



Beilage Nr. 4 – 31

ZBB Stadt Bern Verkehrsmassnahmen

Baustein 4, Schanzenbrücke

Überbauungsordnung

Sachverständigenbericht zu Detaillierter Überprüfung 2023 – Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV

Bericht

Orientierender Inhalt

Impressum

Erstelldatum 13.04.2023
Änderungsdatum -
Autor/in Marius Weber (weber@analytica-eng.ch)
Auftragsnummer 114000.21
Seitenanzahl 18 inkl. Deckblatt

© Tiefbauamt der Stadt Bern

Verfasser:

Analytica Engineering GmbH
Salvatorstrasse 8
8050 Zürich
analytica-eng.ch

 **ANALYTICA**
Engineering

Änderungsverzeichnis

VERSION	DATUM	VERFASSER	BEMERKUNGEN
001	13.04.2023	Marius Weber	Erstausgabe

ZBB Stadt Bern Verkehrsmassnahmen Baustein 4, Schanzenbrücke Überbauungsordnung

Sachverständiger-Bericht

Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV

Verfasser

Analytica Engineering GmbH, 8050 Zürich

Autoren

Dr. Marius Weber
Dr. Severin Haefliger

Version 1 - 13.04.2023

Interne Auftragsnummer: PM_01_23

Impressum

Titel	Sachverständiger-Bericht «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV»		
Projekt	ZBB Stadt Bern Verkehrsmassnahmen, Baustein 4, Überbauungsordnung		
Auftraggeber	Stadt Bern Direktion für Tiefbau, Verkehr und Stadtgrün Tiefbauamt Bundesgasse 38, 3011 Bern Projektleiter: Simon Mosimann (simon.mosimann@bern.ch)		
Sachverständiger (SV)	Analytica Engineering GmbH (www.analytica-eng.ch) Salvatorstrasse 8, 8050 Zürich Sachbearbeitung: Dr. Marius Weber (weber@analytica-eng.ch) Dr. Severin Haefliger (haefliger@analytica-eng.ch)		
Projektverfasser	Diggelmann+Partner AG Bauingenieure sia/suisse.ing Spitalackerstrasse 20 A, 3013 Bern Kontaktperson: Philipp Künzler (p.kuenzler@dig-ing.ch)		
Änderungsverzeichnis	Version	Datum	Bemerkungen
	1	13.04.2023	Erstausgabe
Unterschriften SV	 _____	 _____	
	Dr. Marius Weber	Dr. Severin Haefliger	

Inhaltsverzeichnis

1	Selbstdeklaration Sachverständiger gemäss BAV-Richtlinie	1
1.1	Körperschaft und Haftung	1
1.2	Fachkompetenz	1
1.3	Kenntnis/Zugang zu Vorschriften und Regelwerken	1
1.4	Unabhängigkeit	1
2	Einleitung	2
2.1	Ausgangslage	2
2.2	Auftrag des Tiefbauamts der Stadt Bern	2
2.3	Umfang der Prüfung	2
2.4	Abgrenzung	3
3	Grundlagen	4
3.1	Dokumente	4
3.1.1	Geprüfte Dokumente (Auflageprojekt)	4
3.1.2	Grundlagendokumente	4
3.1.3	Bewehrungspläne (Dokumentnamen)	4
3.1.4	Softwarefiles	4
3.2	Normen/Richtlinien/Vorschriften	4
3.2.1	Normen	4
3.2.2	Richtlinien	4
3.2.3	Fachliteratur	4
4	Prüfung	5
4.1	Allgemeine Angaben, Prüfmethodik	5
4.2	Ergebnis der Prüfung	5
4.2.1	Berechnungsmodell	5
4.2.2	Materialkennwerte	6
4.2.3	Einwirkungen	6
4.2.4	Resultate	6
4.2.5	Abweichungen zu Normen und Richtlinien	7
4.2.6	Erforderliche Anpassungen	7
5	Ergänzende Berechnungen	8
5.1	Übersicht	8
5.2	Einfluss der Modellierung der Ankerkräfte	8
5.3	Netzsensitivität	10
6	Schlussfolgerungen	11

1 Selbstdeklaration Sachverständiger gemäss BAV-Richtlinie

1.1 Körperschaft und Haftung

Mit dem Vertrag zwischen dem Tiefbauamt der Stadt Bern (Auftraggeber) und der Analytica Engineering GmbH (Sachverständige, SV) vom 09.02.2023 gilt die Selbstdeklaration des SV betreffend Körperschaft und Haftung als erbracht.

