

PROJEKT	<b>Carolabrücke</b>
KAPITEL	<b>Gutachterliche Leistungen</b> Ursache des Teileinsturzes Zug C
BLOCK	<b>Anlage zum Gutachten - Statische Untersuchungen</b>
LEISTUNGSZEITRAUM	09/2024 bis 04/2025
AUFTRAGGEBER	Landeshauptstadt Dresden, Straßen- und Tiefbauamt Abt. Brücken- u. Ingenieurbauwerke z. Hd. Holger Kalbe St. Petersburger Straße 9 01069 Dresden
VERFASSER	MKP GmbH Altenzeller Straße 29 01069 Dresden T +49 351 3158641-03 E <a href="mailto:info.dresden@marxkrontal.com">info.dresden@marxkrontal.com</a>
PROJEKTNUMMER INTERN	05485.01
BEARBEITER	Robert Ritter, Marie Lücke
DATUM	Dresden, den 29.04.2025
INDEX	a

## Änderungsverfolgung

-	Erstfassung	RiR, LuM	05.05.2025
INDEX	ÄNDERUNGEN	NAME	DATUM

## Bemerkung zu den Änderungen

## Quellen und Unterlagen

- [U1] Bestandunterlagen – Ausführungspläne und statische Berechnungen. 1969/1970
- [U2] R. Berger, M. Franke, E. Thürmer: Projektierung der Dr.-Rudolph-Friedrichs-Brücke. Die Strasse, 11. Jahrgang (Juni 1971), Heft 6
- [U3] Gremler, Fischer, Thürmer: FI VEPS – Stahlgelenke für Massivbrücken. Neuerervorschlag 1970 (Wirtschaftspatent 1970)
- [U4] Berger, Thürmer: FI VEPS - Kraftschlüssige Verbindung parallel verlaufener Brückenüberbauten. Neuerervorschlag 1968. Wirtschaftspatent 1968
- [U5] C. Schleicher: Langzeituntersuchung Gerbergelenke. Bautechnik 71, Heft 1. Ernst&Sohn. 1994
- [U6] TGL 0-1045 - TGL 0-1045: Bauwerke aus Stahlbeton – Projektierung und Ausführung. Buchhaus Leipzig, Deutsche Bauinformation, 04/1963
- [U7] TGL 0-4227 - Spannbeton - Berechnung und Ausführung, 01/1964
- [U8] TGL 11422 - Bauwerke und Fertigteile aus Beton und Stahlbeton -Berechnungsgrundlagen, 01/1965
- [U9] TGL 101-036-Blatt 01- Stähle für Stahlbetonbau - Spannstahl 140-160, 04/1963
- [U10] TGL 22809 - Spannbeton im nachträglichen Verbund - Bündelspannglieder, Nennkraft bis 100 Mp. Buchhaus Leipzig, Deutsche Bauinformation, 12/1968
- [U11] Bundesanstalt für Straßenwesen – Abteilung Brücken- und Ingenieurbau: Handlungsanweisung zur Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion 06/2011
- [U12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 05/2011
- [U13] DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion, 07/2001
- [U14] Zilch, Zehetmaier: Bemessung im konstruktiven Betonbau, 2. Auflage, München 2009
- [U15] W. Finckh: Verstärken von Betonbauteilen, Verlag Springer, Vieweg, 2024.
- [U16] Planungsgruppe Brücken- Ingenieur- und Tiefbau, Lagerwechsel Gummitopflager. Radebeul, 06.11.2006
- [U17] IB J. Paul GmbH: Statische Untersuchungen zum Ankündigungsverhalten. Berlin, 08.04.2003
- [U18] Leonhard Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG: Carolabrücke Zug C – Lastvergleich DVB. Dresden, April 2023
- [U19] Leonhard Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG: NR Carolabrücke Zug c. Dresden, April 2023
- [U20] Überwachungsvideo der sächsischen Dampfschiffahrt, Zeitraum: 11.9.24, ca. 2:20Uhr-2:52Uhr
- [U21] Videos der Verkehrszählung Dresden, Zeitraum: 10.09.24, 13 Uhr – 11.09.24, 16 Uhr
- [U22] IB J. Paul GmbH: Messtechnische Langzeitüberwachung – Aktuelle Messwerte vor Teileinsturzereignis

## Inhaltsverzeichnis

Änderungsverfolgung .....	2
Quellen und Unterlagen .....	3
Inhaltsverzeichnis .....	4
1        Allgemeines.....	7
1.1      Einführung.....	7
1.2      Beschreibung des Bauwerks.....	7
1.3      Statisches System der Carolabrücke .....	11
1.4      Beschreibung Versagensvorgang .....	13
2        Kenntnisse und Randbedingungen vor dem Einsturzereignis .....	15
2.1      Prinzipielle Belastungshistorie.....	15
2.2      Belastung bei Regelbetrieb Straßenbahn .....	15
2.3      Verkehrsbelastung kurz vor dem Einsturz .....	15
2.4      Querträgerverbindung am Gelenk II .....	15
2.5      Messwerte der Carolabrücke .....	18
2.6      Temperaturbeanspruchung vor dem Einsturz.....	19
2.7      Gelenkverformungen vor dem Einsturz .....	19
2.8      Widerlagerverschiebungen vor dem Einsturz .....	22
3        Modellierung Gesamtsystem .....	23
3.1      Berechnungsmodell .....	23
3.1.1    Allgemeine Bemerkung .....	23
3.1.2    Mitwirkende Plattenbreite .....	24
3.1.3    Lagerungssystem.....	24
3.1.4    Querschnittsvoutung.....	24
3.1.5    Bewehrung.....	24
3.1.6    Gelenke und Querträgerverbindung .....	24
3.1.7    Querträgerscheiben an Stützenachsen und Gelenken .....	25
3.2      Materialkennwerte für die Ursprungsbemessung und zusätzliche Betrachtungen .....	25
3.2.1    Beton.....	25
3.2.2    Betonstahl.....	27
3.2.3    Spannstahl.....	29
3.3      Querschnitte .....	33
3.3.1    Allgemeines.....	33
3.3.2    Anschnittsquerschnitt .....	33
3.3.3    Stützquerschnitt.....	35
3.4      Spannverfahren und Vorspannung .....	36

3.4.1	Zulässige Vorspannkraft .....	36
3.4.2	Zeitunabhängige Verluste (Reibung) .....	37
3.4.3	Zeitabhängige Verlust (Kriechen und Schwinden) .....	38
3.4.4	Vorhandene Vorspannkraft .....	38
4	Lastannahmen .....	39
4.1	Eigengewicht $G_1$ .....	39
4.2	Ausbaulasten $G_2$ Zug C .....	40
4.3	Ausbaulasten $G_2$ Zug B .....	41
4.4	Ausbaulasten $G_2$ Zug A .....	42
4.5	Lastannahmen aus der Ursprungsstatik .....	43
4.6	Temperaturlast entsprechend Umgebungsbedingung .....	43
4.7	Straßenbahn auf Zug C .....	45
4.8	Verkehrslast auf Zug A und Zug B .....	47
5	Umlagerungsmöglichkeiten, Schnittgrößen und Nachweise der Ursprungsstatik .....	48
5.1	Umlagerungsmöglichkeiten über Querträgerverbindung .....	48
5.2	Schnittgrößen .....	49
5.2.1	Vergleich mit der Ursprungsstatik .....	49
5.2.2	Temperaturbeanspruchung .....	50
5.2.3	Straßenbahn .....	52
5.3	Ableich mit der Bestandsstatik für maßgebende Nachweise .....	53
5.3.1	Nachweise entsprechend Ursprungsstatik mit dem Anschnittsquerschnitt .....	55
5.3.2	Nachweise entsprechend Ursprungsstatik mit dem Stützquerschnitt .....	57
5.3.3	Bewertung der Ergebnisse .....	58
6	Einfluss ausfallende Spannstahlfläche auf die Querschnittstragfähigkeit .....	60
6.1	Allgemeines .....	60
6.2	Dehnungen über die Querschnittshöhe .....	60
6.3	Entwicklung der Betondruckzonenhöhe .....	62
6.4	Querschnittsausnutzung mit zunehmender Beanspruchung .....	63
6.5	Bruchsituation bei Einsturz .....	66
6.6	Duktiles Bauteilverhalten .....	68
6.7	Bewertung variierender Materialkenngrößen auf das Tragverhalten auf Querschnittsebene .....	72
7	Untersuchungen am Gesamtsystem .....	75
7.1	Einfluss des Höhenausgleichs infolge Anspannens der Querträgerverbindung .....	75
7.2	Einfluss der Querträgerverbindung bei Verlust von Vorspannkraft .....	75
7.3	Einfluss der Querträgerverbindung bei Temperatureinwirkungen .....	78
8	Vergleich der Querschnitts- und Gesamtsystembetrachtung .....	81



8.1	Rotation in Achse D auf Querschnittsebene .....	81
8.2	Rotation in Achse D auf Systemebene .....	82
8.3	Gegenüberstellung Steifigkeitsreduktion auf Systemebene und Spannstahlausfall auf Querschnittsebene.....	83
9	Zusammenfassung .....	85
Schlussblatt.....		87

## 1 Allgemeines

Die Abschnitte 1 und 2 dieses Dokuments dienen im Wesentlichen der besseren Lesbarkeit der Anlage „Statische Untersuchungen“ zum Gutachten „Ursache des Teileinsturzes Zug C der Carolabrücke in Dresden“. Grundsätzlich wird versucht, Sachverhalte, die im Gutachten ausführlich dargestellt sind, zusammenzufassen und an entsprechender Stelle auf das Gutachten zu verweisen. Ist eine Zusammenfassung einzelner Sachverhalte nicht möglich bzw. für die vorliegenden Anlage von wesentlichem Interesse, erfolgt eine ausführliche Beschreibung. Hierdurch kann zu Dopplungen von Aussagen oder Abbildungen bezüglich des Gutachtens kommen. Zudem werden an einigen Stelle auch zusätzliche Informationen herausgearbeitet, wenn diese für die statischen Betrachtung.

### 1.1 Einführung

Am frühen Morgen des 11.09.2024 ist der Überbauzug C der Carolabrücke in Dresden bereichsweise eingestürzt und in die Elbe gefallen. Betroffen war ein 108 m langer Bereich von Achse D bis Gelenk I, welcher durch den Kragarm des Neustädter Kragträgers sowie den Stromeinhängeträger gebildet wird. Die Versagensstelle im Überbauzug C war offensichtlich der Querschnitt über der Lagerachse D. Zudem kam es zum Abscheren einer Querträgerverbindung zwischen den Überbauzügen B und C, welche sich ebenfalls in diesem Bereich befand.

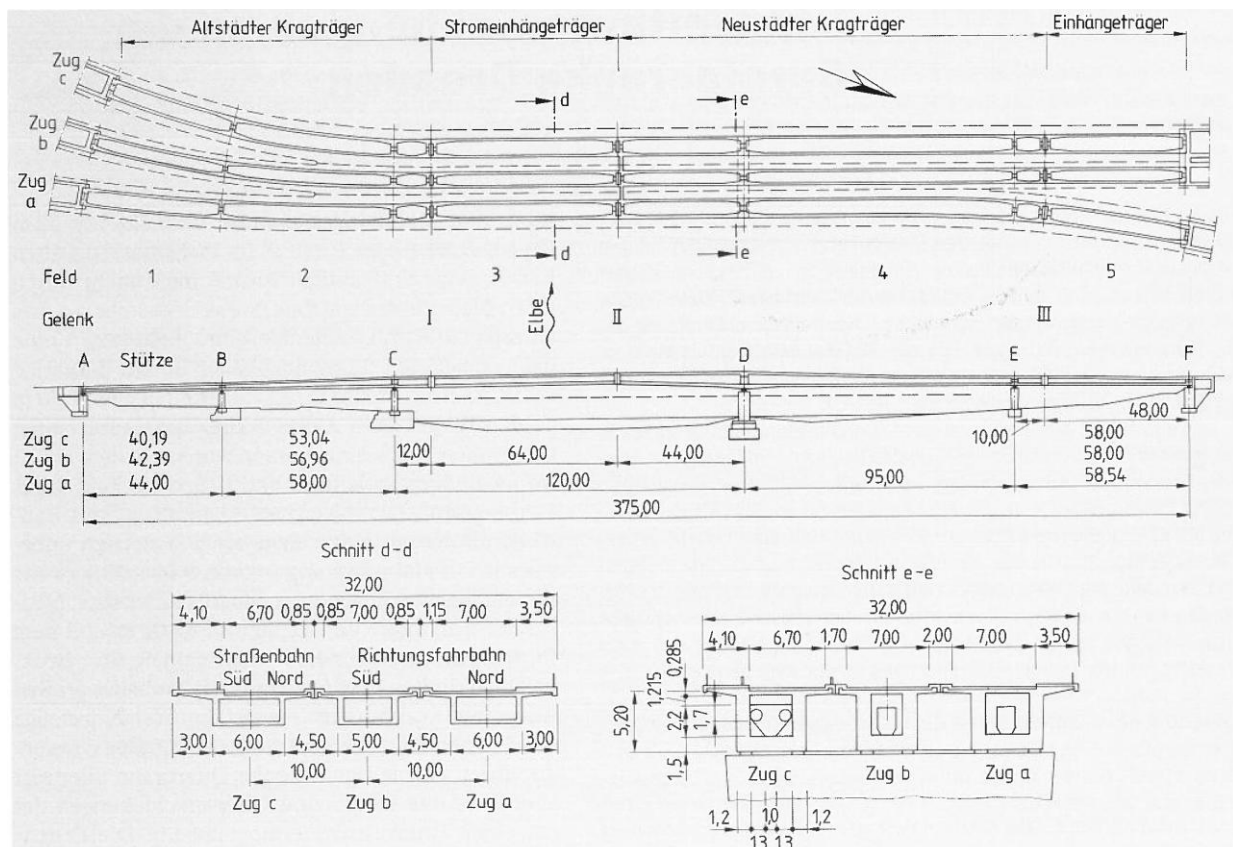
Der Einsturz ereignete sich zu einem Zeitpunkt, zu welchem kein hohes Verkehrsaufkommen auf der Brücke auftrat. Der betroffene Überbauzug C war zum Zeitpunkt des Einsturzes sogar vollständig ohne Verkehrsbeanspruchung, weshalb glücklicherweise auch keine Personen zu Schaden kamen. Aus Videoaufnahmen ist bekannt, dass ca. 8 Minuten vor dem Einsturz eine Straßenbahn die Brücke querte, ohne Auffälligkeiten bzw. ein ankündigendes Verhalten der Brücke auf den bevorstehenden Einsturz zu bemerken.

Auch langfristige Beobachtungen an der Brücke gaben keine Hinweise auf einen entsprechend schlechten Bauwerkszustand, so dass das Versagen einem Versagen ohne Vorankündigung zugeordnet werden muss. Für die vorliegende Situation ist die Aufklärung der Einsturzursache und des Einsturzvorgangs von wesentlichem Interesse. Zur Aufklärung beitragen kann die Betrachtung des Bauwerkswiderstands und der aufgetretenen Einwirkungen, wobei dies sowohl auf der Systemebene als auch auf der Querschnittsebene erfolgt. Dabei ist zu unterscheiden, ob es sich um theoretische (rechnerische) Betrachtungen oder am Bauwerk tatsächlich vorgefundene Bedingungen handelt. In dem vorliegenden Dokument werden nur theoretische Betrachtungen geführt. Die Grundlage hierfür bilden die Bestandsstatik und Ursprungsplanung der Brücke, wobei am Bauwerk neu gewonnene Erkenntnisse bzw. gesichert bekannte Randbedingungen zum Zeitpunkt des Teileinsturzes mit in die Betrachtung einfließen.

### 1.2 Beschreibung des Bauwerks

Die Carolabrücke bildete einen wesentlichen Baustein der Nord-Süd-Verbindung in Dresden und überführt die B172 über die Elbe. Die Brücke wurde ab 1968 (Überbauten ab 1969) gebaut und 1971 dem Verkehr übergeben. Die Brücke besteht aus drei separaten Überbauzügen (A, B, C) wobei zwei

Überbauzüge (A und B) den Straßenverkehr (jeweils 2 Fahrbahnen je Richtung) und ein Überbauzug (C) die zweigleisige Straßenbahntrasse aufnimmt. Die beiden außenliegenden Überbauzüge nehmen zudem jeweils noch einen Fuß- und Radweg auf und haben daher eine 1 m größere Querschnittsbreite des Hohlkastens sowie größere Kragarme der Fahrbahnplatte. Zudem wurden durch den Überbau Zug C zwei Fernwärmeleitungen DN600 und durch den Überbau Zug A eine Wasserleitung und eine Gasleitung jeweils als DN500 geführt.



**Abbildung 1:** Draufsicht, Längsschnitt und Ansicht der Carolabrücke mit Bezeichnung der einzelnen Bereiche [U1]

Das Bauwerk wurde über mehrere Jahre in verschiedenen Bauabschnitten in Längs- und Querrichtung errichtet. Dabei wurde nach aktuellem Kenntnisstand in Querrichtung immer mit dem Zug C begonnen und der jeweilige Herstellungsabschnitt der Längsrichtung für alle drei Überbauzüge vollendet. Erst anschließend erfolgte der Baubeginn in einem weiteren Bauabschnitt der Längsrichtung wiederum mit dem Überbauzug C. Beginnend am Altstädter Kragträger, folgend vom Neustädter Kragträger und dem Neustädter Einhängeträger wurde die Längsrichtung mit der abschließenden Herstellung des Stromeinhängeträgers komplettiert. Der Zug C war daher der Überbauzug, bei welchem die praktische Umsetzung der Planung sowie die Herstellungstechnologie erstmalig erfolgte. Somit ist davon auszugehen, dass am Zug C die meisten offenen Punkte zwischen Planung und Ausführung auftraten, die im Rahmen der direkten Ausführung zu behandeln waren.

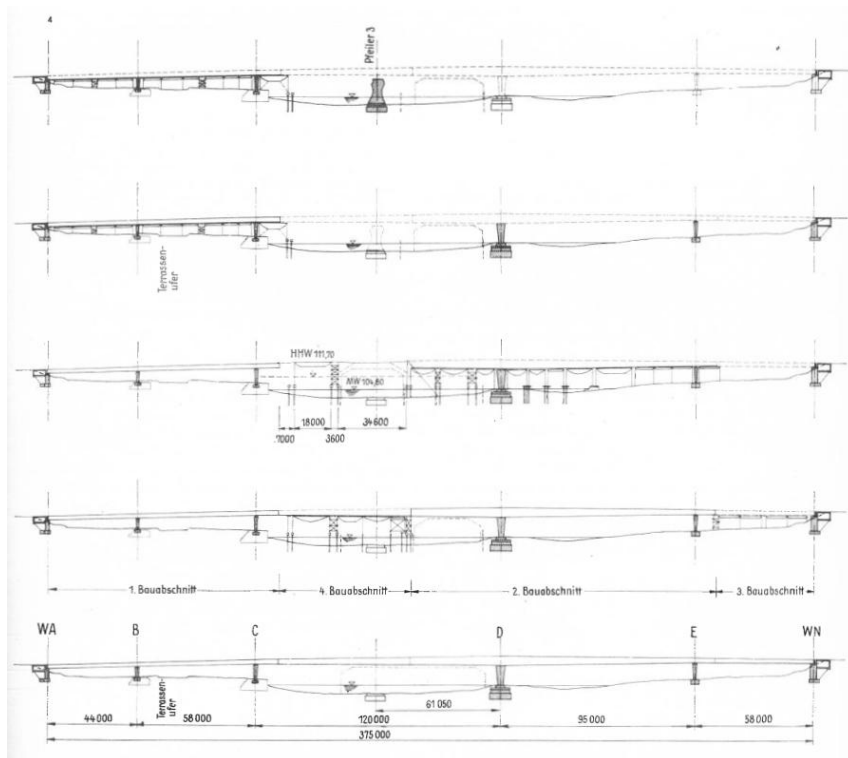
Der Altstädter Kragträger wurde als ein Zweifeld-Durchlaufsystem mit angeschlossenem Kragarm ausgebildet und befindet sich im Bereich der Achse A bis über die Achse C hinaus. Der Neustädter



Kragträger ist als Einfeldträger mit beidseitig angeschlossenen Kragarmen in der Achse D und E gelagert. Den Lückenschluss zwischen Neustädter Kragträger und Achse F (Widerlager Neustädter Seite) bildet der Neustädter Einhängeträger. Dieser liegt am Widerlager verschieblich gelagert auf und ist über ein Gussgelenk [U3] an den Kragarm des Neustädter Kragträgers angeschlossen. Den Lückenschluss zwischen den elbeseitigen Kragarmen des Altstädter und des Neustädter Kragträgers bildet der Stromeinhängeträger. Der Stromeinhängeträger ist als Einfeldsystem realisiert und mittels Gussgelenken mit den benachbarten Überbaubereichen verbunden.

