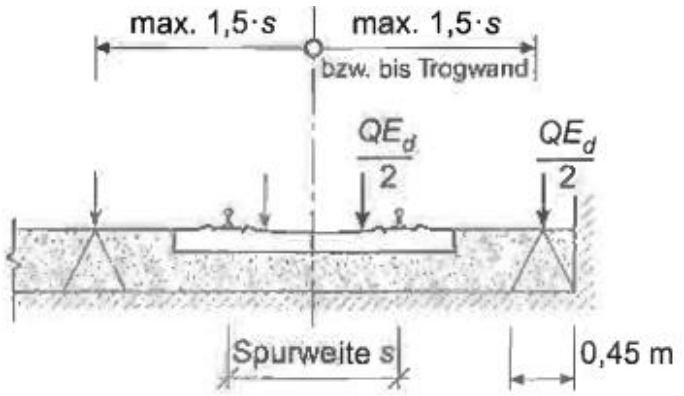
Schneelasten sind von Ihrer Grössenordnung her für das Rahmenbauwerk insignifikant. Dazu sind sie aufgrund der flächigen Verteilung über den Erddruckresultierenden teilweise günstig wirkend und werden daher vernachlässigt.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

5.3. Aussergewöhnliche Einwirkungen

5.3.1. A_1 – Trammentgleisung

Das Gefährdungsbild einer Entgleisung wird anhand des Entgleisungslastmodell 1 gem. SIA 261, Tab. 19 berücksichtigt. abgebildet.



qE_d in kN/m	QE_d in kN
35	180

Abbildung 4 Querverteilung und Lasten des Entgleisungslastmodells gem. SIA 261, Ziffer 12.5

Bemerkung zu einer Aktualisierung des Entgleisungslastmodells nach SIA 269/1:

Mit einer Aktualisierung des Entgleisungslastmodells gem. SIA 269/1, Ziffer 12.2.4 wird das Entgleisungslastmodell 1 nach SIA 261 durch eine Achslast von 1,4 Q_{act} = 205 kN ersetzt.

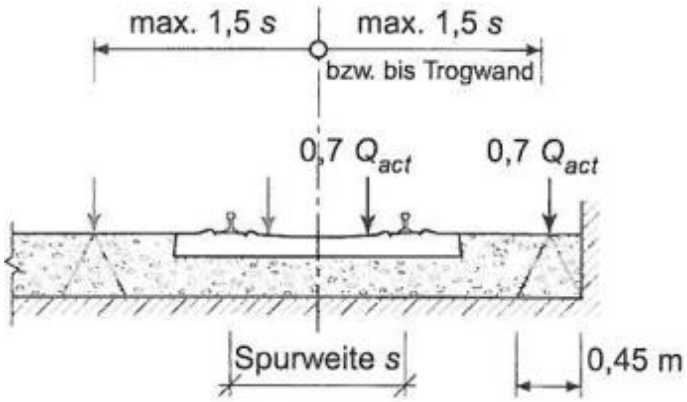


Abbildung 5 Querverteilung und Lasten des aktualisierten Entgleisungslastmodells gem. SIA 269/1, Ziffer 12.2.4

5.3.2. A_2 – Erdbeben

Es ist davon auszugehen, dass sich das eingeschüttete Rahmenbauwerk weitestgehend mit dem Baugrund bewegt. Es sind keine Relativverschiebungen entlang Rahmenhöhe zu erwarten und demnach auch keine spezifisch dem Erdbeben zuzuordnende Beanspruchungen. Das Gefährdungsbild Erdbeben wird daher nicht weiter überprüft.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

5.4. Lastfallkombination / Gefährdungsbilder

Grenzzustand der Tragsicherheit

Gemäss SIA 260, Ziffer 4.4.3 gelten für den Grenzzustand der Tragsicherheit die folgenden Überprüfungssituationen:

$E_d = E\{\gamma_G\, G_k + \gamma_{Q1}\, Q_{1,k} + \psi_{0i}\, Q_{i,k}\}$ *(andauernde und vorübergehende Überprüfungssituation)* *(1)*

$E_d = E\{G_k + A_d + \psi_{2i} * Q_{i,k}\}$ *(aussergewöhnliche Überprüfungssituation)* *(2)*

	$G_{1,k}$	$G_{2,k}$	$G_{3,k}$	$Q_{1,k}$	$Q_{2,k}$	$Q_{3,k}$	$A_{1,d}$	$A_{2,d}$
GZT Typ 2 nach *(1)*	1,20 0,90	1,35 0,80	1,35 0,70	1,45 -	-	-	-	-
GZT Typ 2 nach *(2)*, Entgleisung	1,00	1,00	1,00	1,00 -	-	-	1,00 -	-
GZT Typ 3 nach *(1)*	1,00	1,00	1,00	1,25 -	-	-	-	-

Tabelle 5 Zusammenfassung der Last- und Reduktionsbeiwerte der massgebenden Überprüfungssituationen im GZT

Da die Berechnung des FE-Modells aufgrund der Bettungsfedern materialnichtlinear erfolgt, wird vereinfacht die Lastfallkombination als Berechnungslastfall verwendet.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Gemäss SIA 260, Ziffer 4.4.4 gelten für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die folgenden Überprüfungssituationen:

$E_d = E\{G_k + Q_{1,k} + \psi_{0i} * Q_{i,k}\}$ *(seltene Überprüfungssituation)* *(3)*

$E_d = E\{G_k + \psi_{11} * Q_{1,k}\}$ *(häufige Überprüfungssituation)* *(4)*

$E_d = E\{G_k + \psi_{2i} * Q_{i,k}\}$ *(quasi-ständige Überprüfungssituation)* *(5)*

	$G_{1,k}$	$G_{2,k}$	$G_{3,k}$	$Q_{1,k}$	$Q_{2,k}$	$Q_{3,k}$	$A_{1,d}$	$A_{2,d}$
GZG selten *(3)*	1,00	1,00	1,00	1,00 -	-	-	-	-
GZG häufig *(4)*	1,00	1,00	1,00	1,00 -	-	-	-	-
GZG quasi-ständig *(5)*	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-

Tabelle 6 Zusammenfassung der Last- und Reduktionsbeiwerte der massgebenden Überprüfungssituationen im GZG

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6. Überprüfung der Tragsicherheit GZT Typ 2

6.1. Bestehende Tunnelquerschnitte – Abschnitte 1 bis 14

Für den Regelquerschnitt des Tunnels (Abschnitte 1 bis 14) wird ein Tunnelsegment von 15,82 m untersucht. Massgebend ist hierbei eine Laststellung auf am Ende bzw. Anfang des Segments, wo aufgrund der Dilatationsfugen die Tragwirkung in Tunnelquerrichtung unterbrochen wird und die Tunneldecke quasi-einachsig trägt. Dies gilt ebenfalls für die späteren Abschnitte 15 bis 18.

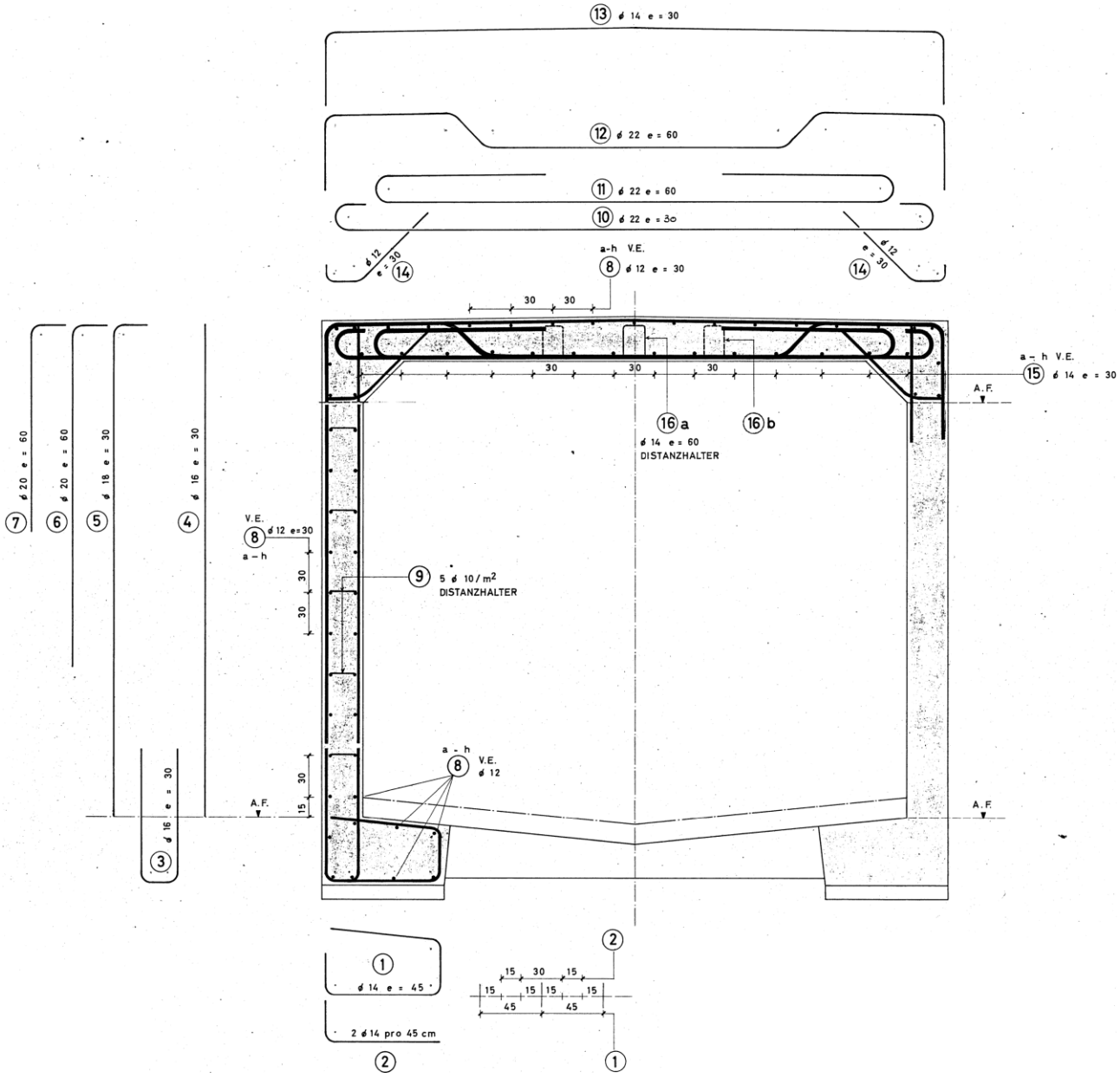


Abbildung 6 Bewehrung Ende Abschnitt 15 [D5]

6.1.1. Biegung

Die Abschnitte 1 bis 14 des Tunnels sind im Regelquerschnitt (Innenabmessungen $b \cdot h$ = 4,00 m · 3,20 m ausgeführt. Das maximale Feldmoment in der Tunneldecke wird bei Befahrung des Gleises über dem Rahmen ohne gleichzeitige Befahrung des Gleises über der Konsole in der *andauernden und vorübergehenden* Überprüfungssituation *(1)* erreicht. Der Bemessungswert des Biegemoments

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

beträgt $m_{y,d}$ = 195 kNm/m. Dieser Wert wurden ohne den günstig wirkenden Erddruck ermittelt, weshalb er höher liegt als der Wert des Projektverfassers von $m_{y,d}$ = 141 kNm/m (s. Seite 15 statische Berechnung [D3]).

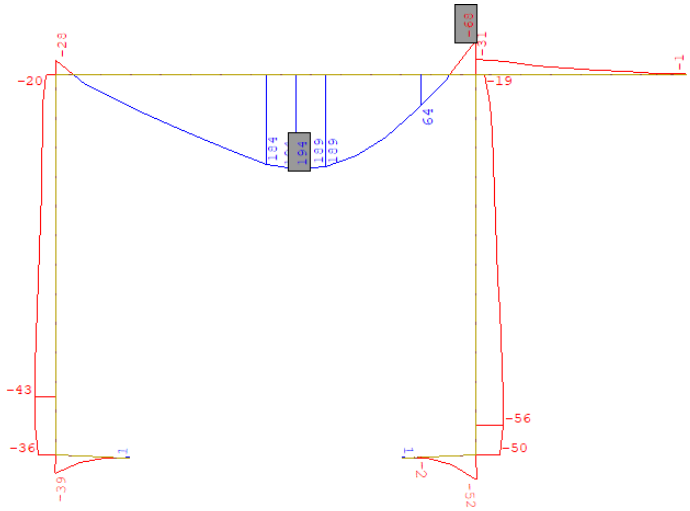


Abbildung 7 Max. Feldmoment $m_{y,d}$ [kNm/m], GZT2 *(1)*

Die Feldbewehrung besteht aus Ø22/30 (Pos. 10) + 2Ø22/60 (Pos. 11 & 12). Damit lässt sich ein Biegewiderstand der bestehenden Stahlbetondecke in Feldmitte von $\boldsymbol{m_{y,Rd}}$ = **245 kNm/m** ermitteln. Der Biegenachweis ist somit erfüllt.