1.2 Fachkompetenz

Die Analytica Engineering GmbH ist ein Spin-off der Professur für Massiv- und Brückenbau der ETH Zürich (ETHZ) und ist auf nichtlineare Finite Elemente Analysen von Bestandesbauten spezialisiert. Die Analytica Engineering GmbH wird von Dr. Marius Weber und Dr. Severin Haefliger geleitet, welche beide ausgewiesene Experten im Bereich der Analyse und Beurteilung von Bestandesbauten aus Stahlbeton sind. Dr. Marius Weber und Dr. Severin Haefliger sind aktuell zudem als wissenschaftliche Mitarbeiter an der Professur für Massiv- und Brückenbau der ETHZ tätig, wo ihre Forschungsschwerpunkte in der Entwicklung von mechanischen Modellen und Softwaretools für die statische Überprüfung von bestehenden Tragstrukturen liegen. Dr. Marius Weber war Mitentwickler der Software «Idea Statica Detail» (ISD) und leitet aktuell deren Weiterentwicklung. Innerhalb seiner Anstellung an der ETHZ war er bereits mit dem Prüfmandat der detaillierten Überprüfung Level IV der Schanzenbrücke im Bauzustand betraut (siehe [3]). Ergänzend sind Prof. Dr. Walter Kaufmann (Leiter der Professur für Massiv- und Brückenbau der ETHZ) und Dr. Karel Thoma (wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur für Massiv- und Brückenbau der ETHZ) als beratende Experten für die Analytica Engineering GmbH tätig.

Mit dem Vertrag zwischen dem Tiefbauamt der Stadt Bern (Auftraggeber) mit der Analytica Engineering GmbH (Sachverständige) vom 09.02.2023 gilt der Nachweis des SV betreffend Fachkompetenz als erbracht. Auf Wunsch werden die Lebensläufe der Sachverständigen (Dr. Marius Weber und Dr. Severin Haefliger) nachgeliefert.

1.3 Kenntnis/Zugang zu Vorschriften und Regelwerken

Der SV bestätigt, die für den Auftrag notwendigen Vorschriften und Regelwerke zu kennen sowie Zugang zu diesen zu haben.

1.4 Unabhängigkeit

Der SV bestätigt, die gemäss BAV-Richtlinie gestellten Anforderungen an die Unabhängigkeit des SV zu erfüllen.

2 Einleitung

2.1 Ausgangslage

Im Rahmen des Projektes «Zukunft Bahnhof Bern Stadt ZBBS» sind im Bereich der bestehenden Schanzenbrücke in Bern diverse bauliche Verkehrsmassnahmen vorgesehen. Diese umfassen im wesentlichen eine bereichsweise Fahrbahnerhöhung, eine Fahrspurreduktion (Umgestaltung Fussgängerübergang) und die Montage eines Fahrzeugrückhaltesystems. Das Tiefbauamt der Stadt Bern hat die Firma Diggelmann + Partner AG beauftragt, die Schanzenbrücke bezüglich ihrer Tragsicherheit für den zukünftigen Nutzungszustand statisch zu überprüfen und allfällige Verstärkungsmassnahmen zu formulieren. Die entsprechende statische Überprüfung [1] zeigt, dass sämtliche Nachweise für den Grenzzustand der Tragsicherheit GZT 2 auf der Nachweisstufe LoA II/III nach SIA 269/2 [12] bzw. fib Model Code 2010 [13] erbracht werden können. Ausnahme bildet die indirekte Lagerung des Innenstegs des östlichen Hohlkastens auf dem Querträger (QT) im Bereich der Stützenachse D. Diese wurde daher in der nächsthöheren Näherungsstufe (LoA IV) mithilfe der nichtlinearen Finite Elemente Software «Idea Statica Detail» (ISD) nach der Compatible Stress Field Method (CSFM) [15] analysiert. Die Überprüfung auf Näherungsstufe LoA IV ist im Dokument «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV» [1] zusammengefasst und ist Gegenstand des vorliegenden Prüfberichts.