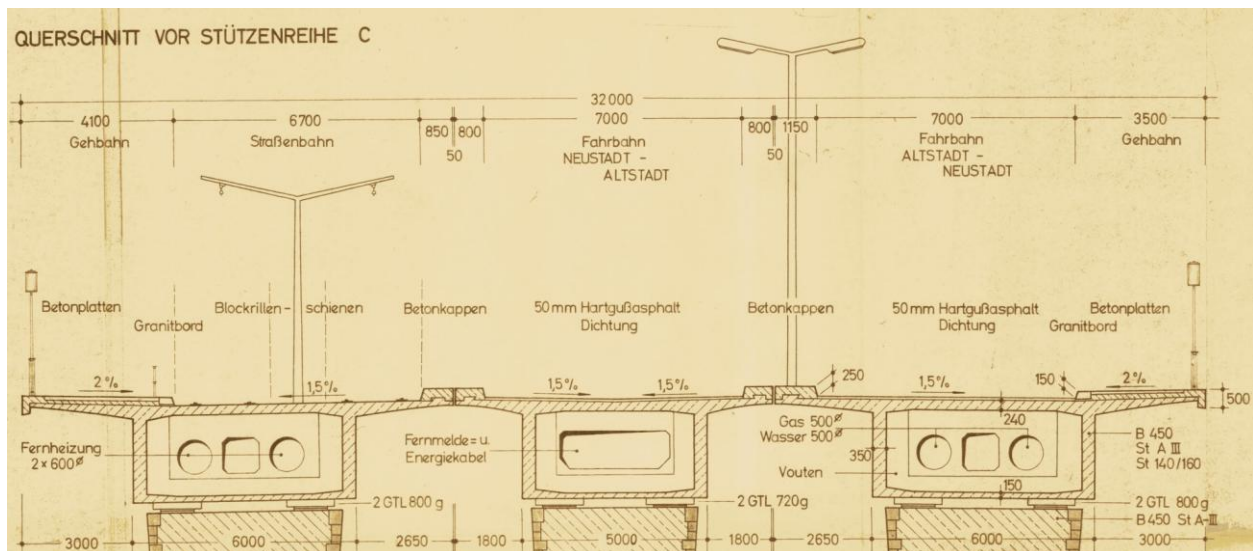
Für die Bemessung, der für die Herstellung des Bauwerks auftretenden Bauzustände an einzelnen Teilsystemen wurde es erforderlich, den Querschnittswiderstand durch Variation der Spannglieder anzupassen. Die Variation der Spannglieder erfolgte derart, dass bereichsweise Spannglieder nur für Bauzustände aktiviert waren (Montagespannglieder) und bereichsweise Spannglieder erst mit der Herstellung weiterer Bauabschnitte aktiviert wurden (nachträgliche Spannglieder). Hierdurch ergab sich nach aktuellem Kenntnisstand die Situation, dass nachträglich vorgespannte Spannglieder zum Teil eine lange Verweildauer in den Hüllrohren im Bauteil aufwiesen, ohne dass diese vorgespannt noch verpresst waren. Wie lange die tatsächlichen Verweildauern betroffener Spannglieder waren und ob für diese Spannglieder temporäre Korrosionsschutzmaßnahmen durchgeführt wurden, kann aus den vorliegenden Unterlagen nicht abgeleitet werden und ist daher nicht bekannt.

Aufgrund des Bauprozesses, der geometrisch z. T. ungleichen Überbauquerschnitte und der zeitabhängigen Verformungen des Betons wiesen die drei Überbauten nach ihrer Herstellung keine einheitliche Gradientenhöhe auf. Um die Gradienten der drei Überbauten ungefähr auf die gleiche Höhe auszurichten, wurde daher bei Gelenk II eine Querträgerverbindung realisiert, an welcher ein Höhenausgleich zwischen den Überbauten vorgenommen werden konnte, der sich anschließend fixieren ließ [U1], [U4]. Eine Aussage zu dem tatsächlich vorgenommenen Höhenausgleich während der Bauarbeiten ist in den Bestandsunterlagen nichts enthalten. Auch zum Zeitpunkt des Höhenausgleichs konnten keine Angaben gefunden werden, weshalb nicht geklärt ist, wann die Ausbaulasten aufgebracht wurden. Aus bautechnischer Sicht wird unterstellt, dass der Höhenausgleich vor dem Aufbringen der Ausbaulasten erfolgte.



**Abbildung 2:** Bauzustände der Längsrichtung der Carolabrücke [U1]

Wie bereits benannt, weisen die separat fungierenden Überbauzüge jeweils einen Hohlkastenquerschnitt auf. Die geometrischen Abmessungen für die beiden äußeren Züge A und C sind gleich, wogegen der Hohlkasten Zug B einen 1 m schmaleren Kasten sowie kürze Kragarme der Fahr-bahn-platte hat. In Längsrichtung nimmt die Überbauhöhe von Achse A bzw. von Achse F (siehe Abbildung 1) in Richtung Achse D zu. In Achse D beträgt die Höhe bei allen drei Zügen ca. 5,20 m. Neben den angepassten Hohlkastengeometrien der Überbauzüge kann den Bestandsunterlagen ebenfalls entnommen werden, dass für die drei Züge gesonderte Verkehrslastbeanspruchungen bei der Bemessung Berücksichtigung fanden, die sich auch auf die Anzahl der einzubauenden Spannglieder auswirkte. Dieser Unterschied ist für die Züge A und C von besonderem Interesse, da hieraus auch für diese Züge eine differenzierte Planung und Ausführung folgte.



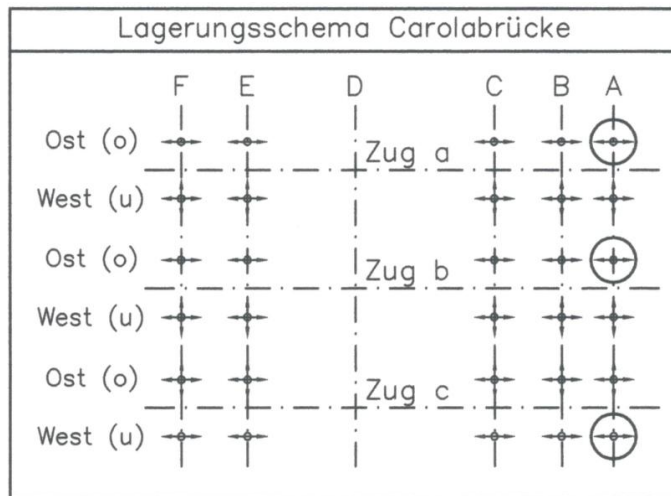
**Abbildung 3:** Querschnitt der Überbauzüge A, B und C an der Achse C [U1]

Die äußeren Abmessungen der Hohlkästen bleiben in Querrichtung unverändert. Eine Ausnahme bildet hierbei die Kragarmlänge der Fahrbahnplatte der innenliegenden Kragarme, die in den Randfeldern der Längsrichtung eine geringfügige Kürzung erfahren. Ins Querschnittsinnere erfolgt nach statischen Erfordernissen eine Stegvoutung mit unterschiedlichen Stegdicken im Bereich der Auflagerachsen B bis E. Die Bodenplatte weist über die Brückenlängsrichtung eine zunehmende Dicke in Richtung der Achse D auf. Ihre Höhe nimmt dabei von 18 cm in den Randfeldern auf 150 cm an der Achse D zu. Demgegenüber ist die Höhe der Fahrbahnplatte in Längsrichtung mit 28,5 cm unveränderlich. Lediglich in den Anschlussbereichen an die Querträgerscheiben liegen kurze gevoutet Bereich vor. Zudem weisen sowohl Fahrbahnplatte als auch Bodenplatte in Querrichtung zu den Steganschnitten hin eine Voutung auf.

### 1.3 Statisches System der Carolabrücke

Das Längssystem der Brücke kann in zwei Bereiche unterteilt werden. Bereich 1 bildet der Altstädter Kragträger als einfach statisch unbestimmtes Zweifeld-Durchlaufsystem mit angeschlossenem Kragarm. Bereich 2 kann als statisch bestimmter Gerberträger aufgefasst werden, der von Gelenk I nachfolgend zu Achse C bis zum Brückenenden in Achse F verläuft. Neben dem Gelenk I befindet sich ein weiteres Gelenk, das Gelenk II zwischen den Achse C und D sowie das Gelenk III zwischen den Achsen E und F. Die Felder 1, 2 und 5 weisen geringfügig unterschiedliche Feldlängen in den einzelnen Überbauzügen auf. Dabei liegt der Unterschied im Bereich I zwischen Achse A und Gelenk I bei ca. 6,5 m und im Bereich II zwischen Gelenk I und Achse F bei lediglich 0,5 m. Die Längendifferenzen ergeben sich aus den unterschiedlichen Krümmungen der Überbauzüge im Grundriss im Bereich I bzw. im Randfeld des Bereichs II, haben jedoch auf die statischen Nachweise nur geringe Auswirkungen.





**Abbildung 5:** Lagerungsschema der Überbauzüge A, B und C an der Achse C [U16]

Wirken die Überbauzüge A, B und C ohne eine Kopplung untereinander ist der Bereich 1 in Längsrichtung 1-fach statisch unbestimmt und der Bereich 2 wäre statisch bestimmt. Infolge der am Gelenk II hergestellten und fixierten Querträgerverbindung, die dem Höhenausgleich diente, sind die Überbauten jedoch nicht voneinander getrennt. Aus der Querträgerverbindung, die als sekundäres Tragsystem betrachtet werden kann, ergibt sich für das Gesamtsystem der Brücke (alle drei Überbauten) eine statische Unbestimmtheit, die Umlagerungsmöglichkeiten von Schnittgrößen zulässt. Die Umlagerungsmöglichkeiten von Schnittgrößen wurden von der Bestandsstatik betrachtet und der lastverteilende Effekt als positiver Einfluss bewertet. Unabhängig davon wurden die Überbauten für die maximalen Einwirkungen als alleinstehende Systeme bemessen. Auf die Auswirkung der Querträgerverbindung auf das Gesamtsystem und im speziellen auf den Bereich Achse D – Gelenk II wird in einem folgenden Abschnitt eingegangen.

Das Gesamtmodell der Carolabrücke wurde als Stabwerk modelliert. Für jeden Brückenzug wurde ein Stabzug mit den entsprechend variablen Querschnitten gemäß Bestandsplanung abgebildet. Dabei erfolgten die Lagerung und die Anordnung der Gelenke gemäß Abbildung 4. Zudem wurde die Querträgerverbindung berücksichtigt. Diese wurde mit ihren Querschnittsabmessungen als Stab biegesteif an das jeweilige Längssystem angeschlossen. Jedem Überbau wurde jeweils die halbe Länge der Querträgerverbindung zugeordnet und die Stäbe mit einem mittig liegenden Gelenk verbunden. Die Gelenke sind so definiert, dass sie lediglich in vertikaler Richtung Kräfte übertragen. Eine Modellierung weiterer Querträgerscheiben erfolgte nicht, da deren Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung, insbesondere auf die Biegemomente und vertikalen Querkräfte der Längsrichtung, als vernachlässigbar eingeschätzt werden. In Abschnitt 3.1 wird näher auf die Modellbildung eingegangen.

#### 1.4 Beschreibung Versagensvorgang

Die prinzipielle Beschreibung des Versagensvorgangs wird im Hauptdokument vorgenommen. An dieser Stelle sollen nochmal die statisch relevanten Punkte aufgeführt werden.

- Der Querschnitt in Achse D des Zugs C ist durch Spannstahlausfall geschwächt, die Kragarmspitze möchte sich absenken.
- Die Kragarmspitze wird durch die Querträgerverbindung am Gelenk II zum Zug B gestützt, wodurch sich die Momentenbeanspruchung in Achse D reduziert.
- Durch die Kraftumlagerung an der Querträgerverbindung findet der Zug C im Kragarmbereich ein neues Gleichgewicht mit einer reduzierten Tragfähigkeit in Achse D und einer Kraftübertragung über die Querträgerverbindung am Gelenk II in den Zug B (und A).
- Dieses Gleichgewicht stellt sich bei fortschreitender Schädigung (Spannstahlausfall) an der Achse D so lange ein, bis entweder die Tragfähigkeit der Querträgerverbindung oder die Tragfähigkeit von Zug B überschritten wird.
- Fällt die Unterstützung des Zugs C an der Querträgerverbindung weg, erfährt der Querschnitt in Achse D eine enorme Steigerung seiner Biegebeanspruchung, da der Kragarm dann wieder die volle Beanspruchung aufnehmen musste.
- Da die vorliegende Schädigung in der Achse D, Zug C jedoch bereits so groß war, dass sich der Kragarm auf die Querträgerverbindung abgelegt hatte, konnte er folglich die gesteigerte Biegebeanspruchung nicht mehr aufnehmen und es kam zum Biegeversagen des Querschnitts im Bereich Achse D.
- Auf Videoaufnahmen einer Kamera vom Bug eines Schiffes der Weißen Flotte [U20] ist nicht zu erkennen, dass die Querträgerverbindung vor der Achse D versagt hat. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Vorgänge des Versagens in Achse D und des Versagens der Querträgerverbindung nahezu zeitgleich stattfanden.
- Aus dem vorgehenden Punkt wird geschlussfolgert, dass die Achse D zum Einsturzzeitpunkt bzw. kurz zuvor eine einsturzinitiierende Schädigung erfuhr, wodurch die Querträgerverbindung überbeansprucht wurde. Es konnte sich kein Gleichgewicht mehr einstellen.
- Mit Abreißen der Querträgerverbindung versagt die Achse D und es bilden sich zwei kinematische Ketten aus. Die kinematischen Ketten wirken jeweils in Richtung der Widerlager (Achse A und Achse F).
- Der Bereich von Achse D zu Achse F findet einen neuen Gleichgewichtszustand und bleibt mit großen Verformungen stehen. Der Bereich von Achse D in Richtung Achse A findet nur bereichsweise von Achse A bis Gelenk I einen neuen Gleichgewichtszustand. Der Bereich von Gelenk I bis Achse D hingegen ist durch den Stromeinhängeträger, der als Gerberträger funktioniert, nicht in der Lage einen neuen Gleichgewichtszustand einzunehmen und stürzt ein.
- Der Querschnitt in Achse D versagt vollständig nach dem Versagen der Querträgerverbindung durch ein sekundäres Biegedruckzonenversagen.

## 2 Kenntnisse und Randbedingungen vor dem Einsturzereignis

### 2.1 Prinzipielle Belastungshistorie

Für die Beantwortung der Frage, warum gerade der Zug C eingestürzt ist, kann ein Blick auf die Belastungshistorie der Überbauzüge einen weiteren Erkenntnisgewinn liefern. Diese zeigt neben der Verkehrsart – Straßenbahn oder Kraftfahrzeuge – ebenfalls einen wesentlichen Unterschied. Während für die Straßenbahn von einer grundsätzlichen Zunahme der täglichen Überfahrten im Laufe der Bauwerksnutzung ausgegangen werden kann, könnte sich der Schwerlastverkehrsanteil der Kraftfahrzeuge durch die Eröffnung neuer Verkehrswege (Autobahn, Waldschlößchenbrücke) nach einer anfänglichen Zunahme auch wieder reduziert haben. Somit könnte der Zug C einer höheren Ermüdungsbeanspruchung gegenüber den Zügen A und B ausgesetzt gewesen sein, welche den Einsturz durch progressive Schädigung begünstigt hat.

### 2.2 Belastung bei Regelbetrieb Straßenbahn

Bei der Belastung des Brückenzugs C ist im Regelbetrieb nicht davon auszugehen, dass sich Stausituationen auf der Brücke ergeben bzw. die Straßenbahnfahrzeuge sehr dicht hintereinander über die Brücke fahren. Es ist auch nicht bekannt, dass entsprechende Situationen auf der Brücke auftraten, die mit dem Einsturz in Verbindung gebracht werden können. Für die Stunden vor dem Einsturz ist dokumentiert bzw. kann zurückgefolgt werden [U21], dass sich zumindest zwei Straßenbahnen auf dem Kragträger bzw. Stromeinhängeträger befanden. Diese Straßenbahnen fuhren jedoch nicht in die gleiche Richtung, sondern könnten sich im Bereich des Gelenks II begegnet sein. Diese Lastsituation wird für die nachfolgenden Betrachtungen als Referenz herangezogen, da diese vom Zug C vermutlich noch wenige Stunden vor dem Einsturz ertragen werden konnte.

### 2.3 Verkehrsbelastung kurz vor dem Einsturz

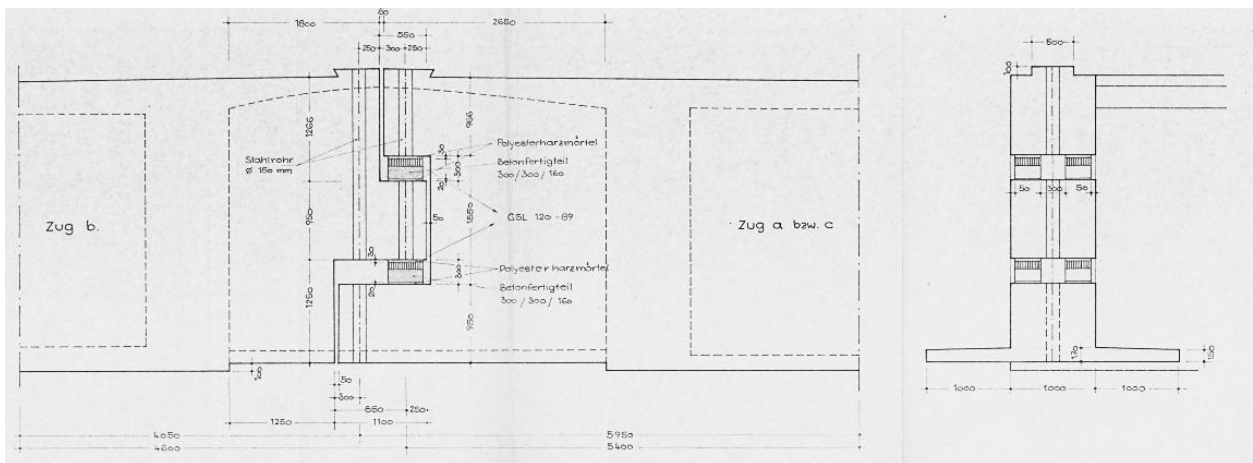
Auf dem Video der sächsischen Dampfschiffahrt [U20] ist zu sehen, dass ca. 8 Minuten vor dem Einsturz eine Straßenbahn aus Richtung Altstadt kommend, die Brücke überquerte. Eine Straßenbahnbegegnung kurz vor dem Einsturz ist hingegen nicht dokumentiert. Es wird daher angenommen, dass diese Straßenbahnüberfahrt gemeinsam mit weiteren Einwirkungen den Schadenprozess, der zum Einsturz führte, initiiert hat. Daher könnte zum Zeitpunkt des Einsturzes eine Einwirkung aufgetreten sein, die ca. die Größenordnung einer Straßenbahn bzw. etwas höher aufwies und zusammen mit der tatsächlichen Straßenbahnüberfahrt den Schadensprozess in Achse D, Zug C initiierte.