6.1.2. Querkraft

Der massgebende Nachweisschnitt in der Tunneldecke befindet sich im Abstand d_v / 2 der Voute.

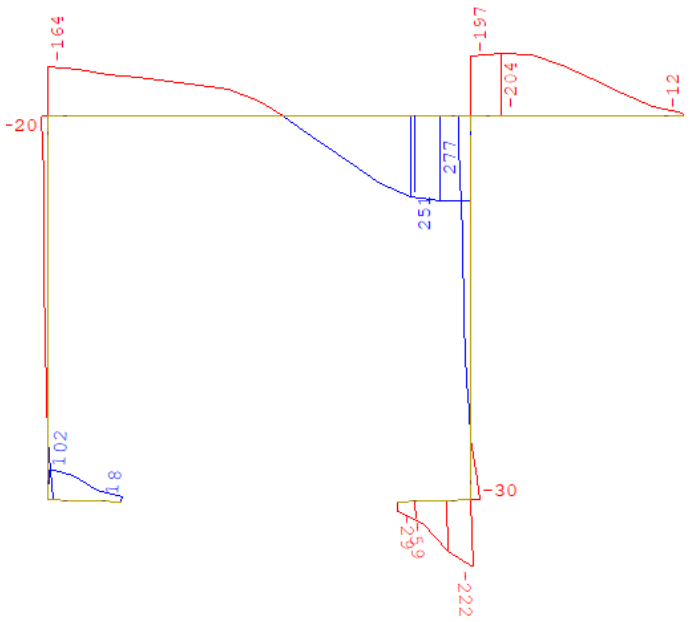


Abbildung 8 Max. Querkraft in der Deckenplatte in Querrichtung $v_{z,yd}$ [kN/m], GZT2 *(1)*

Die ermittelten Querkräfte in der Tunneldecke in der *andauernden und vorübergehenden* Überprüfungssituation *(1)* sind ca. 10% ungünstiger als die Werte des Projektverfassers. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der massgebende Schnitt im Flächenmodell am Rand des Tunnelsegments liegt, wo die Längsverteilung nur einseitig vorhanden ist. Gemäss SIA 4.3.3.1.5 wird über eine Breite von 2*d* gemittelt. Dem kommt die korrigierte Platzierung des Nachweisschnitts

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

entgegen, die beim Projektverfasser direkt im Anschnitt zur Voute liegt. Der Bemessungswert der Querkraft beträgt $v_{z,d}$ = 250 kN/m, das zugehörige Biegemoment $m_{y,d}$ = -43 kNm.

Der Biegewiderstand im Nachweisschnitt beträgt $m_{y,Rd}$ = 175 kNm/m. Der Querkraftnachweis der Tunneldecke kann mit dem bestehenden Querschnitt knapp erbracht werden:

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung nach SIA 262, 4.3.3.2, Näherungsstufe 2				
Querschnittshöhe	h	0,30	m	
Statische Höhe	d	0,26	m	stat. Höhe Biegebewehrung
wirksame statische Höhe	d_v	0,26	m	SIA 262, Fig. 21 und 4.3.3.2.9
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	30	MPa	
Bemessungswert de Schubspannungsgrenze	τ_{cd}	1,10	MPa	$0{,}3\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c$
Grösstkorn	D_{max}	30	mm	
Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns	k_g	1,2	-	SIA 262, Gl. (37)
Bemessungswert de Fliessgrenze der Biegebewehrung	f_{sd}	390	MPa	
Elastizitätsmodul der Biegebewehrung	E_s	200	GPa	
Winkel der Biegebewehrung zum Nachweisschnitt	υ	90	°	
plastische Verformungen in der Biegebewehrung?		Nein		$\varepsilon_v = 1{,}5 \cdot f_{sd}/E_s$ falls ja s. SIA 262, Gl. (41)
Biegebewehrung innerhalb d vom Nachweisschnitt abgestuft?		Nein		$\varepsilon_v \cdot 1{,}5$ wenn ja, s. SIA 262, 4.3.3.2.4
Dehnung auf Höhe der Biegebewehrung	ε_v	0,47	‰	SIA 262 Gl. (39)
Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands	k_d	0,87	-	SIA 262 Gl. (36)
Querkraftwiderstand	v_{Rd}	**249**	**kN/m**	SIA 262 Gl. (35)
Bemessungswert der Querkraft im Nachweisschnitt	v_d	**250**	**kN/m**	

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6.2. Konsole – Abschnitte 4 bis 14

6.2.1. Biegung

Im Folgenden wird nur der Fall mit 2 m auskragender Konsole überprüft, da sich daraus die deutlich ungünstigeren Belastungen ergeben.

Das maximale Eckmoment im Rahmen und das Einspannmoment der Konsole werden bei Befahrung der Konsole und unter Berücksichtigung des Erdruhedrucks in der *aussergewöhnlichen* Bemessungssituation *(2)* mit Bettungsausfall erreicht. Die massgebenden Werte betragen $m_{y,d}$ = 225 kNm/m und ca. $m_{y,d}$ = 183 kNm/m und sind somit ungünstiger als die Werte des Projektverfassers $m_{y,d}$ = 193 kNm/m resp. $m_{y,d}$ = 141 kNm/m steht (s. Seite 16 statische Berechnung [D3]).

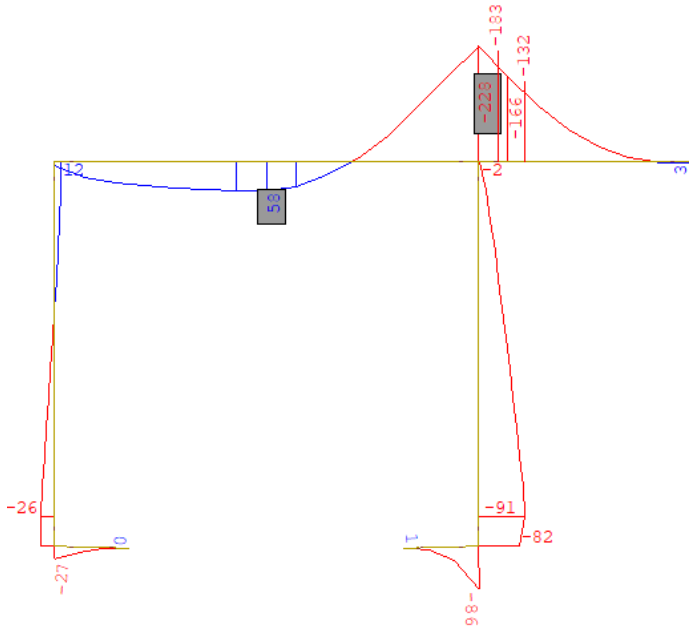


Abbildung 9 Max. Rahmeneck- bzw. Stützmoment $m_{y,d}$ [kNm/m], GZT2 *(2)*

Der Biegenachweis in der Wand im Anschnitt zur Rahmenecke ist aufgrund der geringen Einwirkung unproblematisch. Der Nachweis in der Decke kann hingegen anhand des Bestandsquerschnitts nicht erbracht werden, da die Biegebewehrung dort nur aus Ø22/60 (Pos. 12) + Ø14/30 (Pos. 13) besteht. Aufgrund des Bewehrungsstosses mit der Wandbewehrung Ø20/30 (Pos. 6+7) + Ø18/30 (Pos. 5) muss der Überprüfungswert der Festigkeit herabangesetzt werden. Gem. *fibMC2020* [L2], Art. 20.3.3.3 kann für den *Caron*-Stahl (tordierte Glattstäbe mit Rechteckquerschnitt) mit einer Stosslänge von l_b = 820 mm und der Überdeckung von c = 25 mm eine zulässige Spannung von f_{std} = 300 N/mm^2 angenommen werden. Damit kann ein Biegewiderstand von ca. $\boldsymbol{m_{y,Rd}}$ = **90 kNm/m** berechnet werden. Das Biegemoment im Anschnitt zur Voute beträgt allerdings 175 kNm/m.

Mit Berücksichtigung der vom Projektverfasser vorgesehenen Verstärkung Ø16/150 und einer reduzierten statischen Höhe von d = 0,31 m (Ø16-Eisen direkt verlegt auf best. Deckenquerschnitt) kann ein Biegewiderstand von $\boldsymbol{m_{y,Rd}}$ = **280 kNm/m** berechnet werden, womit der Biegenachweis bei weitem erfüllt ist.

6.2.2. Querkraft

Auf der Konsole liegt der massgebende Nachweisschnitt im Abstand d_v / 2 von der best. Tunnelwand. Für die Bemessung der Konsole ist analog zum Biegenachweis die *aussergewöhnliche* Bemessungssituation *(2)* mit Bettungsausfall massgebend. Der massgebende Bemessungswert der

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Querkraft beträgt ca. $v_{z,d}$ = 185 kN/m, das zugehörige Biegemoment $m_{y,d}$ = -132 kNm. Dieser Wert berücksichtigt ein Mittel der Querkräfte über eine Breite von 2*d* gem. SIA 262, Ziffer 4.3.3.1.5.

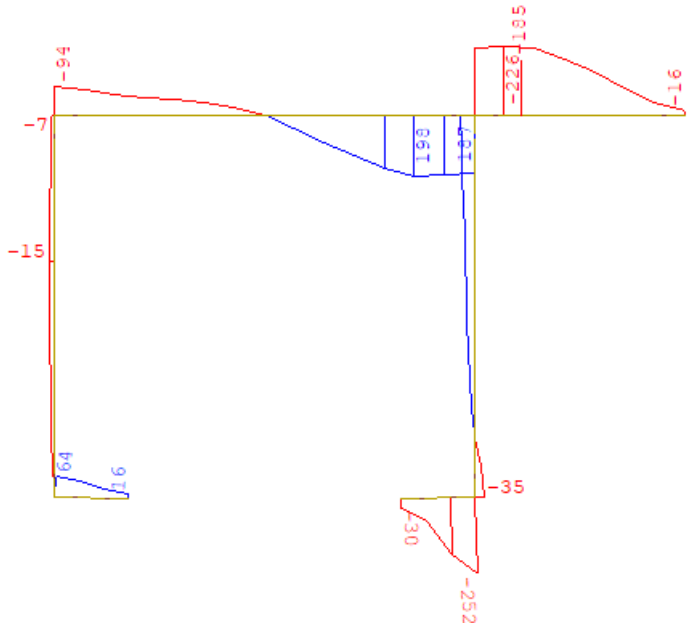


Abbildung 10 Max. Querkraft auf Konsole in Querrichtung $v_{z,yd}$ [kN/m], GZT2 *(2)*

Der Wert des Projektverfassers ist hingegen mit $v_{z,d}$ = 408 kN/m signifikant höher, was auf die händische Berechnung zurückzuführen ist, wo eine volle Achslast im 1-m Streifen angesetzt wird. Dies ist äussert ungünstig und berücksichtigt keine Verteilung in Längsrichtung. Der Querkraftnachweis kann mit einer reduzierten statischen Höhe von *d* = 0,31 m und der vom Projektverfasser vorgesehenen Biegebewehrung Ø16/150 erbracht werden.

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung nach SIA 262, 4.3.3.2, Näherungsstufe 2				
Querschnittshöhe	h	0,38	m	
Statische Höhe	d	0,31	m	stat. Höhe Biegebewehrung
wirksame statische Höhe	d_v	0,31	m	SIA 262, Fig. 21 und 4.3.3.2.9
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	30	MPa	
Bemessungswert de Schubspannungsgrenze	τ_{cd}	1,10	MPa	$0{,}3\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c$
Grösstkorn	D_{max}	30	mm	
Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns	k_g	1,2	-	SIA 262, Gl. (37)
Bemessungswert de Fliessgrenze der Biegebewehrung	f_{sd}	390	MPa	
Elastizitätsmodul der Biegebewehrung	E_s	200	GPa	
Winkel der Biegebewehrung zum Nachweisschnitt	υ	90	°	
plastische Verformungen in der Biegebewehrung?		Nein		$\varepsilon_v = 1{,}5 \cdot f_{sd}/E_s$ falls ja s. SIA 262, Gl. (41)
Biegebewehrung innerhalb *d* vom Nachweisschnitt abgestuft?		Nein		$\varepsilon_v \cdot 1{,}5$ wenn ja, s. SIA 262, 4.3.3.2.4
Biegemoment im Nachweisschnitt	m_d	132	kNm/m	
Biegewiderstand im Nachweisschnitt	m_{Rd}	280	kNm/m	
Dehnung auf Höhe der Biegebewehrung	ε_v	0,92	‰	SIA 262 Gl. (39)
Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands	k_d	0,75	-	SIA 262 Gl. (36)
Querkraftwiderstand	v_{Rd}	**253**	**kN/m**	SIA 262 Gl. (35)
Bemessungswert der Querkraft im Nachweisschnitt	v_d	**185**	**kN/m**	

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6.2.3. Optimierungspotential

Die geplante Dicke der Konsole von 80 cm kann reduziert werden. Es wird empfohlen, die vorgesehene Dicke der Aufbeton-Schicht von den geplanten t = 20 cm auf t = 7÷8 cm zu optimieren, um die verbaute Betonmenge und die damit verbundenen Eigenlasten, Kosten und Emissionen zu reduzieren.