2.2 Auftrag des Tiefbauamts der Stadt Bern

Mit dem Dienstleistungsvertrag Nr. 21347 vom 09.02.2023 wird die Analytica Engineering GmbH als Sachverständige Bautechnik (Ingenieurbauwerke / Tragkonstruktionen) für die Prüfung der Projektunterlagen «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV» [1] im Rahmen des Projekts «Zukunft Bahnhof Bern Stadt ZBBS» beauftragt.

Die nachstehende Tabelle 2.1 zeigt die Übersicht über das Prüfdossier «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV» [1] inkl. Zeitachse (in der Reihenfolge des Eingangs der Prüfdossiers beim SV). Der vorliegende Prüfbericht bezieht sich auf die Version 1 des Prüfdossiers.

Tabelle 2.1: Übersicht über Prüfdossiers und Termine.

Version	Prüfdossier an SV	Änderungen	Prüfbericht an Tiefbauamt Bern
1	22.03.23	Erstversion	13.04.2023

2.3 Umfang der Prüfung

Der vorliegende Bericht fasst die Prüfung der Projektunterlagen im Dokument «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV» [1] zusammen. Dabei werden folgende Punkte überprüft:

- Prüfung der Zweckmässigkeit des Berechnungsmodelles (Geometrie, Lagerung, schlaffe/vorge-spannte Bewehrung, Modellbildung in ISD).
- Kontrolle der grundlegenden Analyseparameter (Einwirkungen/Lasten, Materialkennwerte, numerische Einstellungen in ISD).
- Prüfen der Resultate aus der nichtlinearen FE-Analyse mit ISD und deren Schlussfolgerungen.
- Kontrollrechnungen in ISD zur Prüfung des Einflusses ausgewählter Modellparameter hinsichtlich Tragsicherheit des Brückentragwerkes.

2.4 Abgrenzung

Die Prüfung der Projektunterlagen beschränkt sich auf das eingereichte Prüfdossier [1] gemäss Tabelle 2.1. Die zugrunde gelegte Tragwerksanalyse (statisches Gesamtsystem, Einwirkungen, Bemessungssituationen, massgebende Lastfälle und Auswirkungen) wurde vorgängig in der statischen Überprüfung [2] auf Näherungsstufe LoA II/III durchgeführt und ist nicht Gegenstand der vorliegenden Prüfung. Der Brückenunterbau sowie weitere, in [1] nicht dokumentierte Lastfälle, Bemessungssituationen und Bauteile werden nicht geprüft.

3 Grundlagen

3.1 Dokumente

3.1.1 Geprüfte Dokumente (Auflageprojekt)

- [1] Prüfdossier «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV», Version 001, 22.03.2023 (Dokumentname: 4-29 Schanzenbrücke ZBBS, Bericht det. ÜP 2023 Level IV, 2023.03.22 PK.pdf).

3.1.2 Grundlegendokumente

- [2] Bericht «Detaillierte Überprüfung 2021», 13.04.2021, D+P (Dokumentname: AP_1.3_02_B02_Detaillierte Überprüfung_V0_210413.pdf).
- [3] ABB RBS, AP Los 1.3, Sachverständigen-Bericht zu Berechnungen Level IV, 20.12.2021, IBK, ETH Zürich.

3.1.3 Bewehrungspläne (Dokumentnamen)

- [4] 22.245-28 Bauetappe 1 Armierung C-D.pdf
- [5] 22.245-35 Armierung Querträger D.pdf
- [6] 250_096938_122 Eisenliste Abschnitte 3, 6, 7.pdf
- [7] 250_096938_131 Eisenliste Querträger D, ET.1pdf

3.1.4 Softwarefiles

- [8] Statik 7 File: Schanzenbrücke gesamt, 2021.04.17 PK – ergänzt für L4 ZBBS März 23, 2023.03.20.S7P
- [9] ISD File: IS1 bei D, 2023.03.20 PK, für ZBBS, h=35+70+105cm.ideaDet
- [10] ISD File: QT D1, 2023.03.20 PK, für ZBBS, h=35+70+105cm.ideaDet

3.2 Normen/Richtlinien/Vorschriften

3.2.1 Normen

- [11] SIA 269 (2011) «Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken»
- [12] SIA 269/2 (2011) «Erhaltung von Tragwerken - Betonbau»
- [13] «fib Model Code for Concrete Structures 2010», Oktober 2013, fib

3.2.2 Richtlinien

- [14] FHB-K: Fachhandbuch – Kunstbauten, Bundesamt für Strassen, 2021, 332 pp.