### 2.4 Querträgerverbindung am Gelenk II

Die Querträgerverbindung zwischen den Überbauzügen A, B und C am Neustädter Kragträger kurz vor dem Gelenk II (Kragarmspitze) wurde ursprünglich erforderlich, um herstellungsbedingte Durchbiegungsunterschiede an der Kragarmspitze zwischen den drei Zügen auszugleichen. Die Konstruktion war so ausgelegt, dass durch einen Spannbolzen der Höhenausgleich vorgenommen wurde und eine Festsetzung der Konstruktion im ausgeglichenen Zustand durch den Einbau von Gummischichtenlagern erfolgte. Über die beim Einbau vorgenommene Höhenkorrektur bzw. Verschiebung

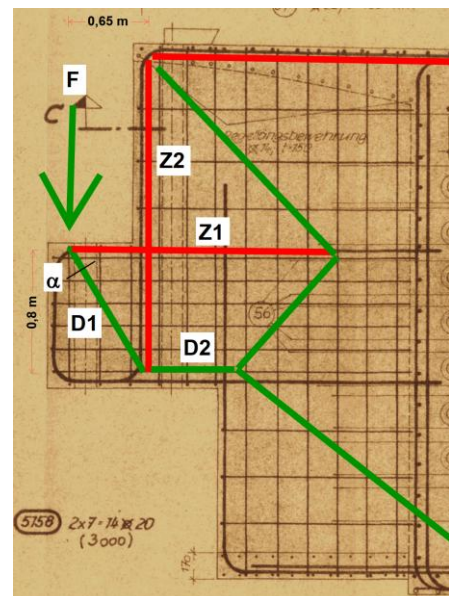
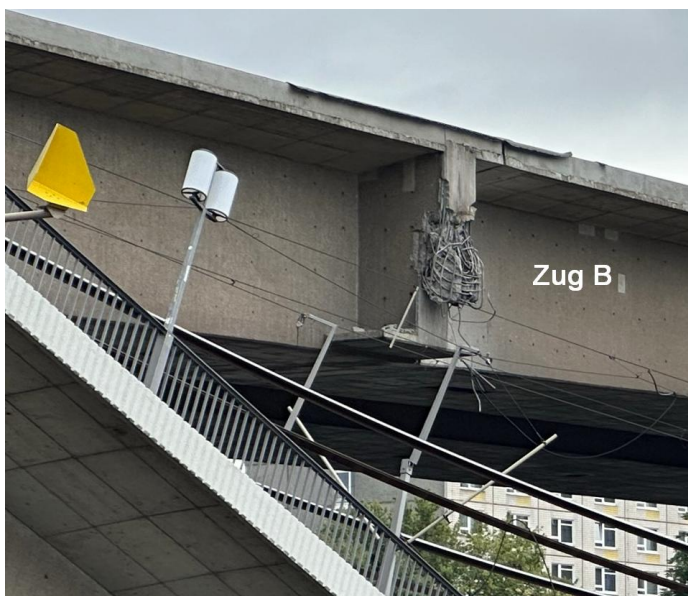


der Überbauten liegen keine Informationen vor. Neben der Einstellung der Höhen fungiert die Querträgerverbindung ebenfalls als lastverteilendes Element, was bei der ursprünglichen Berechnung der einzelnen Überbauten keine Berücksichtigung fand, da diese für Verkehrslasten lastverteilend wirkt. Alle drei Brückenzüge wurden als separate Bauwerke für die volle Verkehrsbeanspruchung bemessen. Unabhängig davon wurde ermittelt, dass sich eine auf Zug B an der Querträgerverbindung befindliche Einzellast zu jeweils 28 % auf die benachbarten Überbauten umlagert und nur 44 % der Last durch den Zug B abgetragen werden. Im Folgenden ist die Querträgerverbindung dargestellt und es wird ihre Tragfähigkeit ermittelt.



**Abbildung 6:** Auszug Schalplan der Querträgerverbindung [U1]

Beim Versagen der Querträgerverbindung war die Konsole von Zug B maßgebend, welche zwischen den Auskragungen der Querträgerverbindung des Zuges C gelagert war.



**Abbildung 7:** Abgerissene Querträgerverbindung nach Einsturz (links) und Stabwerkmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit



Limitierend für die Tragfähigkeit der Verbindung ist die Konsolenbewehrung der Querträgerverbindung Zug B bzw. die Ausbildung der zugehörigen Druckstrebe. Gemäß Bestandsunterlagen [U1] wird die Zugbeanspruchung die sich bei  $Z_1$  ergibt, von einer Bewehrung  $8\varnothing 32$  aufgenommen. Detaillierte Angaben zu den Materialkennwerten sind in Abschnitt 3.2.2 gegeben. Es ergeben sich folgende aufnehmbare Kräfte:

$$A_{s,Z1} = A_{s,Z2}: 8 \varnothing 32 \text{ mm} \rightarrow A_s = 8 \cdot 8,04 \text{ cm}^2 = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$Z_1 = Z_2 = A_s \cdot f_y = 64,3 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ kN / cm}^2 = 2,57 \text{ MN} \quad \text{bzw.}$$

$$Z_{1,\max} = Z_{2,\max} = A_s \cdot f_{y,\max} = 64,3 \text{ cm}^2 \cdot 57 \text{ kN / cm}^2 = 3,665 \text{ MN} \quad (\text{mit Stahlverfestigung im Fließbereich})$$

Mit  $Z_1$  lässt sich die maximale Kraft  $D_1$  und anschließend die Kraft  $F$  bestimmen. Diese ist abhängig von der Höhe der sich ausbildenden Druckzone bzw. dem sich ergebenden Winkel  $\alpha$ :

$$\alpha = \arctan(0,65 / 0,65) = 45^\circ$$

$$D_1 = Z_1 / \cos(\alpha) = 3,63 \text{ MN}$$

$$F = Z_2 = D_1 \cdot \sin(\alpha) = 2,57 \text{ MN}$$

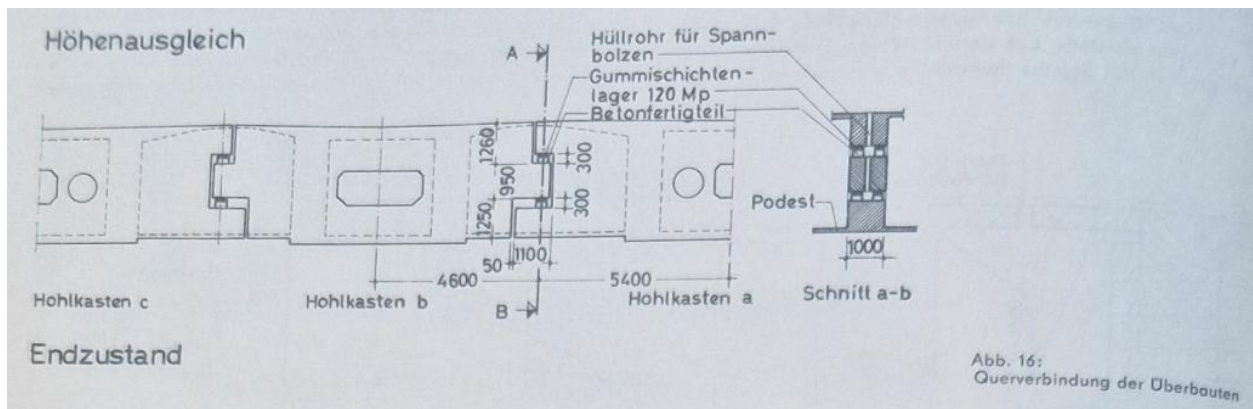
**Tabelle 1:** Tragfähigkeit der Querträgerverbindung in Abhängigkeit der Druckstrebenneigung und für Betonstahl ohne und mit Verfestigung

$Z_1$ [MN]	2,57	2,57	2,57
Winkel $\alpha$ [Grad]	40	45	50
$D_1$ [MN]	3,35	3,63	3,99
$F = Z_2$ [MN] ( $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$ )	2,15	2,57	3,06
$F = Z_2$ [MN] ( $f_y = 600 \text{ N/mm}^2$ )	3,06	3,66	4,36
$b_{\text{Druckstrebe}}$ [cm]	80	80	80
$h_{\text{Druckstrebe}}$ [cm]	4,1	7,2	12,3

Mit der Annahme einer Druckstrebenbreite im Querschnitt von  $b = 80 \text{ cm}$  und einer mittleren Betondruckfestigkeit von  $f_{cm} = 45 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich eine maximale Druckstrebenhöhe von  $h = 12 \text{ cm}$  für die Druckkraft von  $4,36 \text{ MN}$ . Somit wird ein Druckstrebenversagen als nicht wahrscheinlich angesehen. Detaillierte Angaben zur angenommenen Betondruckfestigkeit sind in Abschnitt 3.2.1 gegeben.

Aus Unterlage [U1] kann zusätzlich entnommen werden, dass die verbauten Gummischichtenlager für eine Beanspruchung von je  $120 \text{ Mp}$  ausgelegt sind. Dies entspricht bei zwei Lagern je Kraftübertragungsfuge eine Gesamtkraft von  $2,40 \text{ MN}$ , was in Übereinstimmung mit der vorhergehenden Betrachtung ist.

Ausgehend von einer übertragbaren Einzellast von  $3 \text{ MN}$  über die Querträgerverbindung, könnte das Moment in der Achse D, Zug C um folgenden Betrag reduziert werden:  
 $\Delta M_{D,\text{red,QTV}} = 3 \text{ MN} \cdot 42 \text{ m} = 126 \text{ MNm}.$



**Abbildung 8:** Auszug Bestandsplan Höhenausgleich an der Querträgerverbindung [U1]

Nach dem Teileinsturz von Zug C wurde die Querträgerverbindung zwischen Zug A und Zug B betrachtet. Die Aufnahmen zeigen keine offensichtlichen Schädigungen/Risse bzw. keinen unplanmäßigen Zustand, so dass angenommen werden kann, dass die Querträgerverbindung zwischen Zug A und Zug B weiterhin intakt ist.



**Abbildung 9:** Blick auf die Querträgerverbindung zwischen Zug A und Zug B nach dem Einsturz

## 2.5 Messwerte der Carolabrücke

Im Zuge der Bauwerksbewertung und Überwachung wurden verschiedene Messwertaufnehmer an der Carolabrücke installiert, welche Hinweise zum Einsturzhergang liefern. Eine Übersicht über die Messstellenanordnung und die jeweiligen Zeiträume, in denen die Sensoren Messdaten geliefert haben, ist im Hauptdokument ausführlich beschrieben.

KAPITEL	Gutachterliche Leistungen		
BLOCK	Anlage zum Gutachten - Statische Untersuchungen	INDEX	a
VORGANG	Kenntnisse und Randbedingungen vor dem Einsturzereignis	SEITE	18 / 87

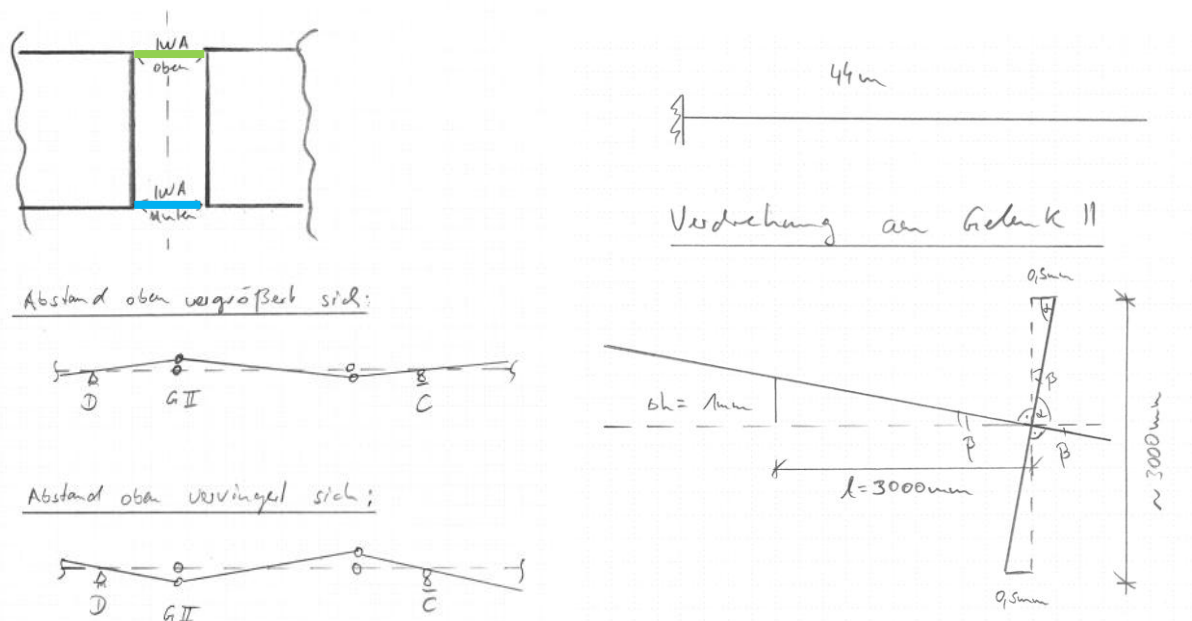
## 2.6 Temperaturbeanspruchung vor dem Einsturz

Es ist bekannt, dass zum Zeitpunkt des Einsturzes bzw. in den Stunden zuvor ein Temperatursturz der Umgebungstemperatur der Carolabrücke auftrat. Dabei kühlte sich die Luft erheblich ab, was vermutlich zu zusätzlichen Biegebeanspruchungen in der Achse D des Zugs C aber auch zu zusätzlichen Eigenspannungen in diesem Bereich geführt hat. Temperaturaufzeichnungen an der Carolabrücke Zug A im Bereich des Gelenks III bestätigen grundsätzlich die Abkühlung des Überbaus. Infolge der konstruktiven Gegebenheiten der Hohlkästen in Brückenlängsrichtung (insbesondere variierende Dicke der Bodenplatte) und der unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten zwischen Zug C und Zug A/B auf ist eine gleichmäßige Temperaturänderung über die Länge des Bauwerks und zwischen den Zügen A, B und C nicht gegeben. Es ist in der weiteren Betrachtung davon auszugehen, dass die linearen Temperaturunterschiede zwischen der Ober- und Unterkante des Querschnitts über die Bauwerkslänge in Abhängigkeit der Dicken der Fahrbahn- bzw. Bodenplatte variieren. Zudem wird die Fahrbahnplatte Zug C eine schnellere Auskühlung erfahren haben, da eine dämmende Asphaltschicht nicht vorhanden ist.

Aus [U5] ist bekannt, dass die vertikalen Verschiebungen  $u_z$  der Kragarmspitzen am Gelenk II temperaturbedingt ein Heben bis 20 mm und ein Senken bis 80 mm vollführen können. Je nach vorliegenden Temperaturbedingungen bei den einzelnen Zügen der Carolabrücke können durch die Querträgerverbindung daher Änderungen bei der Biegebeanspruchung in der Achse D hervorgerufen worden sein, die für einzelne Überbauten entlastend oder belastend wirkten.

## 2.7 Gelenkverformungen vor dem Einsturz

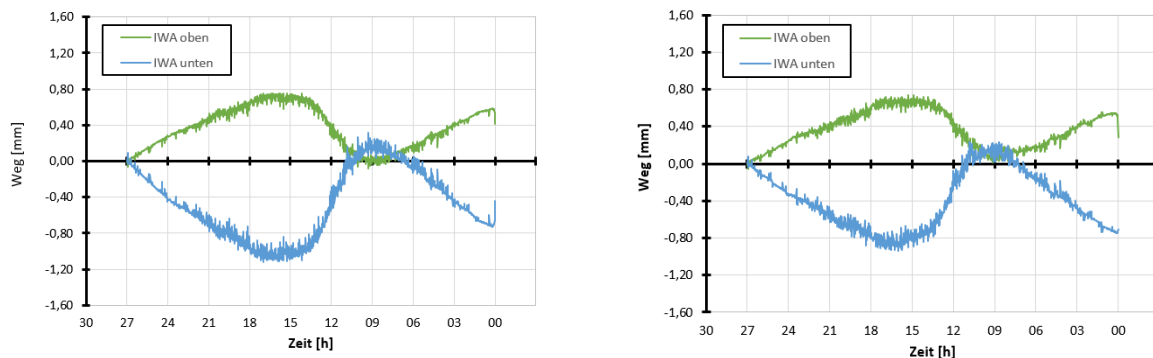
Neben den Temperaturen im Zug A wurden auch die Gelenkspaltänderungen im Gelenk II von Zug A und Zug C gemessen. Bevor auf die eigentlichen Messungen eingegangen wird, ist folgend dargestellt, welche Messwerte zu welchen Überbauverformungen führen.



**Abbildung 10:** Schematische Darstellung Gelenkspaltänderung und zugehörige Überbauverformung (links) und Prinzip der Ermittlung der Vertikalschiebung der Kragarmspitze Neustädter Kragträger am Gelenk II aus den gemessenen Gelenkspaltänderungen (rechts)

Mit der Annahme, dass die Gelenkspaltänderung nur aus einer Verdrehung des Kragarms resultiert, ergibt sich bei einer Gelenkverdrehung mit Abstandsänderungen von jeweils 0,5 mm an der Ober- und Unterseite des Hohlkastens innen (Höhe IWA-Messung) und einer Kragarmlänge von 44 m eine Vertikalverschiebung von  $u_z = (0,5 \text{ mm} + 0,5 \text{ mm}) \cdot 44 \text{ m} / 3 \text{ m} = \text{ca. } 15 \text{ mm}$  an der Kragarmspitze (Berechnung als Starrkörper).

Die Gelenkspaltmessungen in den Zügen A und C in den 24 h vor dem Einsturz zeigten keine Unregelmäßigkeiten. Die Fugenspalte öffnen bzw. schließen sich mit der Erwärmung bzw. Abkühlung des Überbaus. Zudem zeigen die auf den Zeitpunkt 27 h vor Einsturz referenzierten Messwerte für Zug A und Zug C eine gute Übereinstimmung bzw. lässt sich für Zug C keine Unregelmäßigkeit erkennen, die auf den bevorstehenden Teileinsturz hindeutet. Ab ca. 9 h vor dem Einsturz lässt sich die Abkühlung der Überbauten erkennen, die durch die schnellere Auskühlung der Fahrbahnplatte gegenüber der Bodenplatte, zu einem Heben der Kragarmspitze führt. Insbesondere bei dem IWA unten lässt sich der stärkere Temperaturabfall gegenüber dem Vortag durch einen steileren Abfall (schnelleres Verringern des Fugenspaltes) erkennen.