Statt eine Schubübertragung zwischen Konsole und bestehender Tunnelwand zu wählen, sollte eine saubere horizontale Kante freigelegt werden, um als Auflager für die Konsole zu dienen. Eine Auflagerbreite, die in etwa der Betondeckung entspricht ($c_d \approx 3$ cm), sollte genügend Widerstand bieten, um die Querkraft im Anschnitt zur Tunnelwand von ca. $v_{z,d}$ = 230 kN/m (s. Abbildung 10) aufzunehmen:

$\boldsymbol{n_{Rd}} = c_d * 0{,}8^{(1)} * f_{cd}$
$= 0{,}03\ m * 0{,}8 * 20\ N/mm^2$
$= \mathbf{0{,}48\ MN/m} > v_{z,d} = 230\ kN/m$ i.O.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6.3. Bestehende Tunnelquerschnitte – Abschnitt 15

In den Abschnitten 15 und 16 verbreitert sich die Birsigüberdeckung flussaufwärts von der Regelbreite von 4 m zu einer lichten Breite von 6,70 m. Dementsprechend erhöhen sich die Schnittgrössen. Die Stärke der Tunneldecke nimmt progressiv von h_c = 0,30 m am Anfang des Abschnitts 15 auf h_c = 0,31 ÷ 0,35 m am Ende zu. Bei der Überprüfung der Rahmenecken ist die Seite Ost massgebend, da die Deckenplatte mit h_c = 0,31 m dünner ist als auf der Seite West. Der Abschnitt 15 ist schwächer bewehrt als die darauffolgenden Abschnitte 16 bis 19, weswegen ein separater Nachweis geführt wird.

Bemerkung: Aufgrund fehlender Angaben zur Bewehrung der Überbetonschicht begrenzt sich die folgende Überprüfung auf den Bestandsquerschnitt. Die Kopplung der Tunnelsegmente in Längsrichtung wird nicht berücksichtigt (s. 6.5).

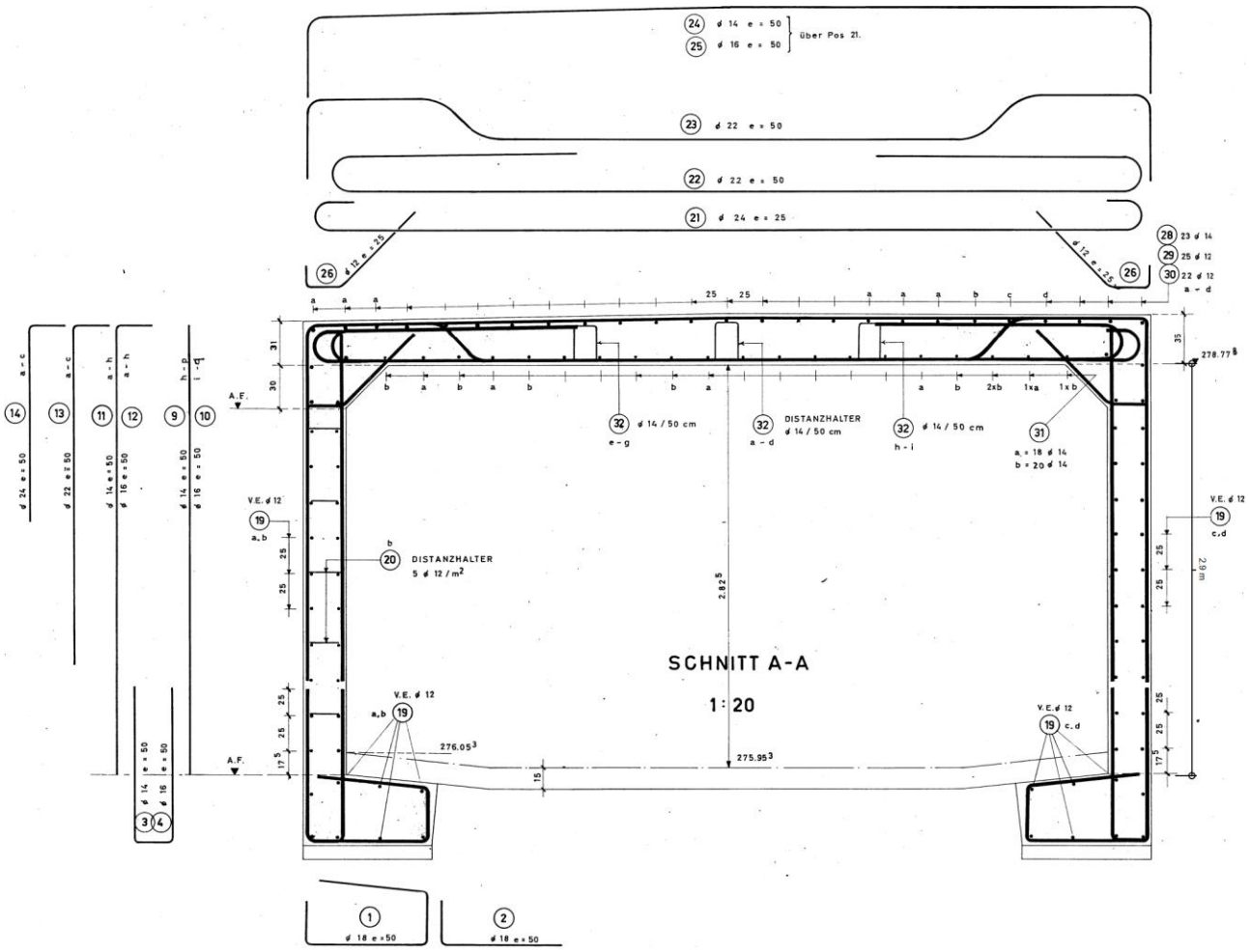


Abbildung 11 Bewehrung Ende Abschnitt 15 [D5]

6.3.1. Biegung

Bei Befahrung beider Gleise und einer Achslaststellung am Ende des Tunnelsegments beträgt in der *andauernden und vorübergehenden* Überprüfungssituation *(1)* das maximale Feldmoment ca. $m_{y,d}$ = 230 kNm/m (ohne Erddruck). Das maximale Rahmeneckmoment im Anschnitt zu den Vouten erreicht ca. $m_{y,d}$ = 100 kNm/m in der Deckenplatte und $m_{y,d}$ = 170 kNm/m in den Wänden (mit Erdruhedruck aus Bodeneigengewicht und Strassenverkehr). In den Wänden kann eine zugehörige

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Membrankraft von $n_{y,d}$ = -380 kN/m berücksichtigt werden. Die Werte können nicht mit der statischen Berechnung des Projektverfassers verglichen werden, da der Abschnitt 15 darin nicht überprüft wird.

Die Feldbewehrung besteht aus Ø24/25 (Pos. 21) + 2Ø22/50 (Pos. 22+23). Damit lässt sich am Ende des Abschnitts 15 ein Biegewiderstand in Feldmitte von $\boldsymbol{m_{y,Rd}}$ = **380 kNm/m** ermitteln.

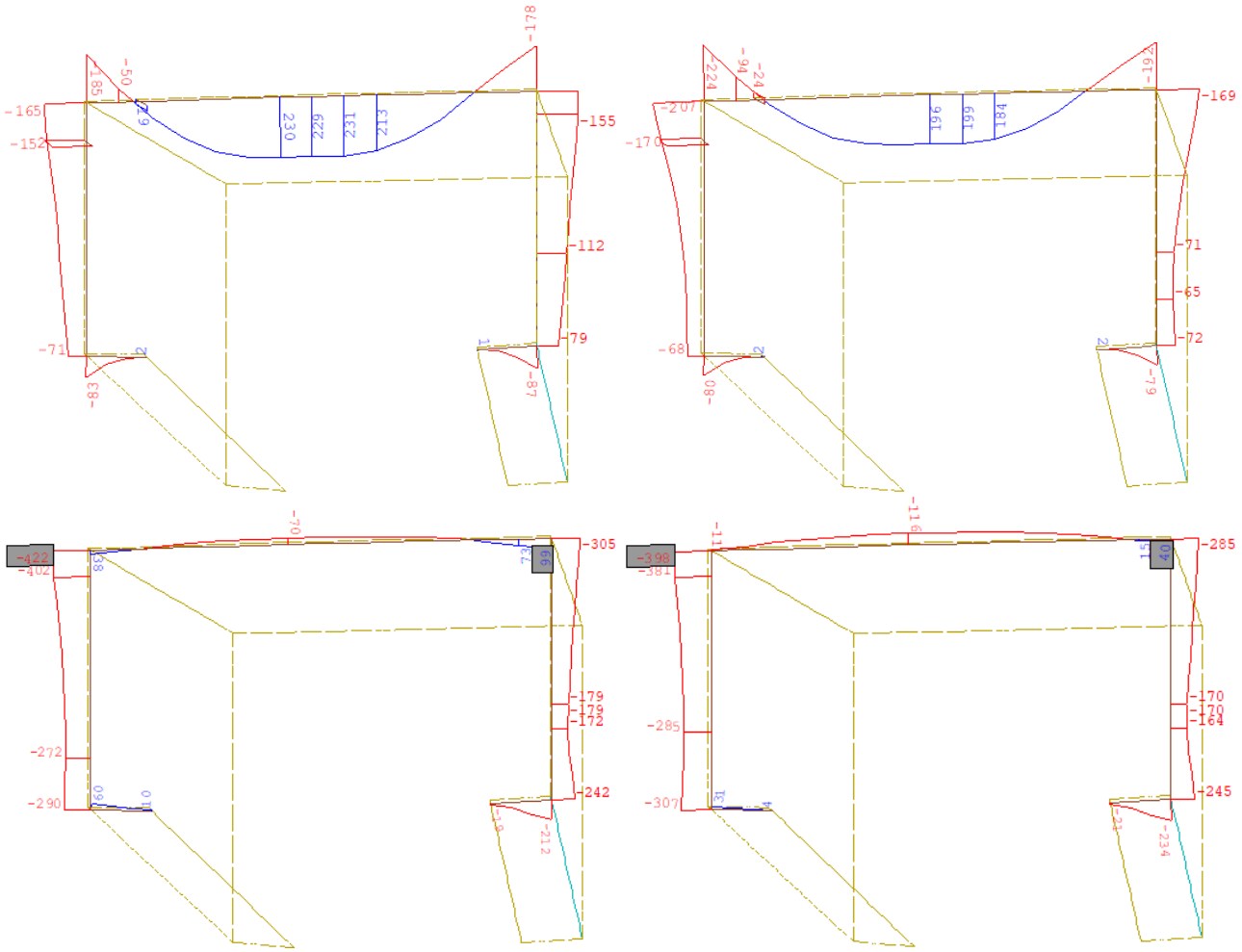


Abbildung 12 Max. Biegemomente $m_{y,d}$ [kNm/m] (oben) und zugehörige. Membrankraft $n_{y,d}$ [kNm/m] (unten), GZT2 *(1)*

Die Bewehrung der Deckenplatte im Anschnitt zur Voute der Rahmenecke stellt sich zusammen aus Ø22/50 (Pos. 23 aufgebogen) + Ø14/50 (Pos. 24) + Ø16/50 (Pos. 25) (A_s = 1470 mm^2) und ist mit der Wandbewehrung Ø14/50 (Pos. 11) + Ø16/50 (Pos. 12) + Ø22/50 (Pos. 13) + Ø24/50 (Pos. 14) (A_s = 2375 mm^2) gestossen. Die Stosslänge entlang der Rahmenecke beträgt gem. Eisenliste 25 cm + 57 cm = 82 cm. Die zulässige übertragbare Kraft in der Bewehrung kann über folgenden Ansatz gem. *fibMC2020* [L2], Kap. 20.3.3 beziffert werden:

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Verbundbeding.	***tordierter Stab, guter Verb.***		
a [-]	12,5	12,5	9 für Glattstahl oder 12,5 für tordiert
k_{tc} [-]	1,0	1,0	Stabdurchmesser
η_1 [-]	0,5	0,5	Stabdurchmesser
η_2 [-]	0,8	0,8	Stabdurchmesser
f_{ck} **[MPa]**	30	30	Charakteristische Betondruckfestigkeit
c_{min} **[mm]**	25	25	Überdeckungs- oder Stababstandsparameter
Ø [mm]	24	22	Stabdurchmesser
l_b **[mm]**	820	820	Verankerungs- bzw. Stosslänge
End hook/bend ?	no	no	
k_{beb} [-]	0	0	Faktor für Endhaken / Abbiegungen
c_{min} **< Ø ?**	**no**	**no**	
k_c [-]	1,0	1,0	Abdminderungsfaktor wenn c_{min} < Ø gem. Tab. 20.3-1
f_{std} **[MPa]**	**236**	**264**	$= a\, k_{tc} \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{0,5} \left(\frac{c_{min}}{Ø}\right)^{\eta_1} \left(\frac{l_b}{Ø}+k_{beb}\right)^{0,8} \left(\frac{\gamma_c}{1,5}\right)^{-\eta_2}$ zulässige Zugspannung

Tabelle 7 Zulässige Spannung in der gestossenen Bewehrung der Rahmenecke

Hiermit können Biegewiderstände im Anschnitt zur Voute von $m_{y,Rd}$ = **105 kNm/m** in der Deckenplatte und $m_{y,Rd}$ = **135 kNm/m** in der Wand berechnet werden. Der Biegenachweis ist dementsprechend in der Wand nur zu η = **0,8** erfüllt. Da der Versagensmechanismus durch die ungenügende Stosslänge einem Verbundversagen entspricht, kann keine plastische Umlagerung berücksichtigt werden, um ein Gleichgewicht zu erzielen.