3.2.3 Fachliteratur

- [15] Kaufmann, W., Mata-Falcón, J., Weber, M., Galkovski, T., Tran, D.T., Kabeláč, J., Konecny, M., Navrátil, J.: Compatible Stress Field Design of Structural Concrete: Principles and Validation, ETH Zürich, 2020.

4 Prüfung

4.1 Allgemeine Angaben, Prüfmethodik

Die Prüfung erfolgte auf Basis des Studiums der Projektunterlagen [1], wobei insbesondere die in Kapitel 2.3 aufgeführten Punkte geprüft wurden. Auffälligkeiten, Widersprüche oder Unklarheiten wurden festgehalten und systematisch in den vorliegenden Prüfbericht integriert. Zur Beurteilung des Einflusses ausgewählter numerischer Modellparameter auf die Tragsicherheit wurden ergänzende Berechnung in ISD durchgeführt. Eine unabhängige Kontrollrechnung zur Beurteilung der in [1] verwendeten Berechnungsmethode (CSFM in ISD) wurde bereits im Rahmen des Prüfmandates der Schanzenbrücke im Bauzustand durchgeführt (siehe [3]).

Die Schlussfolgerungen aus der Prüfung der Unterlagen und den ergänzenden Berechnungen in ISD sind in den nachfolgenden Kapiteln 4.2 bzw. Kapitel 5 dokumentiert. Basierend darauf erfolgt die weitere Massnahmenempfehlung in Kapitel 6.

4.2 Ergebnis der Prüfung

4.2.1 Berechnungsmodell

Der innere Längsträger (LT) des östlichen Hohlkastens im Bereich der Stützenachse D und der zugehörige Querträger (QT) werden als einzelne Schnittkörper in ISD modelliert. Die Wahl der Schnittkörper ist zielführend und unterstützt die Nachweisführung. Die Querschnitte für den LT und QT werden als symmetrische I-Querschnitte mit reduzierten mitwirkenden Breiten der Fahrbahnplatte und der unteren Kastenplatte modelliert. Die Reduktion erfolgt aufgrund der geringen Querbewehrungen in den Kastenplatten und die mitwirkenden Breiten sind auf der konservativen Seite liegend abgeschätzt. Eine Reduktion der Stegbreiten im Bereich der Spannglieder (ungünstiger Einfluss der Hüllrohre) wird in den numerischen Modellen nicht berücksichtigt, jedoch im Nachgang zu den FE-Berechnungen händisch geprüft.

Die Bewehrungen im LT und QT sind auf Basis der Bewehrungspläne ([4], [5]) und der entsprechenden Bewehrungslisten ([6], [7]) korrekt in ISD modelliert. Die Verankerungslängen werden im Nachgang zu den FE-Berechnungen manuell kontrolliert. Die Vorspannkabel im LT und QT werden nicht mitmodelliert, womit ein Spannkraftzuwachs vernachlässigt wird. Dies ist eine zweckmässige Vereinfachung und liegt auf der sicheren Seite.

In der Modellbildung der indirekten Lagerung wird angenommen, dass sich der äussere und innere LT auf die drei in den Knotenbereichen des QT vorhandenen Vorspannkabel abstützen und sich die Lasten aus den Längsträgern gleichmässig auf die Vorspannkabel aufteilen. Hierzu werden die Reaktionen an den Längsträgern ermittelt, und im Bereich der indirekten Lagerungen als äussere Kräfte eingeführt. Die Kraftangriffspunkte befinden sich auf Höhe der Vorspannungen des QT, und die Lasten werden in Längsrichtung über die QT-Breite verteilt. Am QT werden dieselben Reaktionen auf Höhe der Quervorspannungen im Bereich der indirekten Lagerungen der LT eingeführt und über die Stegbreite der LT verteilt. Mit diesem Vorgehen wird der Kraftfluss der indirekten Lagerung angemessen berücksichtigt. Die Ermittlung der Reaktionen und die Umsetzung in ISD wird korrekt durchgeführt.