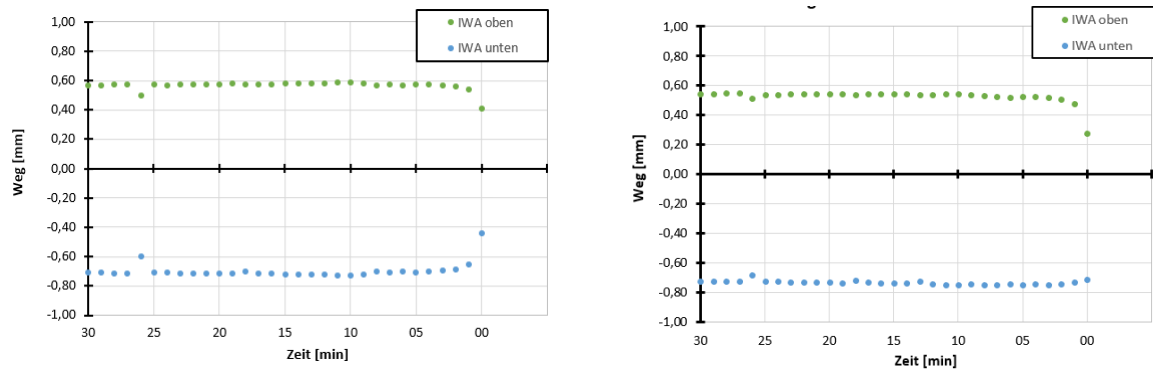
**Abbildung 11:** Gelenkspaltmessungen Gelenk II Zug A (links) und C (rechts) referenziert auf 27 h vor Einsturz [U22]

Aus den gemessenen Gelenkspaltbewegungen kann die Bewegungsgeschwindigkeit der Überbauten wie folgt bestimmt werden (Kragarmverschiebung  $u_z$  bis ca. 35 min vor Einsturz (negativ = Heben)):

- $\Delta_{\text{oben}} = 0,4 \text{ auf } 0,51 = -0,11 \text{ mm}$
- $\Delta_{\text{unten}} = -0,47 \text{ auf } -0,68 = 0,21 \text{ mm}$
- $y_o(t) = -0,11 \text{ mm} / 120 \text{ min} \cdot t = -0,00092 \text{ mm/min} \cdot t$
- $y_u(t) = 0,21 \text{ mm} / 120 \text{ min} \cdot t = 0,00175 \text{ mm/min} \cdot t$
- $\Delta y(t) = (-0,00092 \text{ mm/min} - 0,00175 \text{ mm/min}) \cdot t = -0,00267 \text{ mm/min} \cdot t$
- Kragarmverschiebung  $u_z$  bis ca. 35 min vor Einsturz:
- $\Delta h(t) = (-0,00267 \text{ mm/min}) / 2 \cdot t \cdot 44000 \text{ mm} / 3000 \text{ mm} = \text{ca. } -0,0195 \text{ mm} / \text{min} \cdot t = -1,175 \text{ mm} / \text{h} \cdot t$

Die gleiche Betrachtung lässt sich auch für den Zeitraum ab 8 Minuten vor dem Einsturz vornehmen. Dies ist relevant, da ab diesem Zeitpunkt, der ungefähr mit der letzten Straßenbahnüberfahrt zusammenfällt,

eine Änderung in der Gelenkspaltnmessungen eintritt. Während bis ca. 10 Minuten vor dem Einsturzereignis sich die Kragarmspitze am Gelenk II in einer hebenden Bewegung befindet, ändert sich zu diesem Zeitpunkt die Bewegungsrichtung der Kragarmspitze. D. h., ab ca. 10 Minuten vor dem Einsturz senkt sich die Kragarmspitze ab und bewegt sich entgegen der Bewegungsrichtung, die mit dem Abkühlen der Überbauten einhergehen würde.



**Abbildung 12:** Gelenkspaltnmessungen Gelenk II Zug A (links) und C (rechts) ab ca. 30 min vor [U22]

Berechnung der Bewegungsgeschwindigkeit der Überbauten (Kragarmverschiebung ab ca. 10 min vor Einsturz bis Einsturz (positiv = Senken):

#### Zug A:

- $\Delta_{\text{oben}} = 0,59 \text{ auf } 0,40 = 0,19\text{mm}$
- $\Delta_{\text{unten}} = -0,71 \text{ auf } -0,44 = -0,27\text{mm}$
- $y_o(t) = 0,19\text{mm} / 10\text{min} \cdot t = 0,019 \text{ mm/min} \cdot t$
- $y_u(t) = -0,27\text{mm} / 10\text{min} \cdot t = -0,027 \text{ mm/min} \cdot t$
- $\Delta y(t) = (0,019 \text{ mm/min} - (-0,027 \text{ mm/min})) \cdot t = 0,046 \text{ mm/min} \cdot t$
- Kragarmverschiebung  $u_z$  ab ca. 10min vor Einsturz:
- $\Delta h(t) = (0,046 \text{ mm/min}) / 2 \cdot t \cdot 44000\text{mm} / 3000\text{mm} = \text{ca. } 0,674 \text{ mm} / \text{min} \cdot t$
- $\Delta h(t=10\text{min}) = 6,75 \text{ mm}$

#### Zug C:

- $\Delta_{\text{oben}} = 0,55 \text{ auf } 0,28 = 0,27\text{mm}$
- $\Delta_{\text{unten}} = -0,75 \text{ auf } -0,71 = -0,04\text{mm}$
- $y_o(t) = 0,27\text{mm} / 10\text{min} \cdot t = 0,027 \text{ mm/min} \cdot t$
- $y_u(t) = -0,04\text{mm} / 10\text{min} \cdot t = -0,004 \text{ mm/min} \cdot t$
- $\Delta y(t) = (0,027 \text{ mm/min} - (-0,004 \text{ mm/min})) \cdot t = 0,031 \text{ mm/min} \cdot t$
- Kragarmverschiebung  $u_z$  ab ca. 10min vor Einsturz:
- $\Delta h(t) = (0,031 \text{ mm/min}) / 2 \cdot t \cdot 44000\text{mm} / 3000\text{mm} = \text{ca. } 0,455 \text{ mm} / \text{min} \cdot t$
- $\Delta h(t=10\text{min}) = 4,55 \text{ mm}$

Aus der Ermittlung der Verschiebung  $u_z$  der Kragarmspitze am Gelenk II und den zugehörigen Bewegungsgeschwindigkeiten wird ersichtlich, dass die Initiierung des Schädigungsprozesses, der zum Einsturz führte, ca. 10 bis 15 Minuten vor dem eigentlichen Versagen begann. In diesen Minuten stagnierte die temperaturbedingte Hebung der Kragarmspitze und es trat eine entgegengesetzte Verschiebung ein. Das Senken der Kragarmspitze erfolgte gemäß den Messwerten linear über die Zeit. Hieraus wird ersichtlich, dass sich der Kragarm des Zugs C auf die Querträgerverbindung ablegte und weiterhin von dieser gestützt wurde. Auch wenn sich mit weiterem Ablegen der Kragarmspitze auf die Querträgerverbindung rechnerisch die Biegebeanspruchung im Querschnitt der Achse D reduzierte, fand das System zu diesem Zeitpunkt kein Gleichgewicht mehr. Die Schädigung im Bereich der Achse D, Zug C setzte sich fort, bis eine Überbeanspruchung der Querträgerverbindung auftrat. Mit dem Versagen der Querträgerverbindung geht die Unterstützung der Kragarmspitze verloren und es kommt zur plötzlichen Erhöhung der Biegebeanspruchung in Achse D durch Rückumlagerung der Schnittgröße, die zum schlagartigen Versagen des Querschnitts Achse D führte.

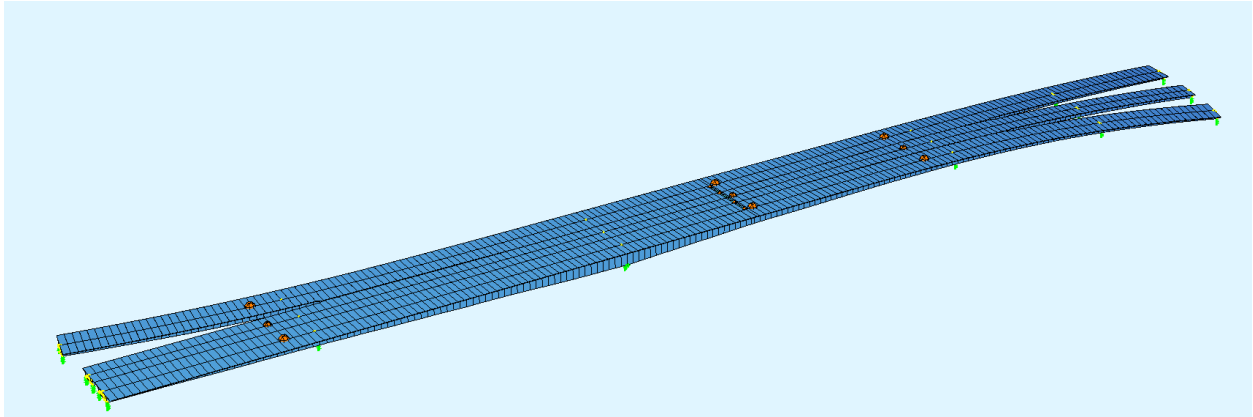
## 2.8 Widerlagerverschiebungen vor dem Einsturz

Im Rahmen des Monitorings wurden ebenfalls die Horizontalverschiebungen an den Widerlagern der Züge A und C in Achse A und Achse F gemessen. Die Messwerte zeigen für beide Züge übliche temperaturabhängige Verschiebung in gleicher Größenordnung. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass sich beide Überbauten im Rahmen ihrer Verformungsmöglichkeiten bewegten und bei Zug C keine unplanmäßigen horizontalen Zwängungen auftraten.

### 3 Modellierung Gesamtsystem

#### 3.1 Berechnungsmodell

##### 3.1.1 Allgemeine Bemerkung



**Abbildung 13:** Ansicht Berechnungsmodell in Sofistik

Die Modellbildung erfolgt mit dem FE-Programmsystem SOFISTIK Version 2024 auf Grundlage der Bestandunterlagen. Die Hohlkasten der einzelnen Züge werden jeweils als Stabmodell abgebildet, da nachfolgende Bedingungen erfüllt sind.

Nach Nachrechnungsrichtlinie [U12] dürfen ein- und mehrzellige Hohlkastenquerschnitte i.d.R. als ein Hauptträger betrachtet werden, sofern die Bedingungen gemäß DIN 1075:1981-04, Abs. 5.3 eingehalten sind:

Bedingung I:  $l_a/d = 95/5,20 = 18,27 \geq 18$

Bedingung II:  $l_a/b = 44/6 = 7,33 \geq 4$

Mit:  $l_a$  = Stützweite

$d$  = mittlere Kastenhöhe

$b$  = mittlere Kastenbreite

Auf der sicheren Seite liegend wird für Bedingung I die ungünstigste Variante aus Stützweite und maximaler Kastenhöhe und für Bedingung II die minimale Stützweite  $l_a = 44$  m angesetzt.

Das Modell soll im Wesentlichen zur Ermittlung von Schnittgrößen infolge äußerer Einwirkungen sowie der Betrachtung von Umlagerungseffekten dienen. Aus diesem Grund wurde auf die Modellierung der komplexen Spanngliedführung verzichtet. Hierbei ist zu beachten, dass insbesondere die berechneten absoluten Verformungen keine realitätsnahen Ergebnisse liefert. Es können lediglich relative Verformungen zwischen verschiedenen Zuständen bewertet werden.



### 3.1.2 Mitwirkende Plattenbreite

Die mitwirkende Plattenbreite des Querschnitts darf gemäß Handlungsanweisung Spannrisskorrosion [U11] analog zum Plattenbalken angesetzt werden. Nach DIN 1075-1981-04, Abschnitt 5.1.3 ist die volle Plattenbreite als mittragend anzusetzen, wenn die Bedingung  $b/l_i \leq 0,3$  erfüllt ist. Es sind jeweils die ungünstigsten Geometrikombinationen berücksichtigt (Aufvoutung Kragarm, kleines Feld).

Endfeld: Kragplatte:  $\max \xi = b/l_i = 3,20/(44 \cdot 0,8) = 0,091 < 0,3$

Deckenplatte:  $\max \xi = b/l_i = 5,30 \cdot 0,5/(44 \cdot 0,8) = 0,075 < 0,3$

Innenfeld: Kragplatte:  $\max \xi = b/l_i = 3,20/(58 \cdot 0,6) = 0,092 < 0,3$

Deckenplatte:  $\max \xi = b/l_i = 5,30 \cdot 0,5/(58 \cdot 0,6) = 0,076 < 0,3$

Da die Bedingung in allen Bereichen erfüllt ist, werden die vollen Querschnitte für die Modellierung und die statische Berechnung berücksichtigt.

### 3.1.3 Lagerungssystem

Die Brückenzüge sind in den Achsen A bis F jeweils vertikal unverschieblich jedoch gelenkig gelagert. Das horizontale Festlager der Längsrichtung befindet sich für alle Züge in Achse D. In den Achsen A bis C und E bis F sind horizontal verschiebliche Lager in der Längsrichtung angeordnet. Alle Lager sind in Brückenquerrichtung horizontal unverschieblich gehalten.

### 3.1.4 Querschnittsvoutung

Die variierenden Geometriemaße für die Hohlkastenstege, Deckenplatte, Bodenplatte und Querschnittshöhe entlang der Längsachse sind im Modell entsprechend den Angaben in den Bestandsunterlagen [U1] berücksichtigt. Für nichtdefinierte Bereiche sind die Maße linear interpoliert.

### 3.1.5 Bewehrung

Im Gesamtmodell wurde keine Bewehrung berücksichtigt, da das Modell lediglich zur Schnittgrößenermittlung genutzt wird. Tragfähigkeitsnachweise erfolgen auf Querschnittsebene an separaten Querschnittsbetrachtungen.

### 3.1.6 Gelenke und Querträgerverbindung

Die Gelenke I bis III sind über die SOFISTIK-internen Gelenkbedingungen als Momentengelenke  $M_y$  und  $M_z$  berücksichtigt. Alle weiteren Schnittgrößen können übertragen werden.

Die Querträgerverbindungen sind als biegesteif angeschlossene Stäbe an den Überbauten modelliert. Jeweils mittig zwischen den Zügen ist ein Gelenk angeordnet, welches gemäß [U1] eine Vertikalkraftübertragung zwischen den drei Zügen zulässt. Alle weiteren Schnittgrößen der drei Züge bleiben hingegen ungekoppelt, d. h. es können Verdrehungen in x, y und z-Richtung sowie horizontale Verschiebungen in Längs- und Querrichtung auftreten. Das Eigengewicht der Querträgerverbindung wird nicht programmintern, sondern separat als Einzellast berücksichtigt.



### 3.1.7 Querträgerscheiben an Stützenachsen und Gelenken

Die Querträgerscheiben in den Hohlkästen über den Stützen sowie im Bereich der Gelenke wurden im Modell nicht abgebildet. Ihr Eigengewicht wird über aufgebrachte Einzellasten an den entsprechenden Stellen berücksichtigt.

## 3.2 Materialkennwerte für die Ursprungsbemessung und zusätzliche Betrachtungen

Für die Betrachtung der Querschnitte werden verschiedene Materialkennwerte verwendet. Für das Nachvollziehen der Bemessung des ursprünglichen Systems (Originalstatik) und die Bestimmung der Vordehnung der Spannglieder werden die, bei Erstellung der Brücke normativ gültigen Materialkennwerte verwendet und als Arbeitslinie „Bruchzustand“ definiert. Für alle weiteren Betrachtungen werden, soweit bekannt, die Mittelwerte der Materialparameter bzw. realitätsnähere Werte angesetzt. Hierdurch soll bei weiterführenden Betrachtungen ein realistischeres Verhalten des Querschnitts abgebildet werden. Die Definitionen dieser Arbeitslinien werden als „Gebrauchszustand“ beschrieben.

### 3.2.1 Beton

#### 3.2.1.1 Bruchzustand

Für den Überbau wurde ein Beton B450 verwendet. Gemäß TGL 0-1045:1963-04 [U6] liegt eine Mindestbetonfestigkeit von  $f_{c,cube} = 450 \text{ kp/cm}^2$  (entspricht  $f_{c,cube} = 4500 \text{ N/cm}^2$  bzw.  $45 \text{ N/mm}^2$ ) vor.

#### 1. Betongüte

Tafel 1

Betongüte	Würfelfestigkeit $W_{28}$ $\text{kp/cm}^2$ mindestens
B 120	120
B 160	160
B 225	225
B 300	300
B 450	450

Abbildung 14: Betonfestigkeiten gemäß TGL 0-1045:1963-04 [U6]

Gemäß TGL 0-4227 [U7] wird folgende Arbeitslinie für den Beton vorgegeben:

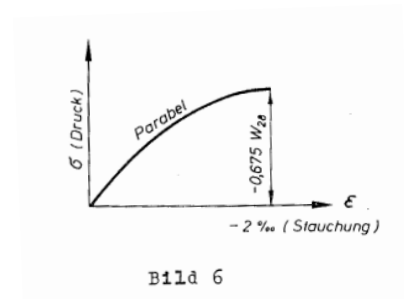


Abbildung 15: Arbeitslinie Beton gemäß TGL 0-4227 [U7]

$$f_{ck} = 0,675 \cdot 45 \text{ N/mm}^2 = 30,4 \text{ N/mm}^2$$

Grenzstauchung:  $\varepsilon_{c, \text{grenz}} = -2,00 \text{ ‰}$

Eine Betonzugfestigkeit darf nicht berücksichtigt werden.

Der E-Modul des Betons ist nach TGL 0-4227 [U7] mit  $E_b = 350000 \text{ kp/cm}^2$  anzunehmen.

Dies entspricht einem E-Modul von  $E_c = 35000 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 4 Elastizitätsmodul des Betons

Betongüte	Elastizitätsmodul $E_b$ $\text{kp/cm}^2$
B 300	300000
B 450	350000
B 600	400000

Abbildung 16: Elastizitätsmodul Beton gemäß TGL 0-4227 [U7]

### 3.2.1.2 Gebrauchszustand

Für den Beton wird die mittlere Betondruckfestigkeit und eine größere Grenzdehnung (in Anlehnung an heute gültige Normen) verwendet:

B 450:  $f_c = 450 \text{ kp/cm}^2$  entspricht  $f_{cm} = 4500 \text{ N/cm}^2$  bzw.  $45 \text{ N/mm}^2$

$$f_{ck} = 0,675 \cdot 45 \text{ N/mm}^2 = 30,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach TGL)}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 38 \text{ N/mm}^2 \text{ (gemäß EC2-1-1 ) bzw.}$$

$$f_{cm} = 0,82 \cdot 45 \text{ N/mm}^2 = 36,9 \text{ N/mm}^2 \approx 38 \text{ N/mm}^2 \text{ (Umrechnung von Würfel auf Zylinderdruckfestigkeit)}$$

Die zugehörige Betonstauchung beim Bruch wird mit  $\varepsilon_{c, \text{Bruch}} = -3,5 \text{ ‰}$  angesetzt (analog heute gültiger Norm).