6.3.2. Querkraft

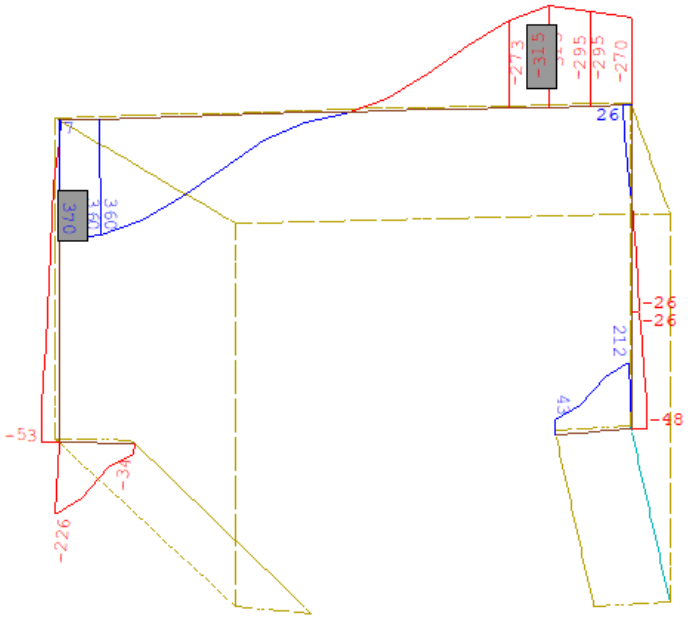


Abbildung 13 Max. Querkraft in der Deckenplatte in Querrichtung $v_{z,yd}$ [kN/m], GZT2 *(1)*

In der *andauernden und vorübergehenden* Überprüfungssituation *(1)* erreicht die massgebende Querkraft am Ende des Abschnitts 15 im Abstand d_v / 2 der Voute $v_{z,d}$ = 350 kNm/m. Der Momentennullpunkt liegt mit dem Nachweisschnitt überein. Konservativ wird ein Biegemoment von $m_{y,d}$ = ±30 kNm/m angenommen.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Die Seite Ost ist aufgrund der geringeren statischen Höhe massgebend. Mit Annahme eines Betons ~*C30* (τ_{cd} = 1,1 N/mm^2) kann der Nachweis nicht erfüllt werden. Die am Abschnitt 15 entnommenen Proben ermöglichen es, eine Festigkeitsklasse *C60/75* (τ_{cd} = 1,55 N/mm^2) anzunehmen, womit der Querkraftnachweis erbracht werden kann:

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung nach SIA 262, 4.3.3.2, Näherungsstufe 2				
Querschnittshöhe	h	0,31	m	
Statische Höhe	d	0,27	m	stat. Höhe Biegebewehrung
wirksame statische Höhe	d_v	0,27	m	SIA 262, Fig. 21 und 4.3.3.2.9
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	60	MPa	
Bemessungswert de Schubspannungsgrenze	τ_{cd}	1,55	MPa	$0{,}3\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c$
Grösstkorn	D_{max}	30	mm	
Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns	k_g	1,2	-	SIA 262, Gl. (37)
Bemessungswert de Fliessgrenze der Biegebewehrung	f_{sd}	390	MPa	
Elastizitätsmodul der Biegebewehrung	E_s	200	GPa	
Winkel der Biegebewehrung zum Nachweisschnitt	υ	90	°	
plastische Verformungen in der Biegebewehrung?		Nein		$\varepsilon_v = 1{,}5 \cdot f_{sd}/E_s$ falls ja s. SIA 262, Gl. (41)
Biegebewehrung innerhalb d vom Nachweisschnitt abgestuft?		Nein		$\varepsilon_v \cdot 1{,}5$ wenn ja, s. SIA 262, 4.3.3.2.4
Biegemoment im Nachweisschnitt	m_d	30	kNm/m	
Biegewiderstand im Nachweisschnitt	m_{Rd}	125	kNm/m	
Dehnung auf Höhe der Biegebewehrung	ε_v	0,47	‰	SIA 262 Gl. (39)
Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands	k_d	0,87	-	SIA 262 Gl. (36)
Querkraftwiderstand	v_{Rd}	**363**	**kN/m**	SIA 262 Gl. (35)
Bemessungswert der Querkraft im Nachweisschnitt	v_d	**350**	**kN/m**	

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6.4. Bestehende Tunnelquerschnitte – Abschnitt 16 bis 19

Ab dem Ende des Abschnitts 16 erreicht der Tunnel seine maximale Breite. Die Stärke der Tunneldecke nimmt progressiv von h_c = 0,31 ÷ 0,35 m am Anfang des Abschnitts 16 bis h_c = 0,32 ÷ 0,40 m am Ende zu. In den Abschnitte 17 bis 19 behält die Tunneldecke diese Abmessungen. Bei der Überprüfung der Rahmenecken ist die Seite Ost massgebend, da die Deckenplatte mit h_c = 0,32 m dünner ist als auf der Seite West. Die Wände sind ab dem Abschnitt 16 h_c = 0,35 m dick.

Bemerkung: Aufgrund fehlender Angaben zur Bewehrung der Überbetonschicht begrenzt sich die folgende Überprüfung auf den Bestandsquerschnitt. Die Kopplung der Tunnelsegmente in Längsrichtung wird nicht berücksichtigt (s. 6.5).

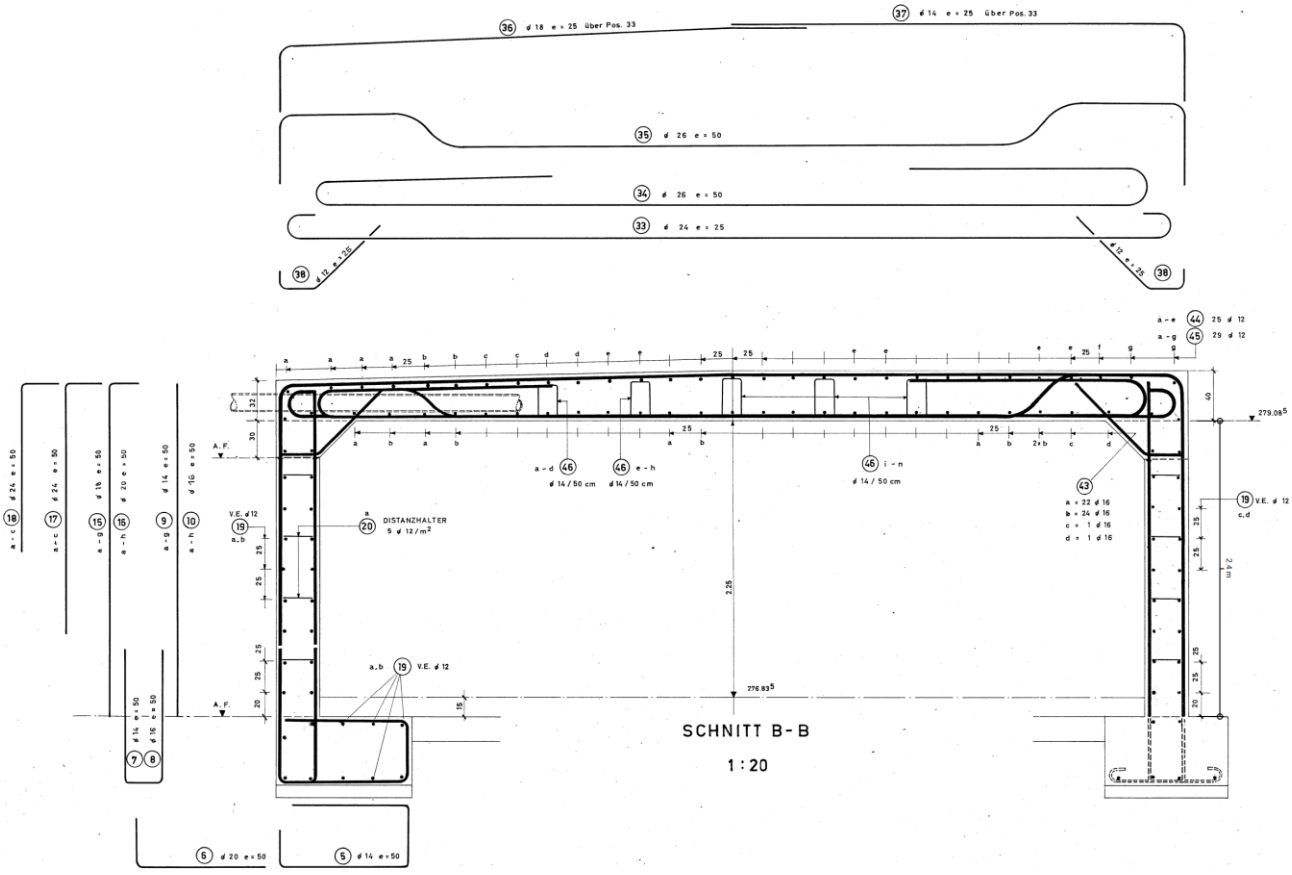


Abbildung 14 Bewehrung Ende Abschnitt 16 [D5]

6.4.1. Biegung

Bei Befahrung beider Gleise und einer Achslaststellung am Anfang des Abschnitts 17 ist in der *andauernden und vorübergehenden* Überprüfungssituation *(1)* das Feldmoment mit ca. $m_{y,d}$ = 360 kNm/m (ohne Erddruck) maximal. Das maximale Rahmeneckmoment im Anschnitt zu den Vouten erreicht ca. $m_{y,d}$ = 130 kNm/m in der Deckenplatte und $m_{y,d}$ = 380 kNm/m in den Wänden (mit Erdruhedruck aus Bodeneigengewicht und Strassenverkehr). In den Wänden kann eine zugehörige Membrankraft von $n_{y,d}$ = -390 kN/m berücksichtigt werden.

Die Feldbewehrung besteht aus Ø24/25 (Pos. 21) + 2Ø22/50 (Pos. 22+23). Damit lässt sich am Ende des Abschnitts 15 ein Biegewiderstand in Feldmitte von $\boldsymbol{m_{y,Rd}}$ = **430 kNm/m** ermitteln.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

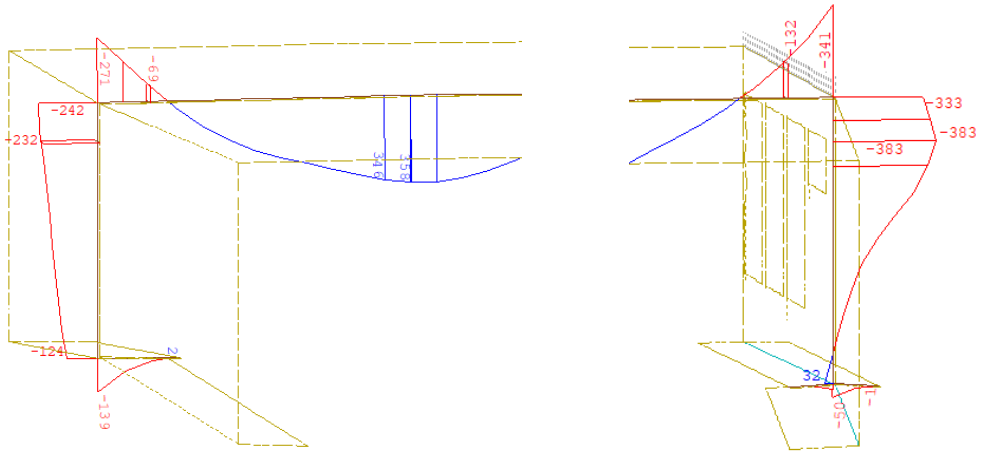


Abbildung 15 Max. Biegemomente $m_{y,d}$ [kNm/m] in Feldmitte (links) und Rahmenecken (rechts), GZT2 *(1)*