Für den LT wird eine FE-Netzgrösse von 9x9 cm gewählt, was einer Verfeinerung der von ISD vorgeschlagenen Standard-Netzgrösse entspricht (Multiplier of default mesh size = 0.9 anstelle von 1). Für den QT wird eine Netzgrösse von 7x7 cm verwendet. Dies entspricht einem etwas gröberen FE-Netz als das von ISD vorgeschlagene Standard-Netz (Multiplier of default mesh size = 3 anstelle von 1). Die Wahl

der Netzgrössen im LT und QT wird für die vorliegende Problemstellung als zielführend eingestuft. Eine Netzsensitivitätsanalyse wird nicht durchgeführt, jedoch im Rahmen des vorliegenden Prüfberichts in Kapitel 5 nachgeholt.

4.2.2 Materialkennwerte

Die in [1] angegebenen Materialkennwerte und die Widerstandsbeiwerte werden korrekt in ISD berücksichtigt. Die gewählten Werkstoffbeziehungen in ISD sind zweckmässig.

4.2.3 Einwirkungen

Die für den Nachweis der indirekten Lagerung des LT und QT massgebende Lastkombination und die zugehörigen Schnittkräfte wurden vorgängig bestimmt (siehe Dokument [2]). Ihre Ermittlung ist nicht Gegenstand der vorliegenden Prüfung.

Aus den in [2] gegebenen Schnittkräften werden die in [1] dokumentierten Einwirkungen auf den LT und den QT korrekt ermittelt. Der in [1] dokumentierte Vergleich zwischen den Schnittkräften aus der linear elastischen Tragwerksanalyse [2] und den in ISD berechneten Schnittkräften [1] zeigt eine gute Übereinstimmung. Abweichungen sind plausibel begründet. Damit kann davon ausgegangen werden, dass die linear elastische Schnittkraftverteilung der globalen Tragwirkung und der Spannungszustand der nichtlinearen Analysen einander entsprechen. Die dazugehörigen Last- und Reduktionsbeiwerte sind korrekt in ISD berücksichtigt.

Die Vorspannung werden als Einwirkungen über entsprechende Anker-, Umlenk- und Reibungskräfte adäquat berücksichtigt. Zwangsschnittgrössen resp. die Eigenspannungsanteile werden angemessen mitberücksichtigt. Die Ankerkräfte werden in ISD als Punktlasten modelliert. Dabei werden programmintern gewichtete Interpolationselemente eingeführt, welche die an den Referenzpositionen eingegebenen Punktlast entsprechend dem gewählten Verteilradius r (hier: $r = 10$ cm) automatisch auf die umliegenden FE-Knoten der Betonelemente verteilen (siehe [15]). Im vorliegenden Fall hat dies zur Folge, dass die jeweilige Ankerkraft im ISD Modell hinter dem effektiven Lasteinleitungselement (Ankerplatte) aufgebracht und damit ein Teil der ankommenden Lasten aus dem LT fälschlicherweise über die Ankerkraft in den QT geleitet wird. Dies ist insbesondere beim QT im Bereich der indirekten Lagerung des äusseren LT als kritisch zu bewerten: Der Lastanteil aus dem LT, welcher hinter dem effektiven Lasteinleitungselement ankommt, wird nicht wie im Modell angenommen direkt in den QT geleitet, sondern müsste von einer Aufhängebewehrung aufgenommen werden. Da eine solche Aufhängebewehrung aber kaum vorhanden ist (1 Stab $\varnothing = 12$ mm), wird sich mutmasslich kein solcher Lastabtrag einstellen können. Diese Vermutung wird durch entsprechende Kontrollrechnungen in Kapitel 5 bestätigt.

4.2.4 Resultate

Für den LT und den QT sind die wesentlichen Berechnungsergebnisse aus den nichtlinearen Analysen mit ISD im Bericht festgehalten und werden korrekt interpretiert. Die angegebenen Verläufe und die Intensitäten der Hauptdruckspannungen, der Stahlspannungen am Riss und der Verbundspannungen sind plausibel. Für die Tragsicherheitsnachweise werden diese korrekt mit den normgemässen Materialfestigkeiten verglichen. Die Nachweise der Bewehrungsverankerungen und die Kontrollen der Druckspannungen in den Bereichen mit reduzierter Stegbreite infolge der Vorspannkabel werden korrekt im Nachgang zu den FE-Berechnungen vorgenommen.