Zudem wird die Zugfestigkeit des Betons berücksichtigt (nach EC 2):

$$\text{Charakteristisch: } f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,30 \cdot (30)^{2/3} = 2,90 \text{ N/mm}^2; \varepsilon_{ctk} = 0,083 \text{ ‰}$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 0,70 \cdot 2,90 \text{ N/mm}^2 = 2,03 \text{ N/mm}^2; \varepsilon_{ctk} = 0,058 \text{ ‰}$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,30 \cdot f_{ctm} = 1,30 \cdot 2,90 \text{ N/mm}^2 = 3,77 \text{ N/mm}^2; \varepsilon_{ctk} = 0,108 \text{ ‰}$$

### 3.2.1.3 Arbeitslinien

Für den Beton werden folgenden Arbeitslinien verwendet:

Bruchzustand:  $\sigma_u$  (rot)

Gebrauchszustand:  $\sigma_m$  (grün)

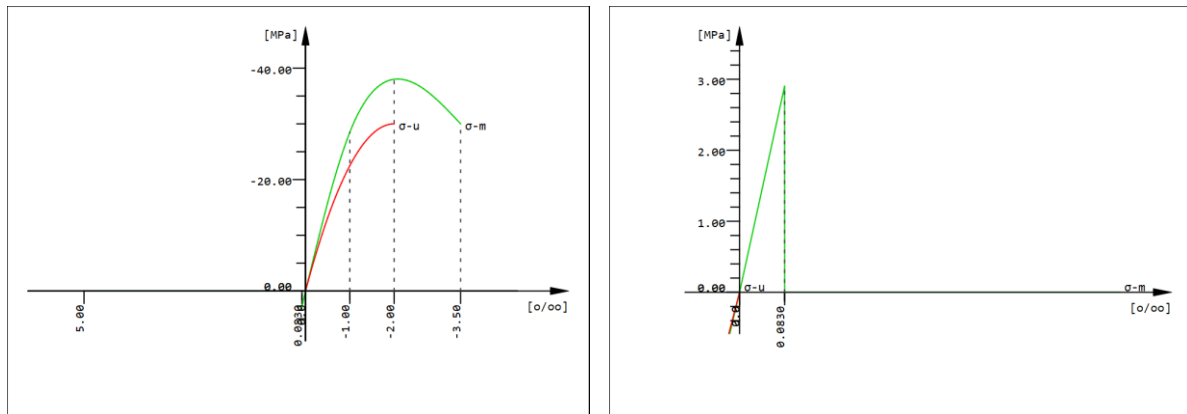


Abbildung 17: Verwendete Arbeitslinien für Beton – links: gesamte Arbeitslinie; rechts Auszug Zugbereich

### 3.2.2 Betonstahl

#### 3.2.2.1 Bruchzustand

Als Betonstahl wurde bei allen wesentlichen Positionen ein ST A III verwendet. Gemäß TGL 11-422 [U8] beträgt der E-Modul des Betonstahls  $E_s = 2,1 \text{ Mp/cm}^2$ ; das entspricht einem E-Modul von:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Gemäß TGL 0-4227 [U7] bzw. TGL 0-1045 [U6] darf folgende maximale Stahlspannung angesetzt werden:

Tafel 3

Gruppe		Durch- messer  $d_e$ mm	Mindest- streck- grenze  $kp/cm^2$	Zugfestigkeit  $kp/cm^2$	Mindestbruchdehnung am Proportionalstab $l=5d_e$ %		Falt- versuch  Dorn- durch- messer	Biege- winkel beim Falt- versuch  $\alpha$			
Jetzige Bezeich- nung	Zukünf- tige Bezeich- nung				Stähle nach Spalte 1	Stähle nach Spalte 2					
1	2	3	4	5	6	7	8	9			
St I	St A-0	-	2200	3400	18	18	$2d_e$	180			
St I S	St A-I	-	2400	3800 bis 4700	-	25	$0,5d_e$				
St IIa naturhart	-	$\leq 18$	3600	5000 bis 6200	20	-	$3d_e$	180			
		$> 18$	3400	5000 bis 6400	18						
St IIb kaltver- festigt	-	$\leq 18$	3600	$\approx 5000$	14				-	$3d_e$	180
		$> 18$	3400								
-	St A-II	10 bis 40	3000	5000	-	19	$3,5d_e$	180			
St IIIa naturhart	-	$\leq 18$	4200	$\approx 5000$	18	-					
		$> 18$	4000								
St IIIb kaltver- festigt	-	$\leq 18$	4200		8	-					
		$> 18$	4000								
-	St A-III	-	4000	5700 bis 6000	-	14	$3d_e$	90			
St IVb kaltver- festigt	-	-	5000	-	8	-	$4d_e$	180			

Abbildung 18: Kennwerte Betonstahl gemäß TGL 11-422 [U8]

$$\sigma_{s,max} = 4000 \text{ kp/cm}^2 \text{ entspricht } f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Für den Bruchzustand ist die maximale Stahlspannung gemäß TGL 0-4227 [U7] mit dem Faktor 0,8 abzumindern:

#### 2.6.4. Zustand Höchstlast

Unter Zugrundelegung der Kleinstwerte für Kriechen und Schwinden sind die Spannungen in der Spannbewehrung und den schlaffen Bewehrungseinlagen nachzuweisen. Dabei dürfen die Spannungen in der Spannbewehrung die zulässigen Werte nach Tabelle 7, Zeile 38 bis 40, nicht überschreiten.

Die Spannungen in den schlaffen Bewehrungseinlagen dürfen nicht größer sein als der 0,8fache Betrag der Spannungen an der Streckgrenze.

Abbildung 19: Auszug TGL 0-4227 [U7]

$$f_{yd} = 0,8 \cdot 400 \text{ N/mm}^2 = 320 \text{ N/mm}^2$$

Die Dehnung für den Bruchzustand an der Elastizitätsgrenze beträgt:  $\epsilon_{s,Streck} = 1,52 \text{ ‰}$

Die Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit wird mit  $\epsilon_{s,b} = 25 \text{ ‰}$  angesetzt (analog heute gültiger Normen).

### 3.2.2.2 Gebrauchszustand

Aus Tabelle 7.1 der TGL 0-4227 [U7] geht hervor, dass für Nachweise im Gebrauchszustand weder die Verfestigung des Betonstahls noch ein Abminderungsfaktor zu berücksichtigen sind.

Beanspruchungsart	Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen in $\text{kp/cm}^2$ bei Betongüte B 300 B 450 B 600	Zeile
Stahl auf Zug	Betonstahl St A-III (St IIIa) bei vorwiegender ruhender Belastung	2400	43a
	bei dynamischer Belastung	2000	43b
	2.2. Zur Aufnahme der Rifflast und zur Bemessung der Schubsicherung, vergleiche Abschnitt 1.11.3.:		
	Betonstahl St A-0 (St I)	2200	44
	Betonstahl St A-I (St Is)	2400	45
	Betonstahl St A-III (St IIIa)	4000	46

Abbildung 20: Zulässige Betonstahlzugspannungen unter Gebrauchslastniveau gemäß TGL 0-4227 [U7]

Betonstahlspannung:  $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$

Dehnung an Elastizitätsgrenze:  $\epsilon_{s,Streck} = 1,90 \text{ ‰}$

Unabhängig von der Vorgabe der TGL 11-422 (siehe Abbildung 18) wird für den Gebrauchszustand mit einer Verfestigung des Betonstahls im Fließbereich entsprechend den Kennwerten der TGL 0-1045 [U6] gerechnet.

Maximale Betonstahlspannung:  $\sigma_{s,max} = 5700 \text{ kp/cm}^2$  entspricht  $f_{y,max} = 570 \text{ N/mm}^2$

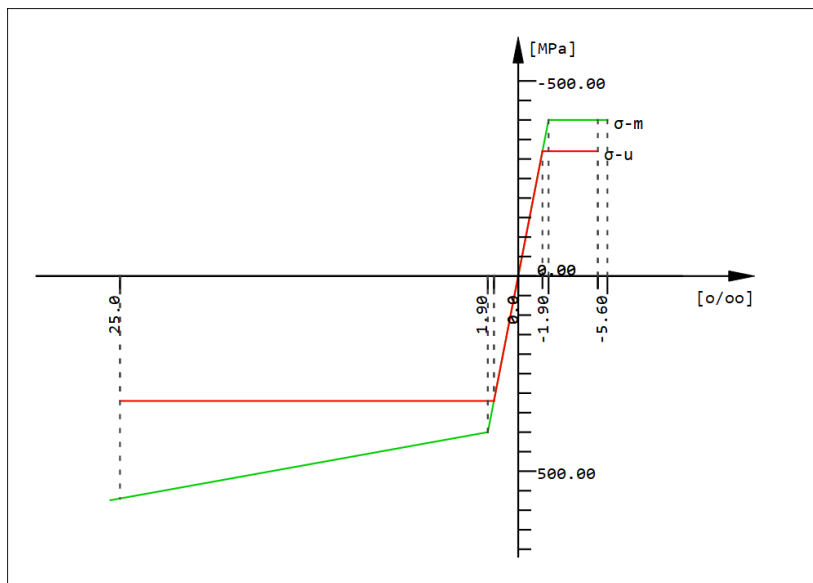
Die Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit wird mit  $\varepsilon_{s,max} = 25 ‰$  angesetzt (analog heute gültiger Normen).

### 3.2.2.3 Arbeitslinien

Für den Betonstahl werden folgenden Arbeitslinien verwendet:

Bruchzustand:  $\sigma_u$  (rot)

Gebrauchszustand:  $\sigma_m$  (grün)



**Abbildung 21:** Verwendete Arbeitslinien für den Betonstahl mit Verfestigung im Zugbereich

## 3.2.3 Spannstahl

### 3.2.3.1 Bruchzustand

Als Spannstahl wurde ein ST 140/160 eingesetzt. Gemäß TGL 0-4227 [U7] können folgende Kennwerte verwendet werden:

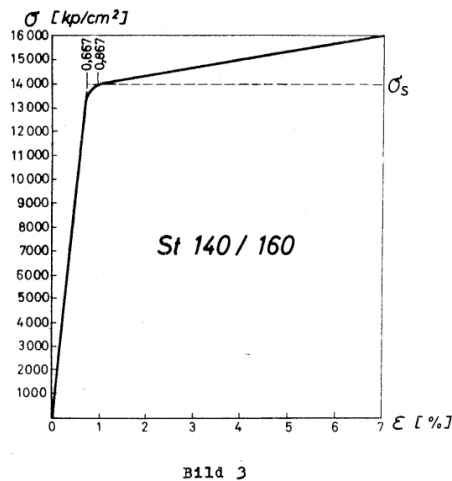


Abbildung 22: Normative Arbeitslinie für den Spannstahl ST140/160 gemäß TGL 0-4227 [U7]

Tabelle 3 Festigkeitswerte für Spannstähle

Festigkeitswerte	St 60/90	St 130/150	St 140/160
Elastizitätsgrenze $\sigma_{0,01}$	5000	12000	12000
Streckgrenze $\sigma_S = \sigma_{0,2}$	6000	13000	14000
Kriechgrenze $\sigma_K$	5000	11000	11000
Bruchgrenze $\sigma_B$	9000	15000	16000
Bruchdehnung $\epsilon_B$ %	8	6	6
Elastizitätsmodul E $\text{kp/cm}^2$	2100000	2000000	2100000

Abbildung 23: Normative Kennwerte für Spannstahl gemäß TGL 0-4227 [U7]

Die Werte sind analog der TGL 101-036 [U9], welche die Eigenschaften von Spannstählen regelt:

### 3.3.1. Festigkeitswerte

Tabelle 3

Streckgrenze (0,2-Grenze) $\text{kp/mm}^2$	Zugfestig- keit 2) $\text{kp/mm}^2$	Bruch- dehnung $\%^{10}$	0,01-Grenze $\text{kp/mm}^2$ mindestens	1000-Stunden- Kriechgrenze $\text{kp/mm}^2$	Hin- und Her- biegungen Anzahl
140	160	6	120	110	3

## 6. RICHTWERT FÜR DIE ANWENDUNG

Bei Spannstahl St 140/160 ist ein Elastizitäts-Modul von  $2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$  anzusetzen.

Abbildung 24: Auszug aus TGL 101-036 [U9] für Spannstahl ST140/160

Der E-Modul des Spannstahls beträgt  $E_p = 2,1 \text{ Mp/cm}^2$ ; das entspricht einem E-Modul von:

$$E_p = 210000 \text{ N/mm}^2$$

An der Elastizitätsgrenze beträgt die Festigkeit:  $f_{p;0,01k} = 120000 \text{ kp/cm}^2$ : das entspricht:

$$f_{p;0,01} = 1200 \text{ N/mm}^2 \text{ mit der zugehörigen Dehnung von } \varepsilon_{p;0,01k} = 5,714 \text{ ‰}$$

An der Streckgrenze beträgt die Festigkeit:  $f_{p0,2k} = 140000 \text{ kp/cm}^2$ : das entspricht:

$$f_{p;0,2k} = 1400 \text{ N/mm}^2 \text{ mit der zugehörigen Dehnung von } \varepsilon_{p;0,2} = 6,667 \text{ ‰}$$

Die Bruchfestigkeit beträgt:  $f_{pk} = 160000 \text{ kp/cm}^2$  das entspricht:

$$f_{pk} = 1600 \text{ N/mm}^2 \text{ mit der zugehörigen Dehnung von } \varepsilon_{pk} = 50 \text{ ‰}$$

### 3.2.3.2 Gebrauchszustand

Die Arbeitslinie des Spannstahls für den Gebrauchszustand wird analog der Arbeitslinie für den Bruchzustand angesetzt. Lediglich bei Erreichen der Bruchfestigkeiten würde im Gebrauchszustand eine Überschreitung der definierten Werte möglich sein.

### 3.2.3.3 Arbeitslinien

Für den Spannstahl werden folgenden Arbeitslinien verwendet:

Bruchzustand:  $\sigma_u$  (rot)

Gebrauchszustand:  $\sigma_m$  (grün)

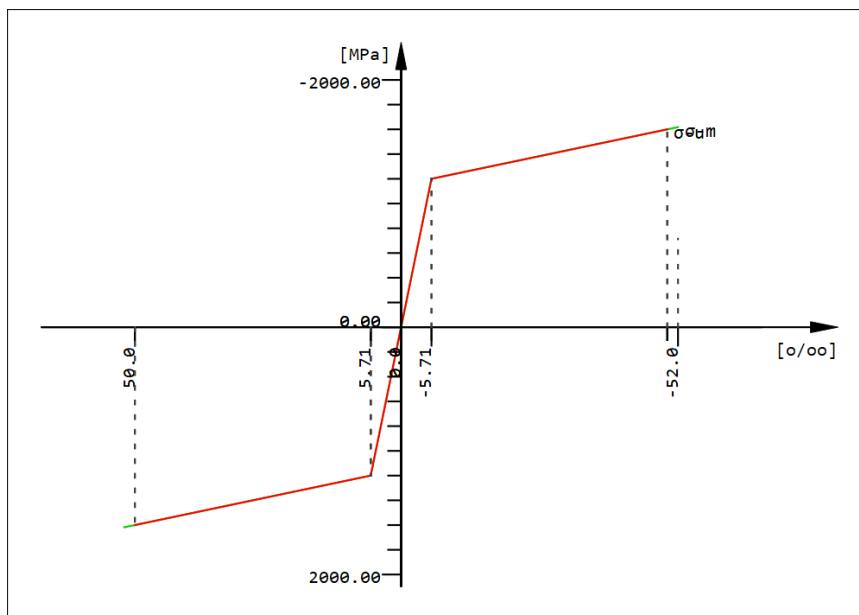


Abbildung 25: Verwendete Arbeitslinien für den Spannstahl

Der Unterschied zwischen den Arbeitslinien für den Bruch- und Gebrauchszustand liegt beim Spannstahl lediglich darin, dass im Gebrauchszustand die vorgegebenen Grenzwerte überschritten werden können



---

und die Arbeitslinie entsprechend verlängert wird (kein Abbruch der Berechnung bei möglicher Überschreitung der Spannstahlfestigkeit).



### 3.3 Querschnitte

#### 3.3.1 Allgemeines

Die Querschnittswerte werden für leicht angepassten Querschnitte (Vernachlässigung Querneigung und Aufkantung Kappenbefestigung) mit dem Programm INCA2 und Sofistik ermittelt. Die Berechnung der ideellen Querschnitte erfolgt unter Berücksichtigung des Spannstahls sowie den Hauptstäben des Betonstahls. Die Betrachtungen erfolgen zum Teil für zwei Querschnitte. Zum einen wird der Schnitt innerhalb der Querträgerscheibe, in dem das Versagen auftrat, betrachtet. Zusätzlich wird der Querschnitt am Anschnitt untersucht. Die Vorgabe der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung erfolgte entsprechend den Bestandsunterlagen [U1] für den Querschnitt Achse D Zug C.

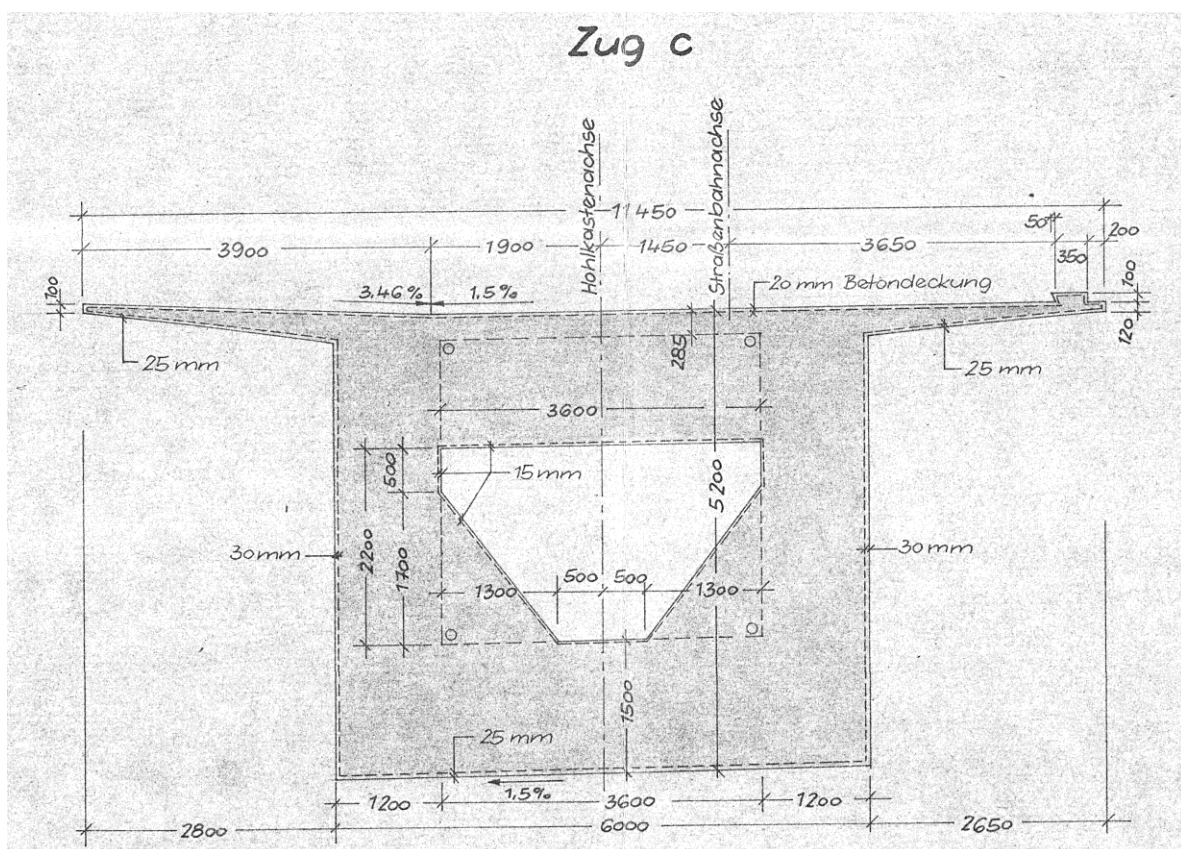
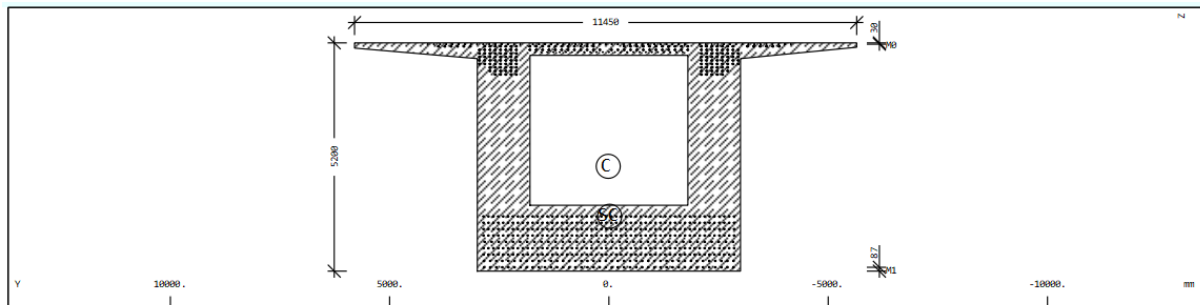


Abbildung 26: Geometrische Abmessungen und Betondeckung des Stützquerschnitts

Aus den sich ergebenden Querschnittswerten wird ersichtlich (siehe nachfolgende Abschnitte), dass sich beide Querschnitte zwar unterscheiden, die Unterschiede jedoch gering ausfallen. Den größten Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat voraussichtlich die Verschiebung des Schwerpunkts um ca. 25 cm aus einer mittigen Lage beim Stützquerschnitt hin zur unteren Querschnittskante beim Anschnittsquerschnitt.