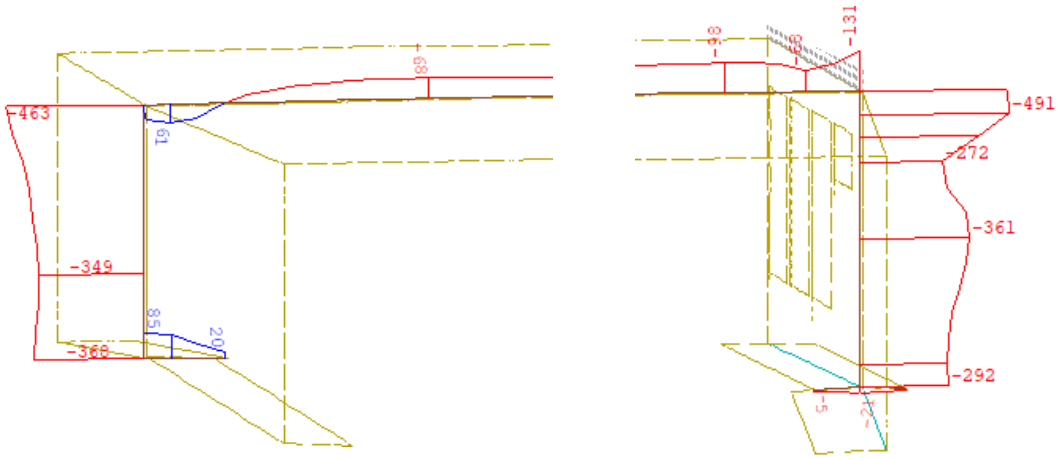


Abbildung 16 Zugehörige Membrankräfte $n_{y,d}$ [kN/m], GZT2 *(1)*

Die Bewehrung der Deckenplatte im Anschnitt zur Voute der Rahmenecke stellt sich zusammen aus Ø26/50 (Pos. 35 aufgebogen) + Ø18/25 (Pos. 24) (A_s = 2080 mm²) und ist mit der Wandbewehrung Ø18/50 (Pos. 15) + Ø20/50 (Pos. 16) + 2Ø24/50 (Pos. 17 + Pos. 18.) (A_s = 2947 mm²) gestossen. Die Stosslänge beträgt gem. Eisenliste 25 cm + 57 cm = 82 cm. Die zulässige übertragbare Kraft in der Bewehrung kann über folgenden Ansatz gem. *fibMC2020* [L2], Kap. 20.3.3 beziffert werden:

Verbundbeding.	***tordierter Stab, guter Verb.***		
a [-]	12,5	12,5	9 für Glattstahl oder 12,5 für tordiert
k_{tc} [-]	1,0	1,0	Stabdurchmesser
η_1 [-]	0,5	0,5	Stabdurchmesser
η_2 [-]	0,8	0,8	Stabdurchmesser
f_{ck} [MPa]	30	30	Charakteristische Betondruckfestigkeit
c_{min} [mm]	25	25	Überdeckungs- oder Stababstandsparameter
Ø [mm]	26	24	Stabdurchmesser
l_b [mm]	880	880	Verankerungs- bzw. Stosslänge
End hook/bend ?	no	no	
k_{beb} [-]	0	0	Faktor für Endhaken / Abbiegungen
c_{min} < Ø ?	**yes**	**no**	
k_c [-]	1,0	1,0	Abdminderungsfaktor wenn c_{min} < Ø gem. Tab. 20.3-1
f_{std} [MPa]	**234**	**249**	$= a\, k_{tc} \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{0,5} \left(\frac{c_{min}}{Ø}\right)^{\eta_1} \left(\frac{l_b}{Ø}+k_{beb}\right)^{0,8} \left(\frac{\gamma_c}{1,5}\right)^{-\eta_2}$ zulässige Zugspannung

Tabelle 8 Zulässige Spannung in der gestossenen Bewehrung der Rahmenecke

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Hiermit können Biegewiderstände im Anschnitt zur Voute von $m_{y,Rd}$ = **130 kNm/m** in der Deckenplatte und $m_{y,Rd}$ = **260 kNm/m** in der Wand berechnet werden. Der Biegenachweis ist dementsprechend in der Wand nur zu η = **0,7** erfüllt. Da der Versagensmechanismus durch die ungenügende Stosslänge einem Verbundversagen entspricht, kann keine plastische Umlagerung berücksichtigt werden, um ein Gleichgewicht zu erzielen.

6.4.2. Querkraft

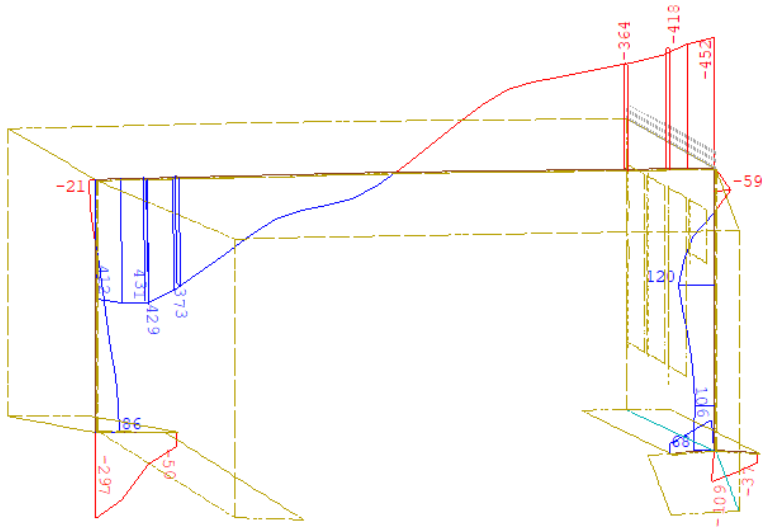


Abbildung 17 Max. Querkraft in der Deckenplatte in Querrichtung $v_{z,yd}$ [kN/m], GZT2 *(1)*

In der *andauernden und vorübergehenden* Überprüfungssituation *(1)* erreicht die massgebende Querkraft am Ende des Abschnitts 15 im Abstand d_v / 2 der Voute $v_{z,d}$ = 430 kNm/m. Das zugehörige Biegemoment im Nachweisschnitt beträgt ca. $m_{y,d}$ = 100 kNm/m.

Auch hier ist die Seite Ost aufgrund der geringeren statischen Höhe massgebend. Mit dem Bestandsquerschnitt und Annahme eines Betons ~*C30* (τ_{cd} = 1,1 N/mm²) kann der Querkraftnachweis nicht erfüllt werden. Wird der Nachweisschnitt bis d_v / 2 hinter der Aufbiegung der Ø26/50 (Pos. 35) verschoben, d.h. ca. 85 cm vom Beginn der Voute, kann die massgebende Querkraft auf $v_{z,d}$ = 370 kNm/m reduziert werden.

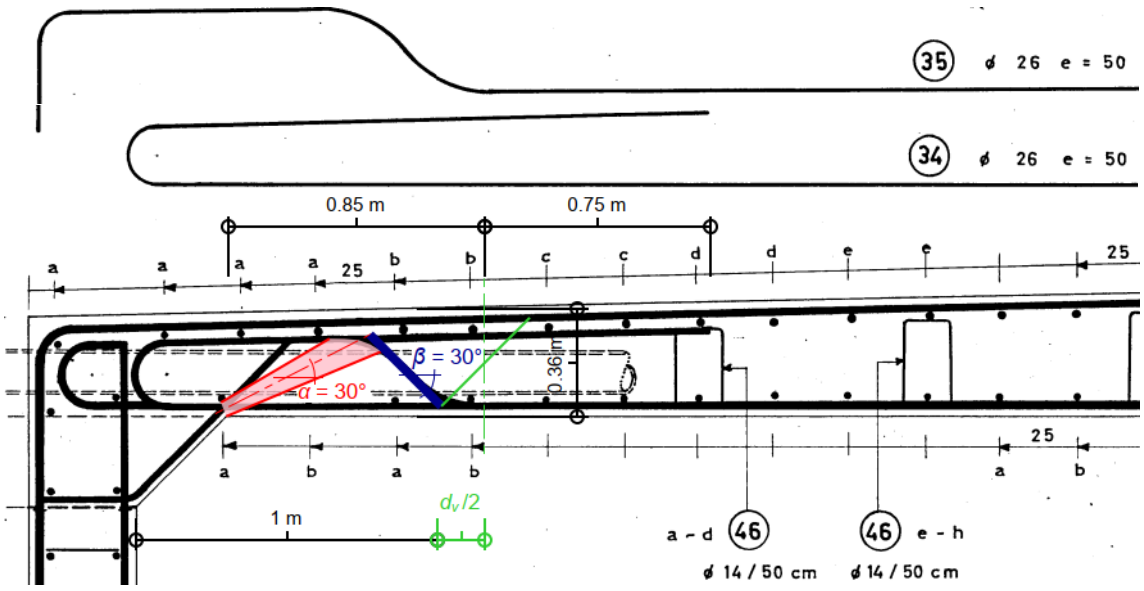


Abbildung 18 Detail Lage des Nachweisschnitts der Querkraft im Abschnitt 16 bis 19

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Der Nachweisschnitt liegt in etwa mit dem Momentennullpunkt überein, weshalb nur ein zugehöriges Moment von $m_{y,d}$ = ±30 kNm/m angenommen wird. Die Pos. 35 kann bei der Berechnung des Biegewiderstands nicht berücksichtigt werden, da sie vor dem Nachweisschnitt herabgeführt wird. Der Biegewiderstand beträgt mit Annahme von $\sigma_{sd} = f_{yd}$ in der Bewehrung Ø18/25 (Pos. 36 genügend verankert) und σ_{sd} = 200 N/mm² in der Bewehrung Ø26/50 (Pos. 34) ca. $\boldsymbol{m_{y,Rd}}$ = **190 kNm/m**.

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung nach SIA 262, 4.3.3.2, Näherungsstufe 2					
Querschnittshöhe	h	0,36	0,42	m	
Statische Höhe	d	0,32	0,32	m	stat. Höhe Biegebewehrung
wirksame statische Höhe	d_v	0,32	0,36	m	SIA 262, Fig. 21 und 4.3.3.2.9
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	30	30	MPa	
Bemessungswert de Schubspannungsgrenze	τ_{cd}	1,10	1,10	MPa	$0{,}3\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c$
Grösstkorn	D_{max}	30	30	mm	
Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns	k_g	1,2	1,2	-	SIA 262, Gl. (37)
Bemessungswert de Fliessgrenze der Biegebewehrung	f_{sd}	390	390	MPa	
Elastizitätsmodul der Biegebewehrung	E_s	200	200	GPa	
Winkel der Biegebewehrung zum Nachweisschnitt	υ	90	90	°	
plastische Verformungen in der Biegebewehrung?		Nein	Nein		$\varepsilon_v = 1{,}5 \cdot f_{sd}/E_s$ falls ja s. SIA 262, Gl. (41)
Biegebewehrung innerhalb d vom Nachweisschnitt abgestuft?		Nein	Nein		$\varepsilon_v \cdot 1{,}5$ wenn ja, s. SIA 262, 4.3.3.2.4
Dehnung auf Höhe der Biegebewehrung	ε_v	0,31	0,31	‰	SIA 262 Gl. (39)
Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands	k_d	0,89	0,88	-	SIA 262 Gl. (36)
Querkraftwiderstand	v_{Rd}	**313**	**348**	**kN/m**	SIA 262 Gl. (35)
Bemessungswert der Querkraft im Nachweisschnitt	v_d	**370**	**370**	**kN/m**	

Der Querkraftnachweis kann mit dem Bestandsquerschnitt nur zu η = 0,8 erfüllt werden. Wird die Dicke der geplanten Aufbetonschicht von h_c = 0,06 m berücksichtigt (entsprechend QP7 gem. Massnahmenplan [D4], mit c_{nom} = 0,05 m d.h. $d_v \approx$ 0,36 m und d bezogen auf Bestandsbewehrung da keine Angabe zur neuen Bewehrung), kann der Erfüllungsgrad auf $\boldsymbol{\eta}$ = **0,9** verbessert werden.

In Abschnitten 16 bis 18 sollten Proben entnommen werden, um zusätzliche Betondruckfestigkeitsprüfungen durchzuführen. Damit könnten die durch den Projektverfasser angesetzten höheren Betondruck- bzw. Schubfestigkeiten, die auf den Prüfungen am Tunnelrahmen 15 basieren, bestätigt werden. Wichtig ist hierbei, dass die Probeentnahme an der Tunneldecke erfolgt.

Bemerkung:

Die Einwirkung berücksichtigt keine Kopplung der Tunnelsegmente durch den Überbeton, da die Querkräfte in Längsrichtung mit einer Schichtdicke von h_c = 0,06 m nicht nachgewiesen werden können. Wird der Überbeton bei der Berechnung berücksichtigt, so kann die massgebende Querkraft am Rand des Tunnelsegments von $v_{z,d}$ = 370 kNm/m auf ca. $v_{z,d}$ = 250 kNm/m reduziert werden, wodurch der Nachweis erfüllt wäre. Bedingung hierfür ist, die Überbetonschicht oberhalb der Tunnelfugen konstruktiv so auszubilden, dass sie den Koppelquerkräften standhält.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

6.5. Neuer Überbeton – Kopplung der Tunnelsegmente

Die geplante Überbetonschicht stellt eine Querkraft- und Membrankraftkopplung (Längsnormalkraft) zwischen den Tunneldecken benachbarter Tunnelsegmente her. Diese Kopplung ist sehr steif da die Länge zwischen den beiden Segmenten näherungsweise null ist (1-2 cm ggü. 6-15 cm Überbeton).