Der Einfluss der Querbiegung infolge der Einspannung der Fahrbahnplatte/unteren Kastenplatte im LT wurde vernachlässigt und rechnerisch nicht nachgewiesen. Der Einfluss der Querbiegung auf die Tragsicherheit kann somit auf Basis der vorhandenen Unterlagen [1] nicht abschliessend beurteilt werden. Die Vernachlässigung der Querbiegung ist jedoch als unkritisch zu bewerten, da entsprechende Anschlussbewehrungen bis unterhalb der Stegmitte vorhanden sind, welche für die vorliegenden Berechnungen des LT in ISD nicht als Querkraftbewehrungen berücksichtigt werden. Des Weiteren kann davon ausgegangen

werden, dass unter der betrachteten Laststellung der Querbiegeanteil nicht dominant ist und weitere, nicht ausgewiesene Traglastreserven (wie z.B. die Plattentragwirkungen der Kastenplatten) vorhanden sind. Eine Quantifizierung dieser Traglastreserven und der Einfluss der Querbiegung auf die Tragsicherheit des LT könnten mithilfe einer 3D NLFE Analyse (z.B. mithilfe des CMM-Usermat) untersucht werden.

4.2.5 Abweichungen zu Normen und Richtlinien

Relevante Abweichungen zu Normen und Richtlinien wurden nicht festgestellt.

4.2.6 Erforderliche Anpassungen

Es sind keine Anpassungen im geprüften Dokument «Detaillierte Überprüfung 2023 - Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV» [1] durch den Projektverfasser erforderlich. Der Einfluss der Modellierung der Ankerkräfte als Punktlasten auf die Analyseresultate (siehe die in Kapitel 4.2.3 beschriebene Problematik) sowie die Beurteilung der Netzsensitivität werden durch ergänzende Berechnungen im nachfolgenden Kapitel 5 untersucht.

5 Ergänzende Berechnungen

5.1 Übersicht

Tabelle 5.1 zeigt eine Übersicht der im Rahmen des vorliegenden Prüfmandats durchgeführten Kontrollrechnungen in ISD mit den resultierenden Erfüllungsgraden $\eta = R_d/E_d$ (Verhältnis aus Bemessungswiderstand R_d zu Bemessungswert der Einwirkung E_d). Das Modell QT_M0 (Original) entspricht dem zur Prüfung eingereichten numerischen Modell des QT (ISD File [10]). Der Einfluss der Modellierung der Ankerkräfte (Punktlasten vs. Ankerplatten) auf den Erfüllungsgrad wird durch den Vergleich der Berechnungsmodelle QT_M0 und QT_M1 untersucht (Kapitel 5.1). Die Netzsensitivität wird anhand der Berechnungen mit den Modellen QT_M2 und QT_M3 beurteilt (Kapitel 5.3). Die in Tabelle 5.1 angegebenen Modellparameter werden nachfolgend genauer beschrieben.

Tabelle 5.1: Übersicht der ergänzenden Berechnungen.

	Modellierung der Ankerkräfte	Verschiebung Δs der Lasten aus dem LT	Multiplier of default mesh size	Erfüllungsgrad η
	[-]	[mm]	[-]	[-]
QT_M0 (Original)	Punktlasten	-	3	≈ 1
QT_M1	Ankerplatte	-	3	≈ 0.23
QT_M2	Ankerplatte	+100	3	≥ 1
QT_M3	Ankerplatte	+100	1 (default)	≥ 1

5.2 Einfluss der Modellierung der Ankerkräfte

Im Modell QT_M1 werden die Ankerkräfte im Bereich der indirekten Lagerung statt mit Punktlasten (wie im Modell QT_M0) mit Linienlasten entlang einer fiktiven Ankerplatte (Länge der Ankerplatte ca. 250 mm gemäss Plan [5]) modelliert. Damit wird gewährleistet, dass die entsprechenden Ankerkräfte entlang (und nicht hinter) der effektiven Lage der Ankerplatte eingeführt werden. Die entsprechende Modellierung in ISD ist in Bild 5.1 dargestellt. Alle weiteren Analyseparameter werden aus dem Modell QT_M0 übernommen.