#### 3.3.2 Anschnittsquerschnitt

Der Anschnittsquerschnitt wurde wie folgt modelliert:



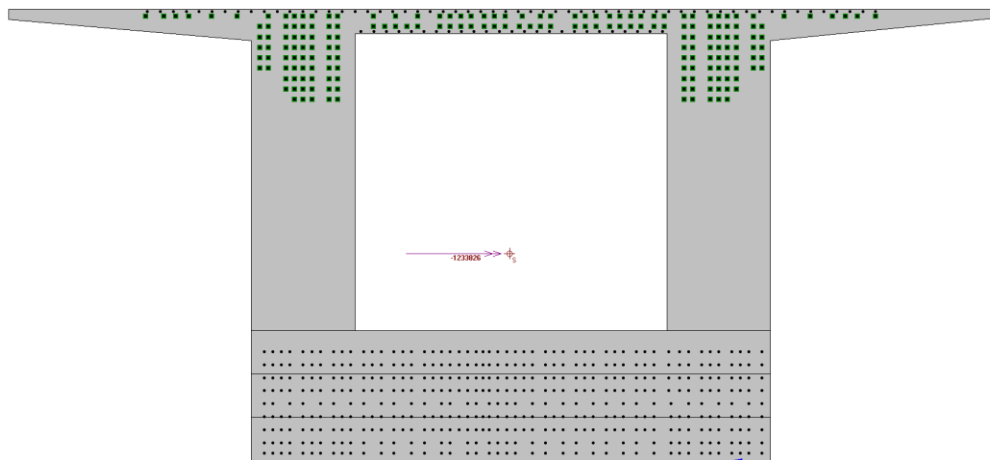
Querschnitt Nr. 100

## Querschnittswerte

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MBw	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
1	2.0187E+01	8.978E+00	6.074E+01	15.7	-16.6	35000	50468.7	1.028E+02
2 <sup>1</sup>	7.841E+01	1.005E+01	1.028E+02	-2386.9	-1248.2	14583	(BIEGE)	6.072E+01
			-8.428E-01					88.85

<sup>1</sup> Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

Mat	Materialnummer	yc[mm],zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A[m <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche	ysc[mm],zsc[mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	Schubverformungsfläche	E[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment	g[kg/m]	längenbezogene Masse
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m <sup>4</sup> ]	Torsionsträgheitsmoment		
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Schubmodul		

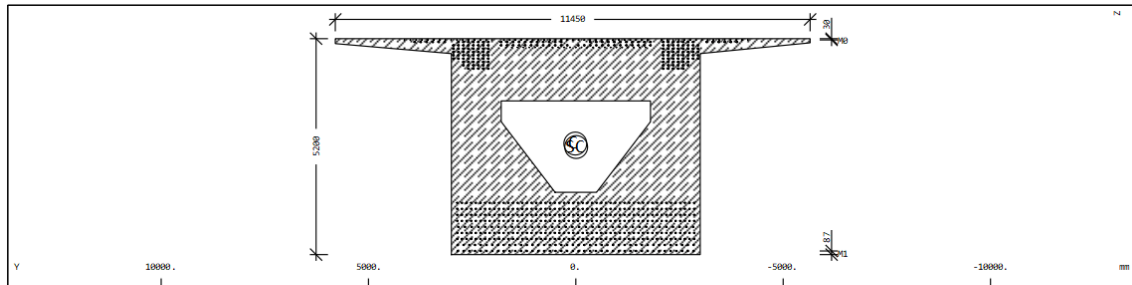


	BRUTTO	IDEELL
A [m <sup>2</sup> ]	20,19	23,13
I <sub>yy</sub> [m <sup>4</sup> ]	60,74	73,33
z <sub>SP,UK</sub> [m]	2,39	2,39

Abbildung 27: Querschnittswerte des Anschnittquerschnitts

### 3.3.3 Stützquerschnitt

Der Stützquerschnitt wurde wie folgt modelliert:



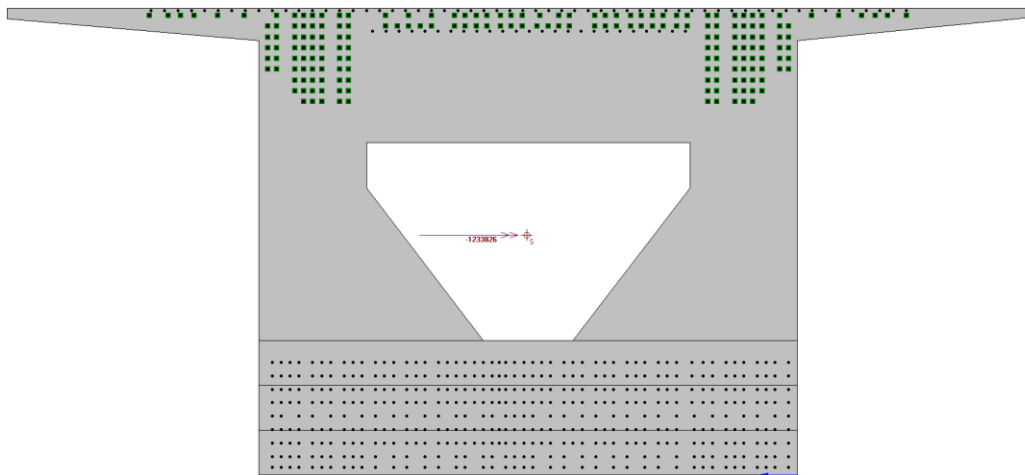
Querschnitt Nr. 100

#### Querschnittswerte

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MBw	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
1	2.6771E+01	1.803E+01	7.578E+01	11.8	-8.6	35000	66928.7	1.119E+02
2 <sup>1</sup>	1.272E+02	1.278E+01	1.119E+02	-2674.3	-2590.6	14583	(BIEGE)	7.577E+01
			-7.520E-01					88.81

<sup>1</sup> Bewehrung ist in den Querschnittswerten nicht berücksichtigt

Mat	Materialnummer	yc[mm],zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums
A[m <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche	ysc[mm],zsc[mm]	Ordinate des Schubmittelpunkts
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	Schubverformungsfläche	E[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment	g[kg/m]	längenbezogene Masse
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	Hauptträgheitsmomente und Winkel der Hauptachsen		
MBw	Bewehrungsmaterialnummer		
It[m <sup>4</sup> ]	Torsionsträgheitsmoment		
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Schubmodul		



	BRUTTO	IDEELL
A [m <sup>2</sup> ]	26,77	29,72
I <sub>yy</sub> [m <sup>4</sup> ]	75,78	88,59
z <sub>SP,UK</sub> [m]	2,67	2,65

Abbildung 28: Querschnittswerte des Stützquerschnitts

### 3.4 Spannverfahren und Vorspannung

#### 3.4.1 Zulässige Vorspannkraft

Als Spannverfahren / Spannglieder kamen BSG100 Spannglieder zum Einsatz. Nach Auszählen vor Ort und gemäß Statik waren die Spannglieder mit 24 Drähten besetzt. Gemäß TGL 22809 [U10] dürfen folgende maximale Vorspannkraft nicht überschritten werden:

##### 3.2.1. Regelausführung

Tabelle 1 Spannkraft der Regelausführung

Bündelspannglied	Nennspannkraft Mp	Spannstahl Nennquerschnitt mm <sup>2</sup>	Anzahl	Spannkraft max Mp
BSG 25	25	35	8	24,6
BSG 50	50		16	49,3
BSG 100	100	50	24	105,6

Abbildung 29: Maximal zulässige Vorspannkraft nach Absetzen der Pressen gemäß TGL 22809 [U10]

Maximale Vorspannkraft je SG: 105,6 Mp bei 24 Drähten -> 1056 kN

Entspricht einer zulässigen Spannung von  $\sigma_{p,VSG,zul} = 0,55 \cdot \sigma_{p,max} = 0,55 \cdot 1600 = 880 \text{ N/mm}^2$

Je Draht ergibt sich eine Vorspannkraft von 105,6 Mp / 24 Drähte = 4,4 Mp = 44 kN

Fläche je Draht:  $A_{Draht} = 50 \text{ mm}^2$

Fläche je SG:  $A_{BSG} = 24 \cdot 50 \text{ mm}^2 = 12,00 \text{ cm}^2$

Durchmesser BSG:  $\varnothing_{BSG} = 1,6 \cdot \sqrt{12 \text{ cm}^2} = 5,54 \text{ cm}$

Die Einziehkräfte während des Vorspannens sind normativ wie folgt begrenzt:

Tabelle 5 Einziehkräfte

Bündelspannglied	BSG 25	BSG 50	BSG 100
Einziehkraft Mp	28 bis 30	57 bis 60	114 bis 120

Abbildung 30: Maximal zulässige Vorspannkraft während des Vorspannens der Spannglieder gemäß TGL 22809 [U10]

Aus vorliegenden Spannprogrammen für benachbarte Abschnitte des Bauwerks geht hervor, dass zum Teil größere Einziehkräfte angewendet wurden. Diese betragen Werte bis 128 Mp und sind vorrangig bei den langen Steg-Spanngliedern angewendet worden. Die Spannkraften wurden nach dem Überspannen wieder auf den zulässigen Wert der Vorspannkraft von 105,6 Mp abgelassen. Das Überspannen erfolgte vermutlich, um die Verluste aus Reibung zu kompensieren.

### 3.4.2 Zeitunabhängige Verluste (Reibung)

Die Reibungsverluste werden mit folgenden Parametern bestimmt. Diese sind einem Spannprogramm der Bestandsunterlagen [U1] für ein benachbartes Bauteil entnommen.

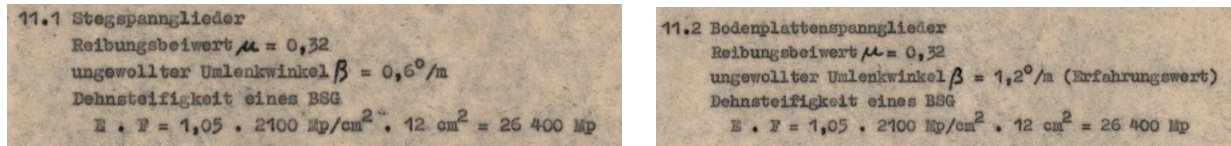


Abbildung 31: Reibbeiwerte und ungewollte Umlenkwinkel gemäß Bestandsunterlagen [U1]

Vergleichend sind nachfolgend die entsprechenden Werte nach TGL 22809 [U10] aufgeführt:

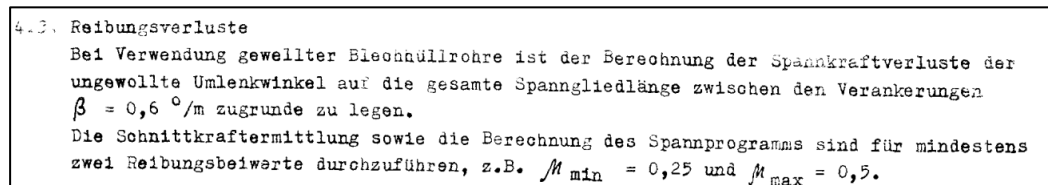


Abbildung 32: Normativ anzusetzende Reibbeiwerte und ungewollte Umlenkwinkel gemäß TGL 22809 [U10]

### Ermittlung der Vorspannkraftverluste

Annahmen:

- Jedes SG erhielt an der Achse D die maximale Vorspannung (auch durch Überspannen)
- Kein Einfluss von Keilschlupf mehr vorhanden bzw. es tritt kein Keilschlupf auf, da Spannbolzen mit Verschraubung angewendet wurden.

### Verluste aus Umlenkung bei Betrachtung des Kragträgers

i) Ungewollte Umlenkwinkel:

- mittlere SG-Länge aus durchgehenden SG und Zulagen =  $(44 + 17,5) \text{ m} / 2 \approx 31 \text{ m}$

$$\text{Steg: } 44 \text{ m} \cdot 0,6^\circ/\text{m} = 26,4^\circ = 0,461 \text{ rad}$$

$$\text{Zulagen (i.M.): } 17,5 \text{ m} \cdot 1,2^\circ/\text{m} = 21,0^\circ = 0,366 \text{ rad}$$

ii) Aus Spanngliedführung:  $\arctan[(2 \cdot \Delta h) / l]$  (vereinfacht)

$$\text{Steg (12Stk): } \arctan[(2 \cdot \Delta h) / l] = \arctan[(2 \cdot 1,8\text{m})/44\text{m}] = 4,7^\circ = 0,0816 \text{ rad}$$

$$\text{Zulagen Steg (i.M.) (116 Stk): } \arctan[(2 \cdot \Delta h) / l] = \arctan[(2 \cdot 1,6\text{m})/12\text{m}] = 14,9^\circ = 0,260 \text{ rad}$$

$$\text{Zulagen FBP (59 Stk): } \arctan[(\Delta h) / l] = \arctan[(0,12\text{m})/44\text{m}] = 0,16^\circ = 0,003 \text{ rad}$$

Im Mittel:  $(12 \text{ SG} \cdot 0,0816 \text{ rad} + 116 \text{ SG} \cdot 0,260 \text{ rad} + 59 \text{ SG} \cdot 0,003 \text{ rad}) / 187 \text{ SG} = 0,167 \text{ rad}$

### Verluste infolge Reibung



Steg:  $\Delta P = 1 - e^{-\mu \min(\Sigma \theta + k \cdot x)} = 1 - e^{-0,32(0,0816 + 0,461)} = 0,16 \cdot P_{0,max}$

Zulagen:  $\Delta P = 1 - e^{-\mu \max(\Sigma \theta + k \cdot x)} = 1 - e^{-0,32(0,260 + 0,366)} = 0,18 \cdot P_{0,max}$

Annahme: Die Verluste infolge Reibung an der Achse D wurden durch das Überspannen kompensiert und werden nicht weiter berücksichtigt.

### 3.4.3 Zeitabhängige Verlust (Kriechen und Schwinden)

Die Verluste aus Kriechen und Schwinden werden abgeschätzt und mit 13 % angesetzt. Zur Verifikation der Verluste wird im Abschnitt 5.3 der Nachweis der zulässigen Betonrandspannungen im Gebrauchszustand für beschränkte Vorspannung geführt.

### 3.4.4 Vorhandene Vorspannkraft

Mit den Verlusten aus Kriechen und Schwinden ergibt sich folgende Vorspannkraft bzw. Vordehnung, die für alle Spannglieder gleich angesetzt wird:

$$P_{0,t\infty} = (1 - 0,13) \cdot P_{0,max} = (1 - 0,13) \cdot 1056 \text{ kN} = 918,7 \text{ kN}$$

$$\text{Die Vorspannung } \sigma_{p,0,t\infty} = P_{0,t\infty} / A_p = 918,7 \text{ kN} / 12 \text{ cm}^2 = 765,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Die Vordehnung } \varepsilon_{p,0,t\infty} = P_{0,t\infty} / A_p / E_p = 918,7 \text{ kN} / 12 \text{ cm}^2 / 210000 \text{ N/mm}^2 = 3,65 \%$$

Für die Rechenprogrammvorgabe zur Betrachtung des Tragverhaltens auf Querschnittsebene ist zu beachten, dass eine zusätzliche Dehnung bzw. Spannung für die Kompensation des Konstruktionseigengewichtes des Neustädter Kragträgers aufgebracht wird. Dies resultiert aus der Annahme, dass der Kragträger während des Anspannens aus der Schalung gehoben wird und sein Eigengewicht auf den Netto-Querschnitt ohne Verbund wirkt (Moment aus Konstruktionseigengewicht des Kragträgers beträgt:  $M_{G,Krag,k} = 264,1 \text{ MNm}$ ). Demgegenüber erfolgt die Beanspruchung durch das Eigengewicht des Stromeinhängeträgers erst nach Vorspannen aller Spannglieder und deren Verpressen. Zudem wird der Anteil des rechnerischen Vorspannkraftverlustes infolge Betonstauchung kompensiert.

## 4 Lastannahmen

### 4.1 Eigengewicht $G_1$

Das Eigengewicht des Überbaus wird programmintern aus der Querschnittsgeometrie ermittelt. Zusätzliche Eigenlasten, die nicht Teil dieser Geometrie sind, werden als Einzellasten berücksichtigt:

- Last der Querscheiben im Bereich der Stützen  
(für Schnittgrößen des Überbaus nicht relevant, wird vernachlässigt)
- Last der Querscheiben im Bereich der Gelenke
- Last der Gelenke

Die Maße der Querscheiben sind aus den Plänen der Überbaugeometrie überschlägig entsprechend der folgenden Auflistung abgeschätzt.