In den Abschnitten 1-14 ist eine Überbetonschicht von t = 13 ÷ 18 cm geplant. In den Abschnitten 15 bis 16 (entsprechend QP7 auf Massnahmenplan [D4]) wird die Überbetonschicht auf t = 0,05 - 0,06 cm reduziert, in den Abschnitten 17 bis 18 (entsprechend QP8) auf t = 0,10 cm wieder erhöht.

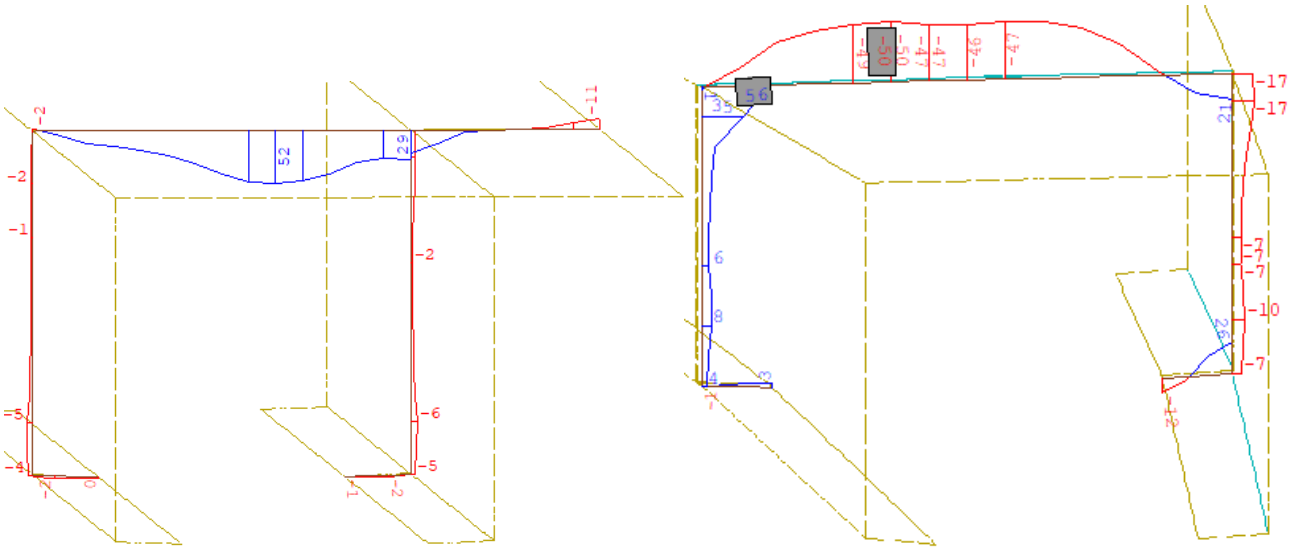


Abbildung 19 Max. Querkraft in der Kopplung $v_{z,xd}$ [kN/m], GZT2 *(1)*, Abschnitte 1-14 (links) und 15-16 (rechts)

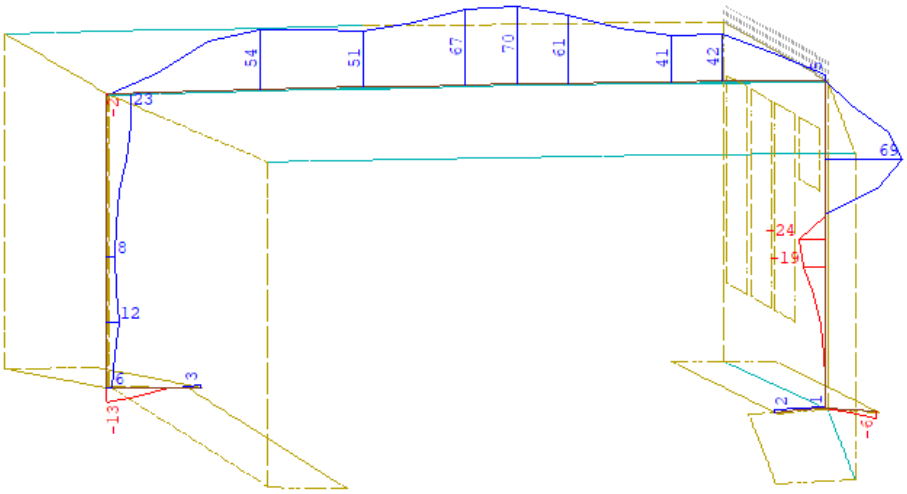


Abbildung 20 Max. Querkraft in der Kopplung $v_{z,xd}$ [kN/m], GZT2 *(1)*, Abschnitte 17-18

Die Überbetonschicht wird bei der Überprüfung des PV und bei der vorliegenden Prüfstatik als nicht tragend berücksichtigt. Allerdings ist die Tragsicherheit des Überbetons gesondert zu untersuchen.

Der Querkraftnachweis der Überbetonschicht kann für den Regelbereich geführt und erfüllt werden. Aufgrund der geringen Schichtdicke kann allerdings für die Abschnitte 15-18 über dem Einlaufbauwerk keine statische Höhe im Sinne der SIA 262, Fig. 21 angenommen werden (mit Annahme c_{nom} = 0,05 m würde eine statische Höhe d = 0,01 m resultieren). Stattdessen wird für die

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

folgenden Nachweise $d = t / 2$ angenommen, was nicht den normativen Vorgaben entspricht. Die Lösung ist daher grundsätzlich zu überarbeiten.

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung nach SIA 262, 4.3.3.2, Näherungsstufe 1						
Querschnittshöhe	h	0,15	0,06	0,08	m	
Statische Höhe	d	0,09	0,03	0,04	m	stat. Höhe Biegebewehrung
wirksame statische Höhe	d_v	0,09	0,03	0,04	m	SIA 262, Fig. 21 und 4.3.3.2.9
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	30	30	30	MPa	
Bemessungswert de Schubspannungsgrenze	τ_{cd}	1,10	1,10	1,10	MPa	$0{,}3\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c$
Grösstkorn	D_{max}	30	30	30	mm	
Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns	k_g	1,2	1,2	1,2	-	SIA 262, Gl. (37)
Bemessungswert de Fliessgrenze der Biegebewehrung	f_{sd}	435	435	435	MPa	
Elastizitätsmodul der Biegebewehrung	E_s	200	200	200	GPa	
Winkel der Biegebewehrung zum Nachweisschnitt	υ	90	90	90	°	
plastische Verformungen in der Biegebewehrung?		Nein	Nein	Nein		$\varepsilon_v = 1{,}5 \cdot f_{sd}/E_s$ falls ja s. SIA 262, Gl. (41)
Biegebewehrung innerhalb d vom Nachweisschnitt abgestuft?		Nein	Nein	Nein		$\varepsilon_v \cdot 1{,}5$ wenn ja, s. SIA 262, 4.3.3.2.4
Dehnung auf Höhe der Biegebewehrung	ε_v	2,18	2,18	2,18	‰	SIA 262 Gl. (38)
Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands	k_d	0,81	0,93	0,91	-	SIA 262 Gl. (36)
Querkraftwiderstand	v_{Rd}	**80**	**30**	**40**	**kN/m**	SIA 262 Gl. (35)
Bemessungswert der Querkraft im Nachweisschnitt	v_d	**52**	**70**	**50**	**kN/m**	

Die Querkräfte, die aus der Kopplung resultieren, sind in den Abschnitten 15 bis 18 deutlich höher als die mit der modifizierten statischen Höhe berechneten Widerstände. Die Erfüllungsgrade betragen η = 0,4 bis 0,8.

Angesichts der Tatsache, dass der Überbeton kein tragendes Bauteil darstellt, kann die Nachweisführung rein für den Gebrauchszustand geführt werden. Im GZG selten *(3)* sind die Querkräfte etwa. 40% geringer, wodurch Erfüllungsgrad von $\boldsymbol{\eta}$ = **0,6** bis **1,1 resultieren.**

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

7. Überprüfung der Tragsicherheit GZT Typ 4

7.1. Bestehende Tunneldecke – Abschnitte 1 bis 14

Das Biegemoment infolge Ermüdungslastmodell beträgt $\Delta m_{yd}(Q_{fat})$ = 65 kNm/m im Feld und $\Delta m_{yd}(Q_{fat})$ = 60 kNm/m über der mit einer Konsole erweiterten Rahmenecke.

Die resultierende Schwingbreite der Stahlspannung beträgt ca. $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 100 N/mm² im Feld und unter Berücksichtigung der neuen Bewehrung Ø18/150 gem. statischer Berechnung des PV [D3] $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 85 N/mm² über der mit einer Konsole erweiterten Rahmenecke.

Der Ermüdungsnachweis kann anhand der Dauerfestigkeit erbracht werden. Für den Bestand wird die aktualisierte Ermüdungsfestigkeit in Rechnung gestellt:

$\boldsymbol{\Delta\sigma_{sd,D}}$ = 0,8 * $\Delta\sigma_{sd,fat,act}$
= 0,8 * 150 N/mm²
= **120 N/mm²** > $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 100 N/mm² **i.O.**

Über der Rahmenecke wird die Ermüdungsfestigkeit gem. SIA 262, Tab. 13 berücksichtigt:

$\boldsymbol{\Delta\sigma_{sd,D}}$ = 0,8 * $\Delta\sigma_{sd,fat,act}$
= 0,8 * 145 N/mm²
= **115 N/mm²** > $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 85 N/mm² **i.O.**

7.2. Bestehende Tunneldecke – Abschnitt 15

Das Biegemoment infolge Ermüdungslastmodell beträgt $\Delta m_{yd}(Q_{fat})$ = 75 kNm/m im Feld und $\Delta m_{yd}(Q_{fat})$ = 50 kNm/m im unteren Anschnitt zu den Vouten der Rahmenecken.

Die resultierende Schwingbreite der Stahlspannung beträgt ca. $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 80 N/mm² im Feld und $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 75 N/mm² im unteren Anschnitt zu den Vouten der Rahmenecken.

$\boldsymbol{\Delta\sigma_{sd,D}}$ = 0,8 * $\Delta\sigma_{sd,fat,act}$
= 0,8 * 150 N/mm²
= **120 N/mm²** > $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 80 N/mm² **i.O.**

7.3. Bestehende Tunneldecke – Abschnitt 16 bis 18

Das Biegemoment infolge Ermüdungslastmodell beträgt $\Delta m_{yd}(Q_{fat})$ = 115 kNm/m im Feld und $\Delta m_{yd}(Q_{fat})$ = 85 kNm/m im unteren Anschnitt zu den Vouten der Rahmenecken.

Die resultierende Schwingbreite der Stahlspannung beträgt ca. $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 90 N/mm² im Feld und $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 100 N/mm² im unteren Anschnitt zu den Vouten der Rahmenecken.

$\boldsymbol{\Delta\sigma_{sd,D}}$ = 0,8 * $\Delta\sigma_{sd,fat,act}$
= 0,8 * 150 N/mm²
= **120 N/mm²** > $\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 100 N/mm² **i.O.**

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

8. Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit

8.1. Fundamentpressungen

Die Bodenpressungen unter der Tunnelwand, an dessen Kopf die Konsole erstellt wird, erreichen in der Vergleichsrechnung für den Regelquerschnitt, in der zwei Tunnelsegmente modelliert sind, unter *häufiger* bzw. *seltener* Lastfallkombination *(4) (5)* Werte von ca. p_z = 315 kN/m^2. In der Vergleichsrechnung für das Einlaufbauwerk resultieren ähnliche Werte.