Der berechnete Erfüllungsgrad für das Modell QT_M1 ist in Tabelle 5.1 angegeben. Die Ausnutzung der effektiven Betondruckfestigkeiten, der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der Verbundfestigkeit beim Erreichen der Traglast sind in Bild 5.2 grafisch dargestellt. Es ist ersichtlich, dass mit der Einleitung der Ankerkräfte an der effektiven Lage der Ankerplatte die rechnerische Tragsicherheit nicht mehr nachgewiesen werden kann ($\eta \approx 0.23 < 1$ im Modell QT_M1 mit Ankerplatte vs. $\eta \approx 1$ im Modell QT_M0 mit Punktlasten). Wie in Kapitel 4.2.3 vermutet, können dabei die Anteile der Lasten aus dem LT, welche hinter der Ankerplatte angreifen, nicht vollständig durch die äussere Aufhängebewehrung übernommen werden (d.h. die rechnerische Traglast wird durch ein vorzeitiges Reißen der Aufhängebewehrung beschränkt).

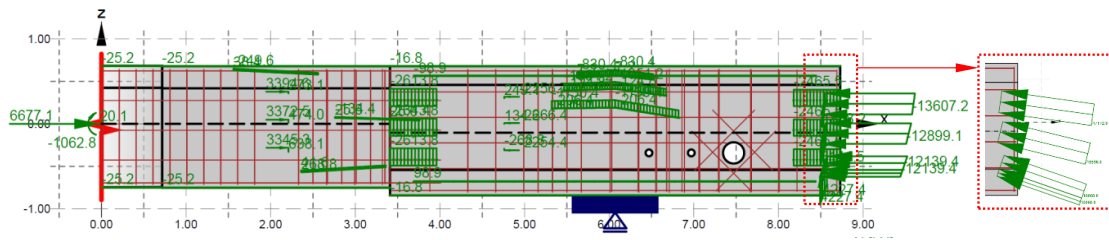


Bild 5.1: Modellierung der Ankerkräfte am QT im Bereich der indirekten Lagerung als Linienlasten .

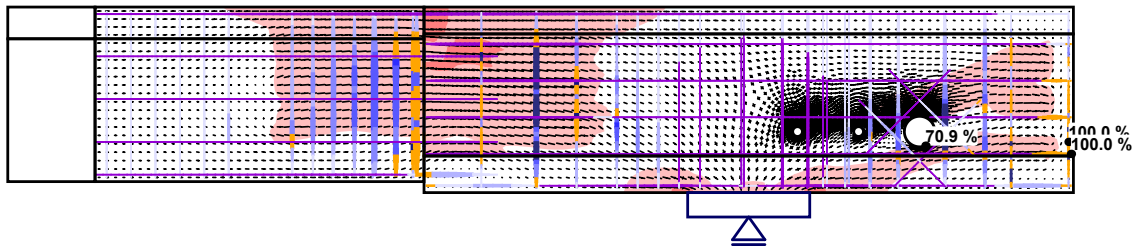


Bild 5.2: Resultate des Modells QT_M1 mit Ankerplatten: Ausnutzung der effektiven Betondruckfestigkeiten, der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der Verbundfestigkeit beim Erreichen der Traglast (ca. 23% der veränderlichen Bemessungslasten).

Die Lasten aus dem äusseren Längsträger dürfen in gewissen Grenzen um den Betrag Δs nach oben verschoben werden. Sinnvollerweise geschieht dies jedoch nur soweit, dass auch die entsprechenden Tragsicherheitsnachweise des LT erfüllt sind. Aufgrund der Tatsache, dass der äussere LT im Vergleich zum inneren LT eine um 100 mm grössere Trägerhöhe aufweist (Höhe LT innen ca. 1550 mm, mittlere Höhe LT aussen ca. 1650 mm, vgl. Bewehrungsplan [4]), können die Lasten des LT bis zu $\Delta s \approx 100$ mm verschoben werden. Da sich im äusseren LT ein zum inneren LT nahezu identisches Spannungsfeld ausbilden kann, entspricht die Tragsicherheit des äusseren Längsträger mindestens derjenigen des inneren LT und muss nicht zusätzlich nachgewiesen werden. Das grössere Eigengewicht des äusseren LT (grössere Trägerhöhe) wird durch die grössere Neigung der sonst identisch angeordneten Spannglieder kompensiert (Anteil $\Delta V_{Rd,P}$ ist entsprechend grösser).