**Tabelle 2:** Eigengewicht der Querträger an den Gelenken

GELENK	ZUG	LAST $[(h \cdot b - V_{\text{Aussparung}}) \cdot t \cdot \gamma_{\text{Beton}}]$
Gelenk I	Zug C/ Zug A	$G = (2,5 \cdot 4 - 2 \cdot \pi/4 \cdot 0,9^2 - 1 \cdot 1) \cdot 1 \cdot 25 \approx \underline{200 \text{ kN}}$
	Zug B	$G = (2,5 \cdot 3 - 2,5 \cdot 1) \cdot 1 \cdot 25 = \underline{125 \text{ kN}}$
Gelenk II	Zug C/ Zug A	$G = (3 \cdot 4 - 2 \cdot \pi/4 \cdot 0,9^2 - 1 \cdot 1) \cdot 1 \cdot 25 \approx \underline{240 \text{ kN}}$
	Zug B	$G = (3 \cdot 3 - 2,5 \cdot 1) \cdot 1 \cdot 25 \approx \underline{160 \text{ kN}}$
Gelenk III	Zug C/ Zug A	$G = (2 \cdot 4 - 2 \cdot \pi/4 \cdot 0,9^2 - 1 \cdot 1) \cdot 1 \cdot 25 \approx \underline{140 \text{ kN}}$
	Zug B	$G = (2 \cdot 3 - 2,5 \cdot 1) \cdot 1 \cdot 25 \approx \underline{90 \text{ kN}}$

Das Eigengewicht der Gelenke beträgt entsprechend Plan 465 folgende Masse (je Gelenk-„Flügel“):

$$\text{Gelenk I + II:} \quad m = 4,5 \text{ t} \quad n = 4 \quad m_{\text{gesamt}} = 18 \text{ t} \approx \underline{180 \text{ kN}}$$

$$\text{Gelenk III:} \quad m = 4,15 \text{ t} \quad n = 4 \quad m_{\text{gesamt}} = 16,6 \text{ t} \approx \underline{166 \text{ kN}}$$

Das Eigengewicht der Querträgerverbindung am Gelenk II wird entsprechend den Angaben des Bestandsplans 487 abgeschätzt. Der Flansch wird vernachlässigt.

$$G = V \cdot \gamma_{\text{Beton}} \quad G_{\text{QT,Zug A+C}} = 2,65 \cdot 3,4 \cdot 1,0 \cdot 25 = 225 \text{ kN}$$

$$G_{\text{QT,Zug B}} = 1,8 \cdot 3,4 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 2 = 2 \cdot 150 \text{ kN}$$

## 4.2 Ausbaulasten G<sub>2</sub> Zug C

### Ausbaulasten G<sub>2</sub>

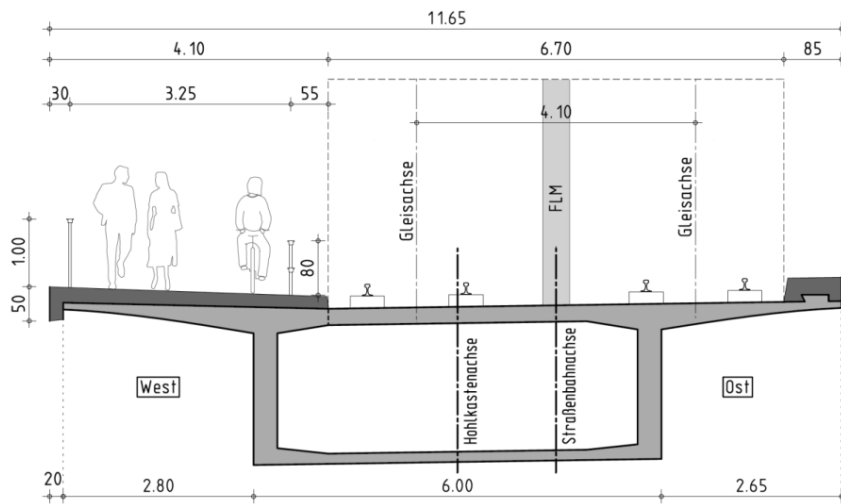


Abbildung 33: Ausbau Zug C gemäß Nachrechnung Carolabrücke Zug C [U19]

Tabelle 3: Ausbaulasten Zug C

LASTANTEIL	LAST	HEBELARM ZUR HOHLKASTENACHSE
Schienenblock	$g_1 = 2 \cdot 25 \cdot 0,17 \cdot 0,5 \cdot 0,25/1,0 = 1,06 \text{ kN/m}$ $g_2 = 2 \cdot 25 \cdot 0,17 \cdot 0,5 \cdot 0,25/1,0 = 1,06 \text{ kN/m}$	$e_y = -0,6 \text{ m}$ $e_y = -3,5 \text{ m}$
Schienenbefestigung für 2 Schienen nach RIL 804.2101	$g_1 = 0,5 \text{ kN/m}$ $g_2 = 0,5 \text{ kN/m}$	$e_y = -0,6 \text{ m}$ $e_y = -3,5 \text{ m}$
Schiene S49	$g_1 = 2 \cdot 0,5 \text{ kN/m} = 1 \text{ kN/m}$ $g_2 = 2 \cdot 0,5 \text{ kN/m} = 1 \text{ kN/m}$	$e_y = -0,6 \text{ m}$ $e_y = -3,5 \text{ m}$
Kappe Unterstrom (links)	$g = 25 \cdot 0,18 \cdot 3,90 = 17,55 \text{ kN/m}$ $g = 25 \cdot 0,5 \cdot 0,2 = 2,5 \text{ kN/m}$	$e_y = -3,85 \text{ m}$ $e_y = -5,9 \text{ m}$
Kappe Oberstrom/ Zug B (rechts)	$g = 25 \cdot 0,35 \cdot 0,85 = 7,44 \text{ kN/m}$ $g = 25 \cdot 0,5 \cdot 0,2 = 2,5 \text{ kN/m (A - C)}$	$e_y = -5,225 \text{ m}$ $e_y = -5,55 \text{ m (mit } b_{\text{Krag}} = 2,45 \text{ m)}$
Abdichtung	$g = 2 \cdot 0,07 \cdot 11,65 = 1,631 \text{ kN/m}$	
Geländer	$g_1 = 1 \text{ kN/m}$ $g_2 = 0,8 \text{ kN/m}$ $g_2 = 1 \text{ kN/m (A - C)}$	$e_y = -5,7 \text{ m}$ $e_y = -2,45 \text{ m}$ $e_y = -5,7 \text{ m}$
Fernwärmeleitung	$g = 2 \cdot 2,34 = 4,68 \text{ kN/m}$	
Kabel + Entwässerung + Reserve (Mast, geringere Abstände Schienenblock)	$g = 2 \text{ kN/m}$	
Gesamt Zug C	$g = 42,721 \text{ kN/m (C - E, E - F)}$ $g = 46,221 \text{ kN/m (A - C)}$	

Anmerkungen:



Last aus Kappenverbreiterung im Bereich der Aufvoutung ( $B_{\text{Krag}} > 2,65 \text{ m}$ ) vernachlässigt

### 4.3 Ausbaulasten $G_2$ Zug B

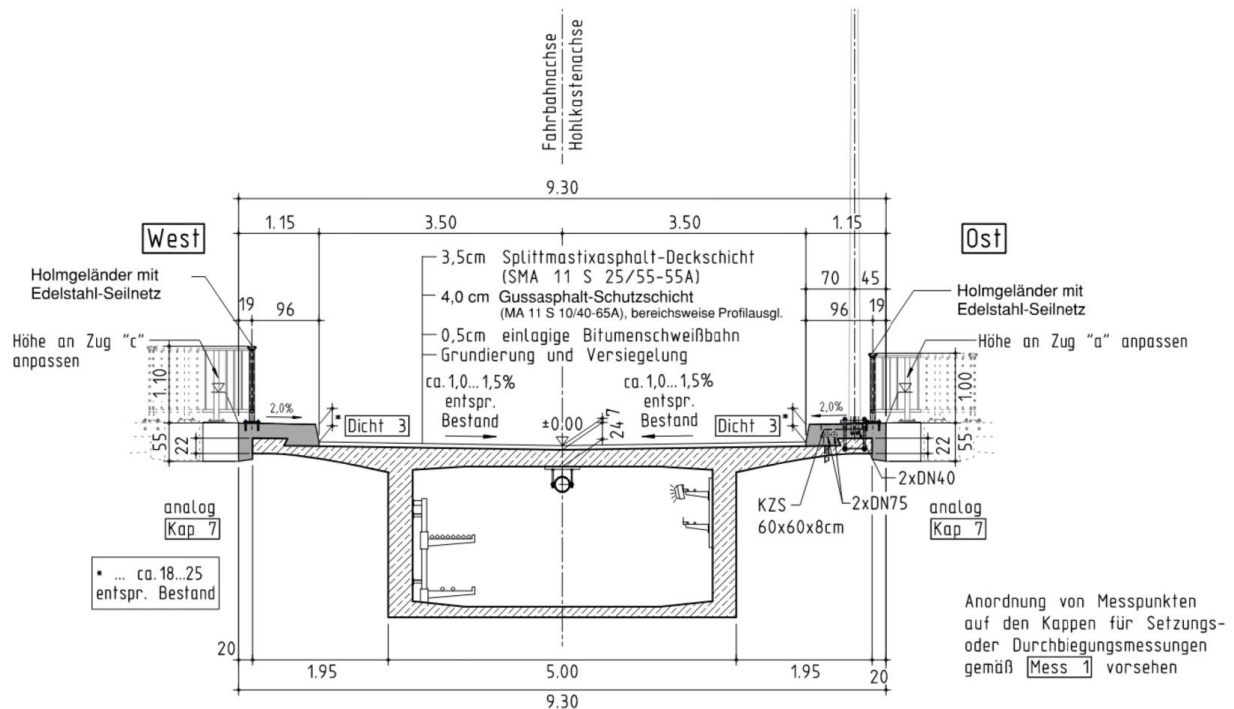


Abbildung 34: Querschnitt mit Ausbaulasten aus dem Bauwerksbuch im Bereich Feld A-B [U1]

Tabelle 4: Ausbaulasten Zug B

LASTANTEIL	LAST	HEBELARM ZUR HOHLKASTENACHSE
Fahrbahnbelag	$g_1 = (24 \cdot 0,07 + 0,5) \cdot 7,0 = 15,26 \text{ kN/m}$	
Kappe Unterstrom/ Zug C (links)	$g = 25 \cdot 0,35 \cdot 0,95 = 8,31 \text{ kN/m}$ $g = 25 \cdot 0,55 \cdot 0,2 = 2,75 \text{ kN/m (A-C)}$	$e_y = -3,825 \text{ m} \mid e_y = -3,975 \text{ m}$ $e_y = -4,55 \text{ m}$
Kappe Oberstrom/ Zug A (rechts)	$g = 25 \cdot 0,35 \cdot 0,95 = 8,31 \text{ kN/m}$ $g = 25 \cdot 0,55 \cdot 0,2 = 2,75 \text{ kN/m (A-C, E-F)}$	$e_y = -3,825 \text{ m} \mid e_y = -3,975 \text{ m}$ $e_y = -4,55 \text{ m}$
Abdichtung	$g = 2 \cdot 0,07 \cdot 8,6 = 1,204 \text{ kN/m}$	
Geländer	$g_1 = 1 \text{ kN/m (A-C)}$ $g_2 = 1 \text{ kN/m (A-C, E-F)}$	$e_y = -4,45 \text{ m}$ $e_y = -4,45 \text{ m}$
Kabel + Entwässerung	$g = 2 \text{ kN/m}$	
Gesamt Zug B	$g = 35,08 \text{ kN/m (mittlerer Bereich)}$ $g = 38,83 \text{ kN/m (E bis F)}$ $g = 42,58 \text{ kN/m (A bis C)}$	

Anmerkungen:

Last aus Kappenverbreiterung im Bereich der Aufvoutung ( $B_{\text{Krag}} > 1,95 \text{ m}$ ) vernachlässigt

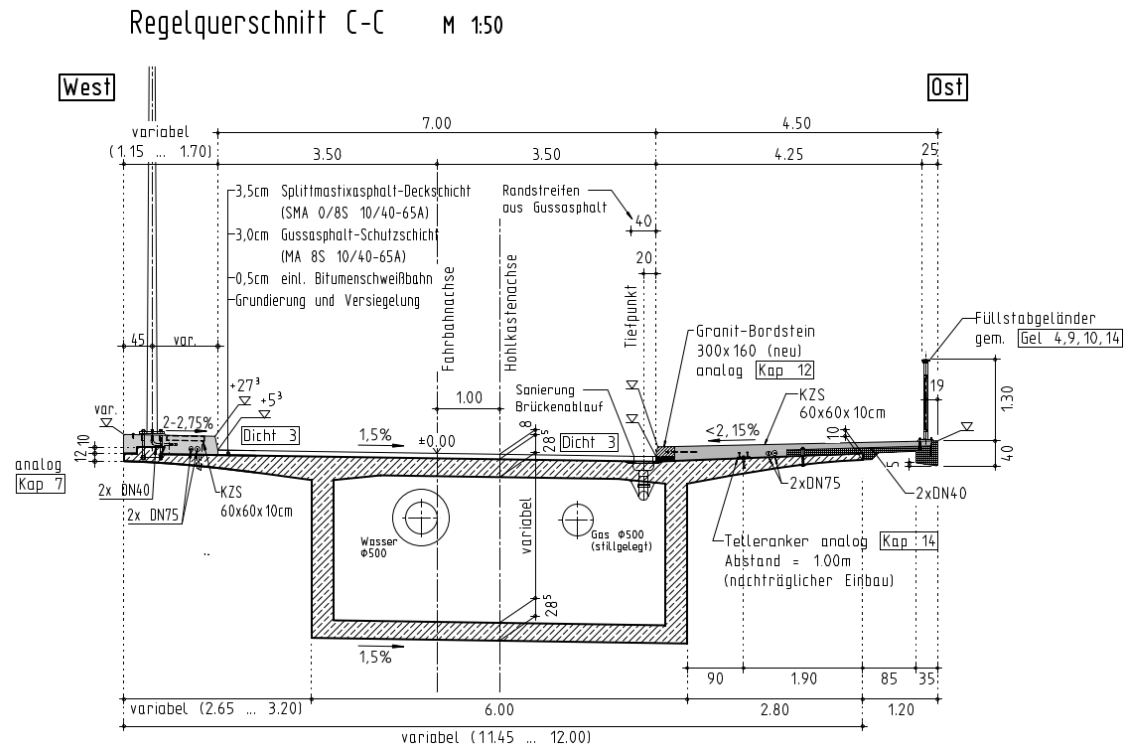
4.4 Ausbaulasten G<sub>2</sub> Zug A

Abbildung 35: Querschnitt mit Ausbaulasten aus Bestandsübersichtsplan Instandsetzung Zug A (2021)

Tabelle 5: Ausbaulasten Zug A

LASTANTEIL	LAST	HEBELARM ZUR HOHLKASTENACHSE
Fahrbahnbelag	$g_1 = (24 \cdot 0,08 + 0,5) \cdot 7,0 = 16,94 \text{ kN/m}$	$e_y = -1,00 \text{ m}$
Kappe Unterstrom/ Zug B (links)	$g = 25 \cdot 0,35 \cdot 0,95 = 8,31 \text{ kN/m}$ (A-C, E-F) $g = 25 \cdot 0,35 \cdot 1,15 = 10,06 \text{ kN/m}$ (C-E) $g = 25 \cdot 0,5 \cdot 0,2 = 2,5 \text{ kN/m}$ (A-C, E-F)	$e_y = -4,975 \text{ m}$ (für $b_{Krag} = 2,45\text{m}$ ) $e_y = -5,075 \text{ m}$ (für $b_{Krag} = 2,65\text{m}$ ) $e_y = -5,55 \text{ m}$ (für $b_{Krag} = 2,45\text{m}$ )
Kappe Oberstrom (rechts)	$g = 25 \cdot 0,18 \cdot 4,15 = 18,675 \text{ kN/m}$ $g = 25 \cdot 0,40 \cdot 0,35 = 3,5 \text{ kN/m}$	$e_y = -4,575 \text{ m}$ $e_y = -6,825 \text{ m}$
Abdichtung	$g = 2 \cdot 0,07 \cdot 12,65 = 1,771 \text{ kN/m}$	
Geländer	$g_1 = 1 \text{ kN/m}$ (A-C, E-F) $g_2 = 1 \text{ kN/m}$	$e_y = -4,45 \text{ m}$ $e_y = -6,75 \text{ m}$
Wasser+Gas	$g = 2 \cdot 1,94 = 3,88 \text{ kN/m}$	
Kabel + Entwässerung	$g = 2 \text{ kN/m}$	
Gesamt Zug A	$g = 57,83 \text{ kN/m}$ (mittlerer Bereich) $g = 59,58 \text{ kN/m}$ (A-C, E bis F)	

## Anmerkungen:

Last aus Kappenverbreiterung im Bereich der Aufvoutung ( $B_{\text{Krag}} > 2,65 \text{ m}$ ) vernachlässigt

#### 4.5 Lastannahmen aus der Ursprungsstatik

In der Ursprungsstatik wird das Konstruktionseigengewicht entsprechend den Querschnitten rechnergestützt berücksichtigt. Zudem erfolgt die Berücksichtigung von Ausbaulasten, Verkehrslasten bzw. von Lasten in einzelnen Bauzuständen. Diese sind in der Ursprungsstatik für die Nachweise der Gelenke I, II und III wie folgt gegeben:

Tabelle 6: Lastangaben aus der Ursprungsstatik [U1]

	ZUG A	ZUG B	ZUG C
Ausbaulast [kN/m]	47	24	56
Verkehrslast [kN/m]	56	48	56
G1 Stromeinhängeträger Gelenk I [kN]	4537	3822	4530
G1 Stromeinhängeträger Gelenk II [kN]	4744	4027	4709
G2 Stromeinhängeträger Gelenk I [kN]	1505	761	1777
G2 Stromeinhängeträger Gelenk II [kN]	1505	761	1777
Verkehr auf Stromeinhängeträger Gelenk I [kN]	1788	1530	1802
Verkehr auf Stromeinhängeträger Gelenk II [kN]	1788	1530	1802

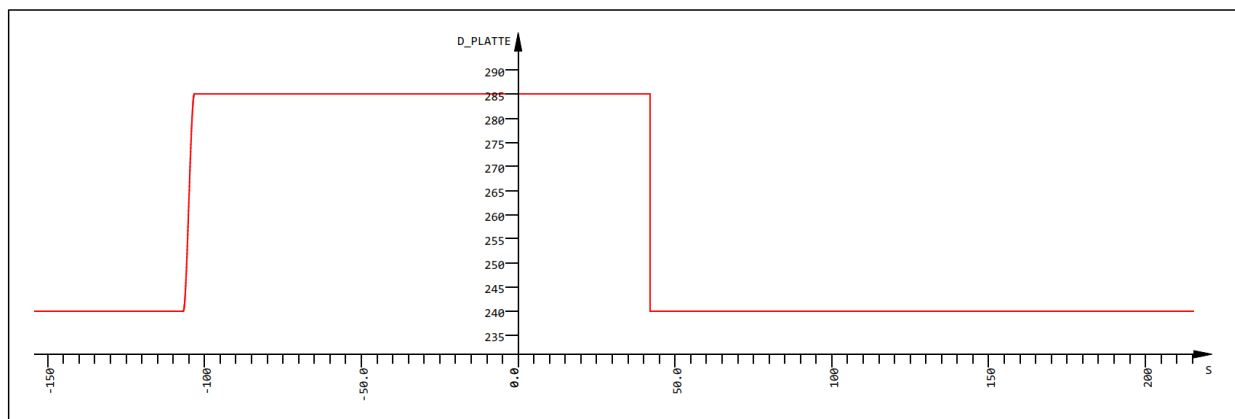
#### 4.6 Temperaturlast entsprechend Umgebungsbedingung

Bei der Ermittlung der Einwirkungen, die zum Zeitpunkt des Teileinsturzes auftraten und eine zusätzliche Beanspruchung im Bauwerk hervorriefen, muss die Temperatur berücksichtigt werden. Es ist bekannt, dass im unmittelbaren Zeitraum vor dem Einsturz ein Temperatursturz auftrat, der zur Abkühlung des Bauwerks führte.

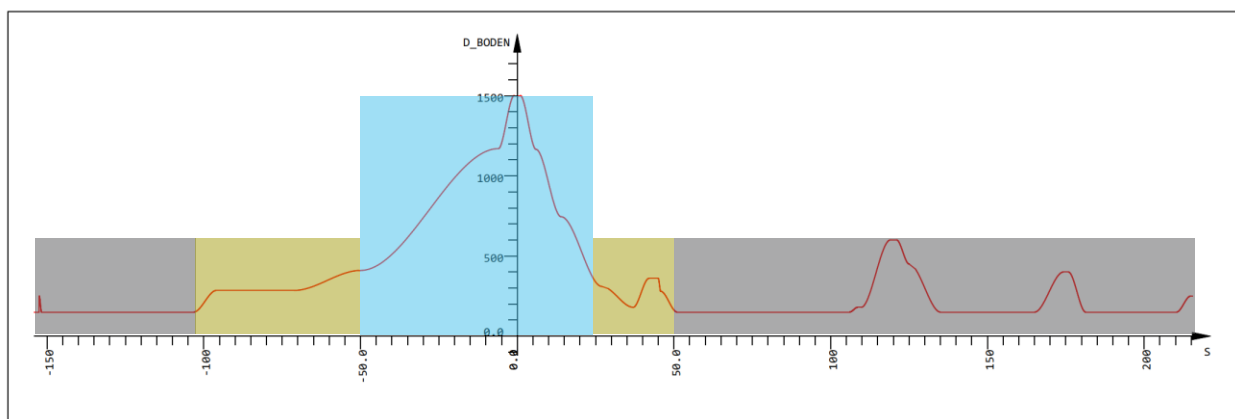
Aufgrund des statischen Systems der Carolabrücke bewirken konstante Temperaturänderungen keine Zwangsschnittgrößen und auch lineare Temperaturgradienten in vertikaler Richtung rufen bei gleichem Ansatz an allen drei Zügen keine Zwänge hervor. Das Bauwerk kann sich in diesen Fällen zwängungsfrei verformen. Treten in den Zügen jedoch unterschiedliche lineare Temperaturgradienten über die Bauwerkshöhe auf, ist durch die Querträgerverbindung zwischen den Zügen A, B und C die zwängungsfreie Verformung nicht mehr gegeben und es resultieren Zwangsschnittgrößen infolge der Temperatureinwirkung.