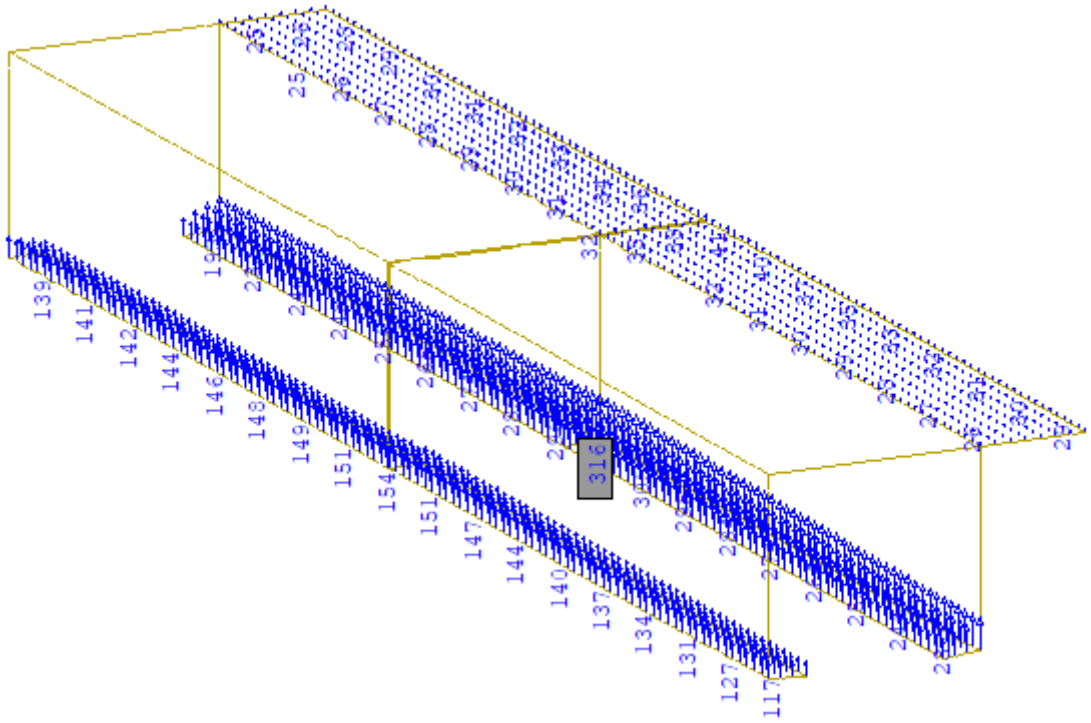


Abbildung 21 Bodenpressungen p_z [kN/m^2], Tunnelabschnitte 1-14, *GZG häufig/selten*

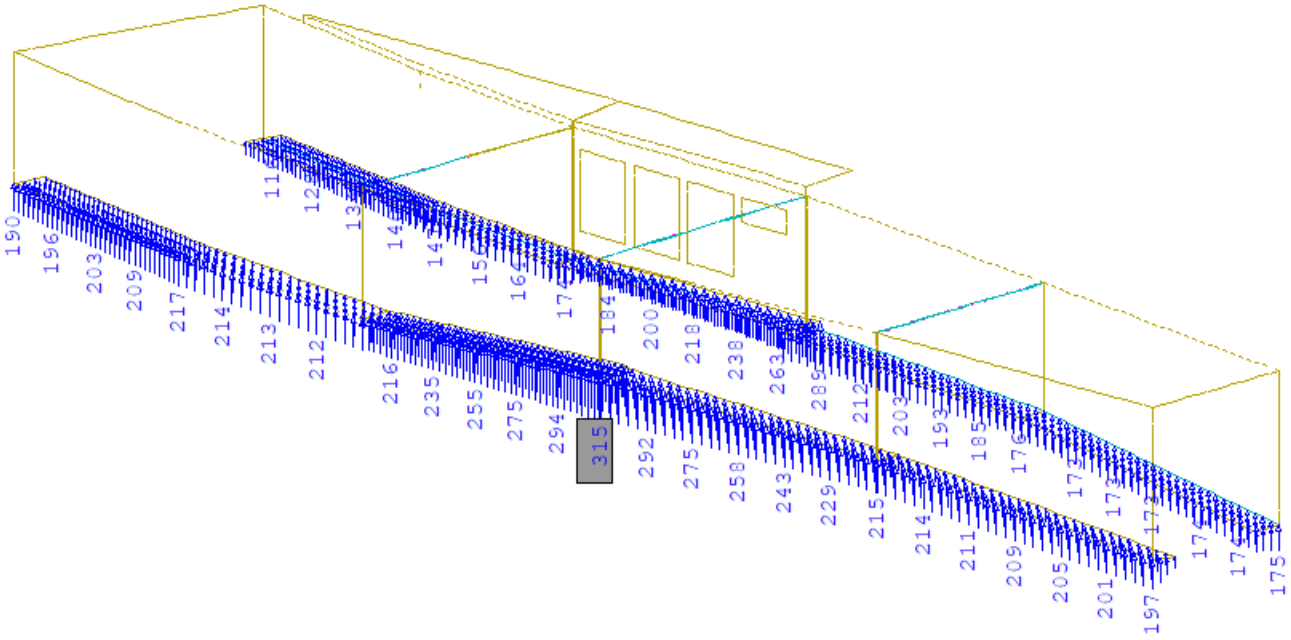


Abbildung 22 Bodenpressungen p_z [kN/m^2], Tunnelabschnitte 15-18, *GZG häufig/selten*

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Diese Maximalwerte entsprechen ca. dem Eineinhalb- bis Zweifachen des angegebenen Grenzwertes unter Gebrauchslast für Vorbemessungen von 120 bis 200 kN/m^2 gemäss Projektbasis (s. [D2], S. 10). Es sei festgehalten, dass dieser Grenzwert für einen konsolidierten Kies oder gar der darunter liegenden Molasse einem sehr konservativen Wert entspricht.

Die Vergleichsrechnung berücksichtigt die Verbindung der Tunnelsegmente durch den durchgehenden Überbeton (Querkraftkopplung). Die Druckverbindung zwischen den Fundamenten, die durch die ausbetonierte Sohle (zumindest im Bereich des Einlaufbauwerks nachgewiesenermassen) vorhanden ist, ist nicht modelliert. Stattdessen sind die Fundamente mit einer transversalen Sohlbettung modelliert.

In einem separaten räumlichen Modell bildet der PV die Trennung zwischen Tunnelsegmenten ab. Daraus resultieren deutlich kleinere Bodenpressungen. Die Maximalwerte des PV ($p_{z,max} \approx 235$ kN/m^2) liegen deutlich unterhalb des Maximalwertes aus der Berechnung des SV. Die richtige Kopplung der Tunnelsegmente, die nur über die Konsole/den Überbeton verbunden sind, ist dabei entscheidend. Aus der Dokumentation ist nicht ersichtlich, wie genau die Tunnelsegmente verbunden sind.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

8.2. Verformungen

Die Verformungsberechnung des Projektverfassers liefert Werte bis u_z = 5,5 mm.

Bei Ausfall der Bettung unter der Konsole und einer Dicke von h = 0,50 m können anhand des FE-Modells Verformungen der Konsolenspitze von ca. u_z = 5 mm berechnet werden. Dies entspricht in etwa dem Wert des Projektverfassers von u_z = 5,5 mm unterhalb der äusseren Schiene ([D3], S. 25 Abb. 30). Das maximale Biegemoment an der Einspannung liegt mit m_y = 130 kNm/m knapp über dem Rissmoment m_{cr} = 120 kNm/m, weshalb von einer begrenzten Rissbildung auszugehen ist.

Unter der Annahme signifikanter Kriechverformungen (φ = 2) und eines entsprechend der Biegebeanspruchung über ca. L = 0,30 m im Stützbereich gerissenen Zustands der Konsole (ε_s = 1,0 ‰ ; ε_c = 0,5 ‰) kann die obere Grenze der Verformungen mit ca. u_z = 15 mm geschätzt werden. Der Grenzwert des Projektverfassers entspricht hingegen einem Mittelwert zwischen dem ungerissenen und dem vollständig gerissenen Zustand und beträgt u_z = 25 mm, also etwas konservativ ist aber in gleicher Grössenordnung liegt.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
Nutzungsvereinbarung allgemein: Vers. 2.0 vom 17.04.2026				
	~~Allgemein~~		~~E~~	~~Im Grundsatz Aufbau nach PHI mit Inhalt gemäss Vorlage SBB Nutzungsvereinbarung ergänzen. Eine Kapitelanordnung gemäss PHI oder NV SBB wäre wünschenswert.~~
	~~Grundlagen~~		~~F~~	~~Projektspezifische Grundlagen, Gesetzliche Grundlagen, Normen fehlen. siehe Projektbasis Kapitel 2 resp. Vorlage SBB Schutzziele und Sonderrisiken gemäss PHI und SBB-Nutzungsvereinbarung~~
	~~Randbedingungen~~		~~E~~	~~Allenfalls zusätzliches Kapitel zu Randbedingungen für die Bauausführung (Gemäss Vorlage SBB NV) sinnvoll.~~
	~~Generell Gliederung / Aufbau~~		~~B~~	~~Als Beispiel kann auch die Nutzungsvereinbarung zur Birsigüberdeckung Marktplatz dienen (Projekt Gruner 2025).~~
2	**Allgemeine Ziele für die Nutzung**			
~~3.5~~	~~Nutzungsdauer~~		~~E~~	~~Separates Kapitel für "Nutzungsdauer" erstellen z. B. Kapitel 3.5.2 (Inhalt siehe 3.5.1) Darstellung allenfalls gemäss Vorlage NV der SBB~~
	~~Durchfluss~~		~~E~~	~~Aussagen zu Abflüssen inkl. Koten mit Angabe Freibord ergänzen. z. b. Schutzziel Hochwasser mit HQ 100 mit z. B. 1 m oder 1.5 m Freibord resp. HQ300 ohne Freibord Diese Angaben können auch im Kapitel Schutzziel und Sonderrisken gemacht werden.~~
2.8	Nutzung in der Bauphase		F	Befahren durch schwere Baufahrzeuge wird ausgeschlossen oder ist nicht relevant?
3	**Grundlagen**			
3.3	Normen, Richtlinien und Empfehlungen		F	Es sind die aktuellen Versionen der Norm SIA 262 und SIA 269/2 anzugeben
6	**Besondere Vorgaben der Bauherrschaft**			

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
6.2	Dichtigkeitsklasse		B	~~Kann mit lediglich «erhöhten» Anforderungen an die Beschränkung der Rissbreite die Dichtigkeitsklasse 3 erreicht werden? Oder erhält die Lastverteilungsplatte eine Abdichtung?~~ Abdichtung aus Flüssigkunststoff
6	**Besondere Vorgaben der Bauherrschaft**			
~~6~~	~~Gebrauchstauglichkeit~~		~~F~~	~~Anforderungen und Massnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit ergänzen: Risse (Betonbauwerke): z. B. hohe Anforderungen... (sieh Anforderungen gemäss PHI, WAV 332) Vorgaben zu Dichtigkeit: Definition der Dichtigkeitsklasse z. B. 2 oder 3 (SIA 272) Entwässerung~~
	~~Dauerhaftigkeit~~		~~F~~	~~Anforderungen und Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit ergänzen: Beton gemäss PHI, SIA 262 und WAV332 Bewehrungsstahl B500B gemäss PHI Stahl z.B. SN EN ISO 12944-2 Korrosionsklasse C4 Schutzdauer gemäss SN EN ISO 12944-25 "very high" über 25 Jahre Verankerungsteile KWK III (SIA 179) z. B. 1.4401 oder 1.4529 Schraubverbindungen KWK III (SIA 179) z. B. 1.4401~~
	~~Allgemein~~		~~F~~	~~Ergänzen: Betonoberflächen, Betonprüfungen, Belag, Abdichtung, Geländer... Aussagen zu zulässigen Setzungen infolge zusätzlicher Lasten (hier infolge Verbreiterung / 2. Gleis), Aussagen zu LRP~~
~~6.2~~	~~Zuganprall~~		~~R~~	~~Die Angaben zum Zuganprall gehören in ein separates Kapitel "Schutzziele und Sonderrisiken"~~
~~6.3~~	~~Erdbeben~~		~~R~~	~~Die Angaben zum Erdbeben gehören in ein separates Kapitel "Schutzziele und Sonderrisiken"~~

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
~~6.4~~	~~Akzeptiere Risiken~~		~~R~~	~~Die Angaben zu den akzeptieren Risiken gehören in ein separates Kapitel "Schutzziele und Sonderrisiken"~~

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
Projektbasis, Vers. 2.0 vom 17.04.2026				
			~~R~~	~~Hinsichtlich einer besseren Verständlichkeit und Prüfbarkeit wäre es wünschenswert, die Struktur der Projektbasis und die jeweilige Bezeichnung der Kapitel gemäss den Vorgaben des PHI oder SBB-Vorlage zu gestalten.~~
			~~F~~	~~Akzeptierte Risiken resp. der Verweis auf die NV fehlt.~~ ~~Tragsystem und Tragwerksmodell ergänzen (AXIS-Modell, Annahmen, Lagerung) sowie Aussage zu Bauverfahren~~
2	**Nutzungszustände**			
~~2.1~~	~~Normen, Richtlinien, Empfehlungen~~		~~F~~	~~Zu ergänzen:~~ ~~SIA 269/8, AB-EBV, Richtlinie Erdbebensicherheit bei Eisenbahnanlagen BAV, Eisenbahngesetz (EBG), WAV 332 Ausführungsvorschriften für Bauarbeiten 332 Betonbau, Eisenbahnverordnung (EBV) 1983 und deren Ausführungsbestimmungen, Richtlinien Regelwerk Technik Eisenbahnen, Einschlägige Projektierungsvorschriften und Richtlinien der Bau- und Umweltschutzdirektion Basel-Landschaft~~
6	**Tragwerkskonzept**			
	~~Druckriegel~~		~~F~~	~~Der Zustand und die genaue Geometrie (Bauteilmasse & Abstände der Druckriegel) sind festzulegen, wenn dieses Bauteil Bestandteil des Tragsystems ist.~~
	~~Unterteilung~~		~~F~~	~~Folgerung der Unterteilung für das Tragsystem beschreiben (Diskontinuität)~~
7	**Rechenwerte**			
~~7.1~~	~~Geologie~~		~~F~~	~~Geologisch-geotechnischer Bericht, GI (2023) bitte an SV zustellen~~
~~7.2.3~~	~~Erdrücke~~		~~F~~	~~Der Verdichtungserddruck gem. SIA 267 und PVIngS – Teil 1 ist zu ergänzen~~
		~~*«es wird abgeschätzt, dass die anzusetzende Flächenlast für die Ermittlung des Erddrucks sich im Rahmen der Flächenlast für Lastmodell 1 bewegt.»*~~	~~B~~	~~Ab Ende Haltestelle (insb. im Bereich der Bahnübergänge im Abschnitt 7 und 15) sollte der Erddruck infolge normalem Verkehr SIA 261 Figur 12 mit ca. q_k = 20÷25 kN/m^2 massgebend sein und berücksichtigt werden.~~