Im Modell QT_M2 werden die Lasten aus dem äusseren Längsträger im Vergleich zu QT_M1 um $\Delta s=100$ mm nach oben verschoben. Die mit dem Modell QT_M2 berechnete Ausnutzung der effektiven Betondruckfestigkeiten, der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der Verbundfestigkeit unter den Bemessungslasten sind in Bild 5.3 grafisch dargestellt und der resultierende Erfüllungsgrad ist in Tabelle 5.1 angeben. Die rechnerische Tragsicherheit kann mit der angepassten Modellierung der Ankerkräfte und durch eine Anpassung der Höhe der Einleitung der Lasten aus dem äusseren LT nachgewiesen werden.

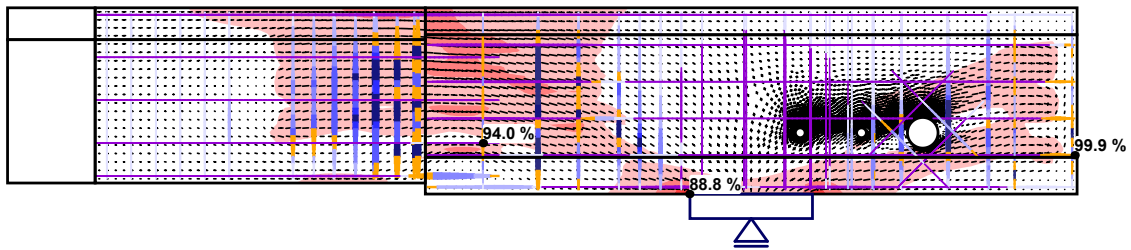


Bild 5.3: Resultate des Modells QT_M2 mit Ankerplatten und nach oben verschobenen Lasten aus dem LT: Ausnutzung der effektiven Betondruckfestigkeiten, der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der Verbundfestigkeit unter den Bemessungslasten.

5.3 Netzsensitivität

Zur Untersuchung des Einflusses der Netzgrösse auf die Tragsicherheit des QT wird ausgehend vom Modell QT_M2 die Netzgrösse im Modell QT_M3 auf die Standarteinstellung in ISD zurückgestellt (Multiplier of default mesh size = 1 anstatt 3, was einer Verfeinerung des FE-Netzes um ca. 30% entspricht). Der berechnete Erfüllungsgrad für das Modell QT_M3 ist in Tabelle 5.1 angegeben. Die berechneten Ausnutzungen der effektiven Betondruckfestigkeiten, der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der Verbundfestigkeit sind in Bild 5.4 grafisch dargestellt. Der Vergleich zwischen dem Modell QT_M3 und QT_M2 zeigt, dass eine Verfeinerung des FE-Netzes zu einer um ca. 5% grösseren Ausnutzung der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der effektiven Betondruckfestigkeit führt, jedoch die rechnerische Tragsicherheit weiterhin gewährleistet werden kann.

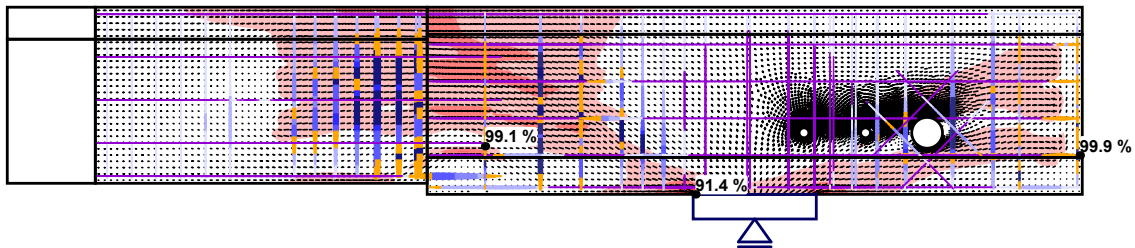


Bild 5.4: Resultate des Modells QT_M3 mit verfeinertem FE-Netz: Ausnutzung der effektiven Betondruckfestigkeiten, der Zugfestigkeit der Bewehrungen und der Verbundfestigkeit unter den Bemessungslasten.

6 Schlussfolgerungen

Das vorliegende, zur Prüfung durch den SV eingereichte Dokument [1] ist zweckmässig, stufengerecht und damit ausreichend. Die in [1] getroffenen Schlussfolgerungen für die Tragsicherheit im künftigen Nutzungszustand der Schanzenbrücke können damit bestätigt werden. Aufgrund dessen können die weiteren Projektphasen freigegeben werden.