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
~~7.4~~	~~Setzungen~~		~~F~~	~~Setzungen der Widerlagerwand mit Auskragung (Abschätzung der zusätzlichen Setzungen (charakteristisch) zu ergänzen~~
	~~Temperatur~~		~~F~~	~~Aussage zu Temperatureinwirkungen ist zu ergänzen oder ggf. begründen, weshalb diese nicht berücksichtigt werden.~~
~~7.3.4~~	~~Strassenverkehrslasten und Sondertransportrouten~~		~~F~~	~~Strassenverkehrslasten und Sondertransportrouten SIA 269/1 Tabelle 1: übrige Brückentypen $\alpha_{Q,act}$ = 0,5 wäre möglich Lasten aus dem Baugrund gemäss SIA 261 Figur 12 und SIA 261/1 Figur 11~~
~~7.5~~	~~Beton Neu~~		~~E~~	~~Beton neu gemäss PHI / WAV 332, Abweichungen begründen (warum T4 statt T3?)~~
	~~Beton Bestand~~	~~«*Annahme für die Berechnung, sofern nichts anderes angegeben:* f_{cd} = 10,5 N/mm², τ_{cd} = 0,65 N/mm²»~~	~~B~~	~~Baustoffe im Bestand mit Verweis auf SIA 269/2 oder materialtechnologische Untersuchungen mit aktualisierten Materialkennwerten (Birsigtunnel Binningen Zustandsuntersuchungen 20250915, Dokument Gruner AG) Warum entspricht die Annahme für die Berechnung einem deutlich schlechteren Beton, obwohl Prüfwerte mind. C30/37 vorliegen?~~
		~~«*mind. C30/37*»~~	~~E~~	~~Der Bericht ViaTec AG liefert Druckfestigkeitswerte von f_c ≥ 60 N/mm², was Überprüfungswerte von $f_{cd,act}$ = 35 N/mm², $\tau_{cd,act}$ = 1,55 N/mm² rechtfertigt. Es liegt in der Verantwortung des Projektverfassers, diese (sehr) guten Ergebnisse zu nutzen, um dem Bestand rechnerisch mehr zuzutrauen und die Verstärkungsmassnahmen entsprechend schlanker zu gestalten, sodass Kosten, Ressourcenverbrauch und Emissionen im Projekt gesenkt werden.~~
	~~Bewehrung Bestand~~	~~«*Annahme in Berechnung: Rechenwerte B450C* f_{sd} > 390 N/mm²»~~	~~E~~	~~Es wird empfohlen, eher auf die aktualisierten Materialeigenschaften des *Caron*-Stahls zu verweisen, als auf einen anderen Bewehrungsstahl. Es sind genügend durchmesserspezifische Prüfwerte für *Caron*-Stahl bekannt: http://steeldata.ch/html/products/018/018.html~~

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
Statische Berechnung, Version 23.07.2026				
2	**Tragwerkskonzept**			
	~~Druckelement~~	~~*«Zwischen den Fundamenten wurde eine Verbindung über ein Druckelement in der Berechnung angenommen (gepflästerte Sohle, in Plänen angedeutet Riegel, Erdreich zwischen den Fundamenten).»*~~	~~F~~	~~Die genaue Geometrie der Druckriegel ist zu bestimmen (Abmessungen und Abstände), wenn dieser statisch relevant ist. Ist die Nachweisführung im 1-m Streifen mit Annahme des vorhandenen Druckriegels überall anwendbar, wenn die Steifigkeiten des angenommenen Druckelements stark variieren (teilweise nur Erdreich vorhanden?)~~ ~~Die Druckspannungen im Boden sind zumindest zu quantifizieren. Sicherer wäre ein Grundbruchnachweis ohne Annahme des Druckriegels.~~
	~~Fundamentsetzungen~~		~~E~~	~~Einseitige Fundamentsetzungen sollten als Einwirkung ergänzt werden (Ermittlung Setzungen charakteristisch, Ansatz als Einwirkung in GZT)~~
	~~Nachweis Fundation Seitenwand~~		~~F~~	~~Der Nachweis der Fundation der Seitenwand in der aussergewöhnlichen Bemessungssituation bei Ausfall der Bettung unter Kragarm fehlt.~~
	Bettung	«*Bestehende Fundamente k_z = 100 MN/m/m*»	~~B~~	~~Es ist unklar, wie der Wert *k_z = 100 MN/m/m* bei einem M_E-Wert von 25 MN/m²~~ ~~zu Stande kommt. Ein Rechenweg wäre hilfreich.~~
			B	Es ist zu hinterfragen, ob die Bettung der Konsole über längere Zeit wirksam bleibt. Die Befahrung der Konsole wird den Baugrund darunter relativ zeitnah verdichten. Die damit verbundenen Setzungen könnten dazu führen, dass die angenommene Bettung erst ab einer bestimmten Biegeverformung der Konsole eintritt.
4	**Einwirkungen**			
~~5.1.3~~	~~Erddrücke~~	~~*«Die Berechnung der Erddrücke auf den Rahmen erfolgen unter Ansatz des aktiven Erddrucks als ständig wirkend und veränderlich wirkend die Differenz von aktiven Erddruck auf Erdruhedruck.»*~~	~~B~~	~~Zum besseren Verständnis wäre eine Erläuterung der Fälle, in denen die veränderliche Differenz zwischen Erdruhe- und aktivem Erddruck angesetzt wird.~~

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
5	**Nachweisführung**			
~~6.6~~	~~Nachweis Fundamente~~	~~*«Zur Ermittlung der realistischen Bodenpressung wurde der Anteil der Bahnlast (Lastmodell 4 für Schmalspur gemäss SIA 261) mit einem Faktor reduziert, welcher der Lastausbreitung unter 45% über die Höhe der Tunnelwand bis auf die Fundamentsole Rechnung trägt.»*~~	~~F~~	~~Nach Verständnis des Sachverständigen sind die Tunnelelemente 1÷14 alle 15,8 m gefugt. Die ungünstigste Stellung der Bahnlast befindet sich somit unmittelbar neben einer Fuge, wo die Lastausbreitung nur einseitig erfolgen kann. Die Ausbreitung in Längsrichtung nach gleichem Schema kann somit nur mit 4,3 m angenommen werden. Die Berechnung ist dementsprechend zu korrigieren. Eine eigene Berechnung des SV unter gleicher Lastfallkombination liefert etwa die doppelten Bodenpressungen von ca. 350 kN/m^2.~~
6.7	Ermüdung		E	Das Vorgehen ist i.O., die Ermüdungsnachweise der Rahmenecke werden mit einer Restnutzungsdauer von ca. 40 Jahren mit Reserven erbracht. Der Nachweis könnte auch mit einer Restnutzungsdauer von 100 Jahren erbracht werden (mit λ_3 resultiert $\lambda * \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat})$ = 113 N/mm^2. Eine solche Anpassung würde einen zukünftigen Bauherrenentscheid über eine Verlängerung der Nutzungsdauer vereinfachen.
~~5.5~~	~~Querkraftnachweis~~	~~*«…mit Beton C60/75 erfüllt; mit Beton C25/30 nicht erfüllt»*~~	~~F~~	~~Der Nachweis wird nur für den Tunnelrahmen 16 geführt. Die Bohrproben liefern nur für die Rahmen 5 und 15 Festigkeiten C60/75. Es ist nicht gegeben, dass der Beton die gleiche Festigkeit im Rahmen 16 aufweist. Diese Annahme bleibt zu bestätigen (z.B. vergleichbare Rückprallhammerprüfungen an beiden Rahmen, um den Aufwand weiterer Bohrungen zu vermeiden).~~ ~~Es empfiehlt sich eine detaillierte Betrachtung mit Berücksichtigung der aufgebogenen Bewehrung Ø22 bzw. Ø26.~~ F In Abschnitten 16 bis 18 sollten Proben entnommen werden, um zusätzliche Betondruckfestigkeitsprüfungen durchzuführen. Damit könnten die durch den Projektverfasser angesetzten höheren Betondruck- bzw. Schubfestigkeiten, die auf den Prüfungen am Tunnelrahmen 15 basieren, bestätigt werden. Wichtig ist hierbei, dass die Probeentnahme an der Tunneldecke erfolgt.
D	**Nachweis best. Tunnelrahmen 16**			

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

~~D~~	~~Modellierung~~	~~Abschnitt 16~~	~~F~~	~~Wenn der Tunnelquerschnitt am Ende des Abschnitts 16 übergreifend für das gesamte Einlaufbauwerk überprüft wird (Abschnitte 16 bis 19), sollte eher der Tunnelquerschnitt im Abschnitts 17 verwendet werden. Dieser ist einseitig geschwächt durch Öffnungen in der westlichen Wand, wodurch sich die Einspannwirkung der Tunneldecke auf der Seite West stark reduziert.~~
~~D~~	~~Biegenachweise~~		~~F~~	~~Der Bewehrungsstoss der oberen Deckenbewehrung mit der äusseren Wandbewehrung scheint nach verschiedenen Ansätzen (*SIA262*, *fibMC2020*) ungenügend zu sein. Die gestossene Bewehrung liegt aussen und wird um die Ecke geführt, sodass ein Ausbruch der Überdeckung nicht durch eine andere Bewehrungslage verhindert werden kann.~~ ~~Die Zugspannung in den Rahmeneck-Nachweisschnitten der Wand und der Decke ist zu reduzieren. Eine plastische Umlagerung ist bei einem Verankerungsversagen ausgeschlossen. Die Biegenachweise der Wände können im Anschnitt zur Voute der Rahmenecke gemäss den Berechnungen des SV damit nicht erbracht werden.~~
~~D~~	~~Querkraftnachweise~~		~~F~~	~~Es werden keine Querkraftnachweise Dokumentiert, obwohl in Kap. 5.5 in den Ergebnissen dargestellt. Die Querkraftnachweise sind für die Abschnitte 15 bis 18 zu ergänzen. Dabei ist auf die unterschiedliche Dicke der Deckenplatte auf der Seite Ost von h_e = 30-35 cm zu achten.~~ ~~Die gewählte Laststellung (Bahnlast ganz rechts) sollte um folgenden Abstand verschoben werden: 0,5*Wanddicke + Voutenbreite + d_v/2, um den maximalen Wert im Nachweisschnitt der Querkraft zu produzieren.~~
D	Verstärkung Übergreifungsstoss		B	Die geplante Verstärkung des Übergreifungsstoss ist zielführend.
			F	Der Nachweis der Verankerungslänge sollte berücksichtigen, dass es sich hier um *Caron*-Stahl handelt, ein tordierter Glattstahl mit reduziertem Verbundverhalten ggü. einem modernen Bewehrungsstahl. Ein möglicher Ansatz liefert der *fibMC2020*, Art. 20.3.3.3 («*Anchorages and laps of square twisted bars*»). Alternativ kann der Ansatz nach SIA 269/2, Ziffer 4.5.1.2 gewählt werden mit einem Faktor 2 statt 3,5 (tordiert ≠ runder Glattstahl).
			F	Die Verstärkungsmassnahme sollte konstruktiv durchgebildet und in einem entsprechenden Detail dargestellt werden. Zudem sollte der Verbund zwischen dem neuen und dem Bestandsbeton durch eine Verdübelung gesichert werden.

Docusign Envelope ID: 632BF823-4148-826F-81F6-2104BA996A8C

Nr.	Thema / Stichwort	Auszug aus der Doku. des PV	Kommentar des SV: B: Bemerkung / E: Empfehlung / F: Forderung / R: Redaktionelle Anpassung	
Massnahmenplan				
Allgemeine Kommentare				
		NPK C	F	NPK C = Hochbaubeton. Es ist gem. PHI ein Tiefbaubeton T3 (Sorte F) zu verwenden. Im Spritzwasserbereich von Strassen kann ein T4 (Sorte G) verwendet werden. In NV ist Tiefbaubeton T3 (Sorte F) und in der PB ein T4 (Sorte G) vermerkt. Im Tiefbau ist in Bereichen mit Chlorideinflüssen (Hier aufgrund der Nähe zur Strasse und der Bahnüberquerungen) ein Beton NPK G zu verwenden. Für Bereiche ausserhalb Bahnüberquerungen der Strasse NPK F i.O.