Aufgrund der unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten zwischen den Zügen A bzw. B (8 cm Asphalt, Straße) und Zug C (1 cm elastische Abdichtung für Straßenbahn) sind während der Abkühlung der drei Züge sehr wahrscheinlich unterschiedliche Temperaturen in der Fahrbahnplatte aufgetreten, wobei sich die Fahrbahnplatte Zug C schneller abkühlte als die der Züge A und B. Für die Ermittlung der Temperaturgradienten entlang der Überbaulänge muss zudem die Dickenänderung der Fahrbahn- und der Bodenplatte berücksichtigt werden. Während die Fahrbahnplatte im Bereich des Neustädter Kragträgers

eine konstante Höhe von 28,5 cm und den restlichen Bereichen eine konstante Höhe von 24,0 cm aufweist, variiert die Bodenplattendicke über die Bauwerkslänge in größerem Maß. Für die Aufstellung einer Einwirkung über die Brückenlängsrichtung aus einem linearen Temperaturgradienten in vertikaler Richtung wird die Bodenplatte entsprechend ihrer Dicke in Bereiche eingeteilt. Aus den Messwerten ist bekannt (vgl. Hauptdokument), dass die Bodenplatte bei einer Dicke von 18 cm ca. 3 K kühler als die Fahrbahnplatte mit einer Dicke von 24 cm war. Der Temperaturunterschied betrug an der Messstelle -3 K. Nimmt die Dicke der Bodenplatte zu, wird unterstellt, dass sich diese langsamer abkühlte und in Bereichen mit einer Dicke größer der Fahrbahnplatte einen positiven Wert annimmt.



D\_PLATTE



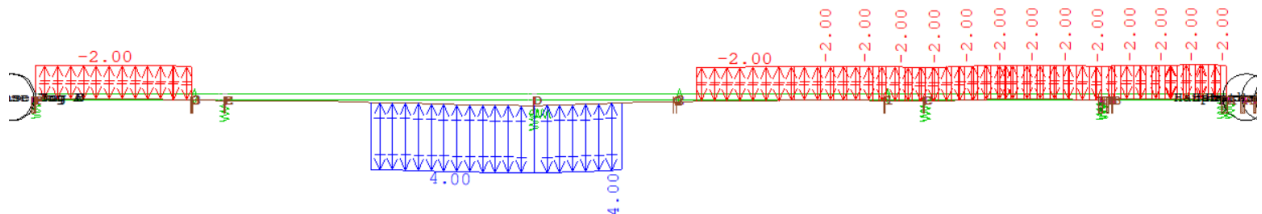
D\_BODEN

**Abbildung 36:** Verlauf der Fahrbahnplatten- und Bodenplattendicke über die Brückenlängsrichtung

Einteilung in Bereiche entsprechend Bodenplattendicke:

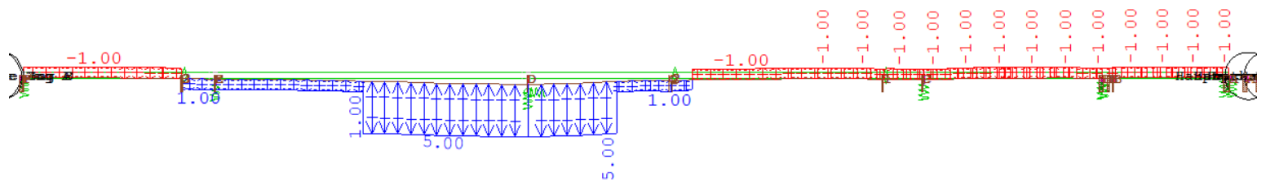
I:	-153 bis -105	$d_{\text{Bodenplatte}} = 150 \text{ mm}$
II:	-105 bis -50	$d_{\text{Bodenplatte}} = 285 \dots 400 \text{ mm}$
III:	-50 bis 27	$d_{\text{Bodenplatte}} > 400 \text{ mm}$
II:	27 bis 50	$d_{\text{Bodenplatte}} = 285 \dots 400 \text{ mm}$
I :	50 bis 215	$d_{\text{Bodenplatte}} = 150/600/400 \text{ mm}$

Ausgangspunkt für die Betrachtung des Einflusses unterschiedlicher Temperaturgradienten über die Brückenlängsrichtung ist für alle drei Züge der folgend dargestellte Verlauf. Grundsätzlich ist die Annahme der absoluten Größen von untergeordneter Bedeutung, da eine Zwangsschnittgröße nur auftritt, wenn in mindestens einem der drei Züge ein abweichender Temperaturgradient vorliegt. Bleibt die Einteilung der Bereiche gleich und die Änderung des Temperaturgradienten dem Wert nach über die Brückenlängsrichtung konstant, sind die auftretenden Zwangsschnittgrößen proportional zur Änderung des Temperaturgradienten.



**Abbildung 37:** Verlauf des Temperaturgradienten für den Ausgangszustand in den Zügen A, B und C

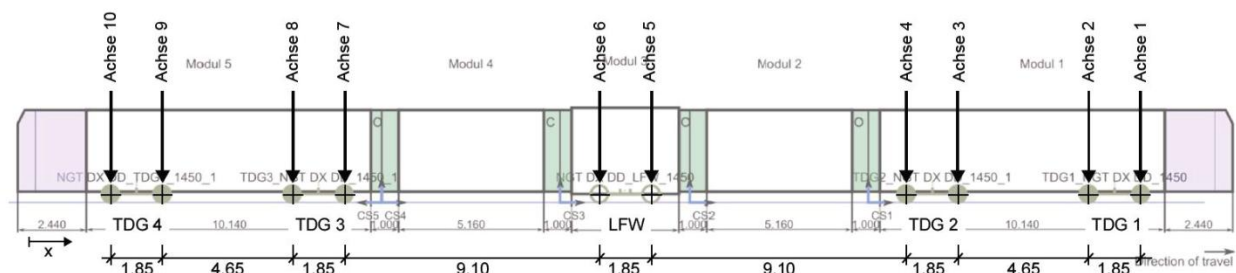
Um mögliche auftretende Zwangsschnittgrößen zu ermitteln, wurde angenommen, dass sich die Fahrbahnplatte im Zug C schneller abkühlt als in den Zügen A/B. Da der Fahrbahnaufbau der Züge A, B und C über die Brückenlängsrichtung gleichbleibend ist, wird unterstellt, dass sich auch der Temperaturunterschied in der Fahrbahnplatte zwischen den Zügen A/B und dem Zug C über die Brückenlängsrichtung gleichbleibend auftritt. Für die Ermittlung der Zwangsschnittgrößen wird daher der Temperaturgradientenverlauf im Zug C entsprechend folgendem Lastbild gegenüber dem Ausgangszustand angesetzt.



**Abbildung 38:** Angepasster Verlauf des Temperaturgradienten Zug C zur Berücksichtigung eines schnelleren Abkühlens der Fahrbahnplatte

#### 4.7 Straßenbahn auf Zug C

Zur Ermittlung der Beanspruchungen aus der Verkehrslast Straßenbahn wird das Lastmodell entsprechend einer Zusatzbetrachtung für ein neues Lastmodell der DVB angesetzt [U17]. Entsprechend der Dienstanweisung werden die Lasten für Brücken mit direkter Schienenbefestigung um 10 % erhöht.



Entsprechend der Laststufen ergeben sich die Achslasten zu:

Achse	I betriebsbereit		II normalem Besetz.g.		III außergew. Besetz.g.	
	in kg	in kN	in kg	in kN	in kg	in kN
TDG1 Achse 1	5828	57.2	6860	67.3	7222	70.8
TDG1 Achse 2	5828	57.2	6860	67.3	7222	70.8
TDG2 Achse 3	5237	51.4	7982	78.3	9493	93.1
TDG2 Achse 4	5237	51.4	7982	78.3	9493	93.1
LFW Achse 5	5234	51.3	8147	79.9	9634	94.5
LFW Achse 6	5234	51.3	8147	79.9	9634	94.5
TDG3 Achse 7	5377	52.7	8119	79.6	9629	94.4
TDG3 Achse 8	5377	52.7	8119	79.6	9629	94.4
TDG4 Achse 9	5796	56.8	6829	67.0	7192	70.5
TDG4 Achse 10	5796	56.8	6829	67.0	7192	70.5
Summe	54945	538.8	75872	744.1	86336	846.7

**Abbildung 39:** Lastmodell der Straßenbahn für Verkehr auf Zug C

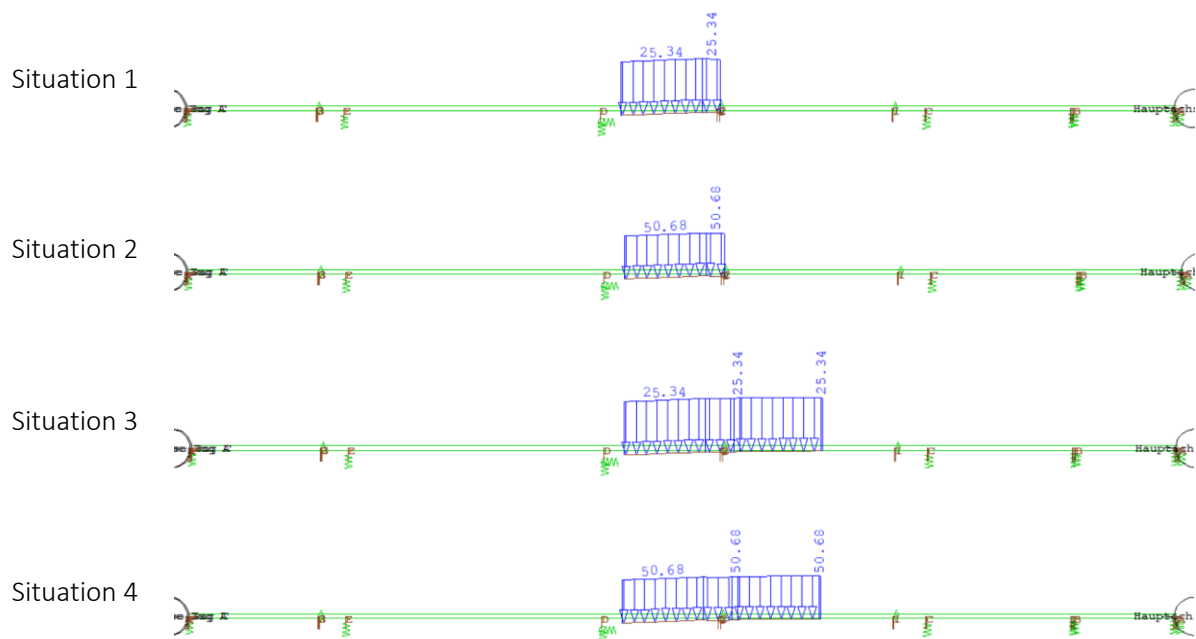
Es ergeben sich folgende Lasteinwirkungen:

Laststufe II:  $\Sigma F = 744,1 \text{ kN}$  auf  $L = 36,75 \text{ m}$   $\rightarrow q = 744,1 \cdot 1,1 / 36,75 = 22,27 \text{ kN/m}$

Laststufe III:  $\Sigma F = 846,7 \text{ kN}$  auf  $L = 36,75 \text{ m}$   $\rightarrow q = 846,7 \cdot 1,1 / 36,75 = 25,34 \text{ kN/m}$

Für die Abschätzung der realen Beanspruchungen aus Straßenbahnverkehr werden folgende vier Lastsituationen betrachtet:

- Situation 1: 1 Straßenbahn am Ende des Kragarms stehend
- Situation 2: 2 Straßenbahn am Ende des Kragarms stehend (Begegnungsverkehr)
- Situation 3: 1 Straßenbahn am Ende des Kragarms stehend und 1 Straßenbahn auf dem Stromeinhängeträger am Gelenk II stehend (Kolonnenfahrt)
- Situation 4: 2 Straßenbahn am Ende des Kragarms stehend und 2 Straßenbahn auf dem Stromeinhängeträger am Gelenk II stehend (Begegnungsverkehr, Kolonnenfahrt)



**Abbildung 40:** Lastanordnung für Straßenbahnlasten auf dem Zug C

Im Gegensatz zu den vorhergehenden Lastbildern wurde in der Ursprungsstatik die Straßenbahnbeanspruchung mit 56 kN/m angesetzt. Verglichen mit dem Lastbild der DVB entspricht dies ca. 5% mehr als die 2-fache Last des DVB-Lastmodells der Laststufe III, angesetzt in beiden Fahrtrichtungen.

#### 4.8 Verkehrslast auf Zug A und Zug B

Da der Einsturz zu einem Zeitpunkt auftrat, zu welchem auch in den Stunden davor keine nennenswerten Verkehrslasten auf den Überbauten auftraten, werden diese vernachlässigt.

## 5 Umlagerungsmöglichkeiten, Schnittgrößen und Nachweise der Ursprungsstatik

### 5.1 Umlagerungsmöglichkeiten über Querträgerverbindung

Mit dem Gesamtmodell können die Schnittgrößen an der Versagensstelle Achse D für verschiedene Einwirkungen ermittelt werden. Dabei lässt sich grundsätzlich unterscheiden, ob die Querverbindungsträger wirken oder nicht wirken. Grundsätzlich lässt sich durch die Querverbindungsträger, wie aus der Ursprungsstatik bekannt, eine Querverteilung von Lasten auf die Züge A, B und C feststellen. In den Bestandsunterlagen [U1] wurde angegeben, dass sich eine Einzellast von 100 Mp, wirkend auf einem der äußeren Züge an der Kragarmspitze vor Gelenk II, z.B. auf Zug A, wie folgt im Lastabtrag verteilt: Zug A = 44 Mp; Zug B = Zug C = 28 Mp. D.h. nur 44% der Einzellast werden von dem beanspruchten Überbau abgetragen, während sich der verbleibende Lastanteil gleichmäßig auf die beiden anderen Überbauten verteilt. Im eigenen Gesamtmodell wird folgende Querverteilung erhalten:

**Tabelle 7:** Querverteilung von Einzellasten über die Querträgerverbindungsträger am eigenen Gesamtmodell

EINZELLAST	BELASTUNG AUF	LASTANTEIL ZUG A	LASTANTEIL ZUG B	LASTANTEIL ZUG C
1 MN	Zug A	52,4 %	28,6 %	19,0 %
1 MN	Zug B	35,2 %	29,6 %	35,2 %
1 MN	Zug C	52,4 %	28,6 %	19,0 %

Weiterhin lässt sich am Gesamtmodell ableiten, dass sich der Zug B ohne eingetretene Schädigungen an den Überbauten im Laufe der Zeit unter Eigenlast auf die Züge A und C ablegen würde. Der Zug B weist ein ungünstigeres Eigengewichts-/ Steifigkeits-Verhältnis gegenüber den Zügen A und C auf, so dass sich nach Abklingen der Verformungsunterschiede durch Kriechen + Schwinden ein entsprechender Zustand, unabhängig vom ursprünglich vorgenommenen Höhenausgleich, einstellt. Folgende rechnerische Lastumlagerung der Eigengewichts- und Ausbaulasten ergibt sich:

**Tabelle 8:** Momentenbeanspruchung in Achse D bei wirksamer bzw. nicht wirksamer Querträgerverbindung infolge Eigengewichts- und Ausbaulasten

QUERTRÄGERVERBINDUNG	ZUG A – MOMENT IN ACHSE D [MN]	ZUG B - MOMENT IN ACHSE D [MN]	ZUG C - MOMENT IN ACHSE D [MN]
Nicht wirksam	-656,8	-530,6	-620,9
Wirksam	-657,0	-517,6	-633,7



## 5.2 Schnittgrößen

### 5.2.1 Vergleich mit der Ursprungsstatik

Der Bestandsstatik können die Momentenbeanspruchungen für den Zug C - Stütze D entnommen werden. Zudem gibt es Angaben zur Momentenbeanspruchung aus einer Nachrechnung von 2023 (ungeprüft) und dem eigenen Modell. Die Schnittgrößen werden grundsätzlich am in Querrichtung ungekoppelten System ermittelt (Querträgerverbindung am Gelenk II vernachlässigt). Lediglich beim eigenen Modell erfolgt die Betrachtung für das gekoppelte und das ungekoppelte System. Beim gekoppelten System erfolgt die Schnittkraftumlagerung aus ständigen Lasten entsprechend den Steifigkeiten der Überbauten. Die Überbauten wurden gegen Ende der Bauarbeiten am Gelenk II durch eine Bolzenkonstruktion auf die gleiche Höhe gebracht und durch eine Querträgerverbindung in ihrer Lage entsprechend festgesetzt, wodurch die Schnittkraftumlagerung auf den Endzustand übergeht. Im Ursprungszustand besitzt der Zug B eine geringere Steifigkeit bezogen auf sein Eigengewicht, so dass geringe Lasten auf die benachbarten Überbauten übertragen werden. Für die Verkehrsbeanspruchung durch die Straßenbahn wurde entsprechend der Bestandsstatik eine Streckenlast von 56 kN/m berücksichtigt.

**Tabelle 9:** Momentenbeanspruchung in Achse D, Zug C verschiedener Berechnungsmodelle bei wirksamer bzw. nicht wirksamer Querträgerverbindung

	M_g1,Krag	M_g1,Einh	M_g1, Gel+QS	M_g1,ges	M_g2	M_g,ges	M_q
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Bestandsstatik	-264600	-227500		-492100	-111500	-603600	-122180
NR 2023	-484000			-484000	-84000	-568000	-129000
MKP ohne QVT	-491300		-28100	-519400	-101500	-620900	-133056
MKP mit QVT	-497600		-29900	-527500	-106200	-633700	-97160

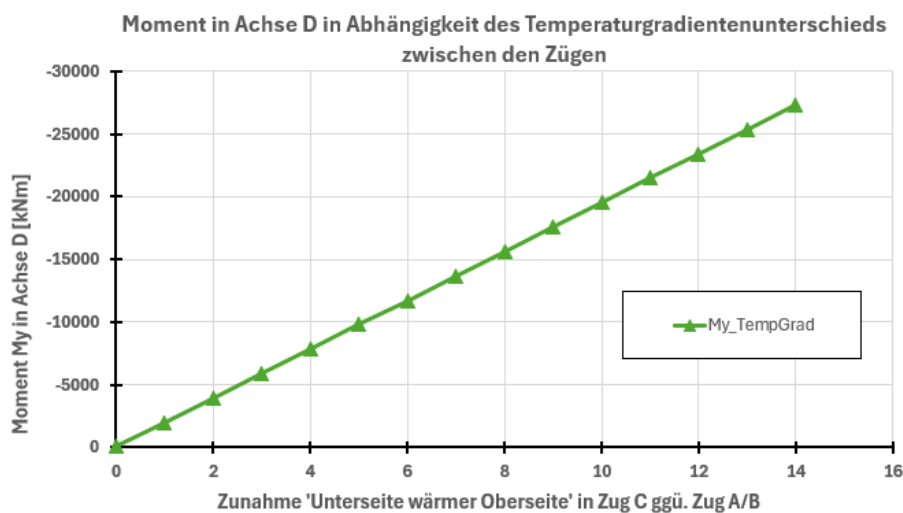
Insgesamt weisen die Momentenbeanspruchungen eine gute Übereinstimmung auf und variieren in einer Größenordnung  $\pm 5\%$ . Für das gekoppelte System wird ersichtlich, dass der Zug C ohne eine Schädigung geringfügige Anteile der Eigengewichtslasten vom Zug B abträgt, diese aber in Relation zur Gesamtbeanspruchung vernachlässigbar sind. Demgegenüber werden bei einer Verkehrsbeanspruchung ausschließlich von Zug C Verkehrslastanteile an die Züge A/B übertragen. Für die aufgebrachte Streckenlast von 56 kN/m auf Zug C beträgt der auf die Züge A/B übertragen Lastanteile  $(133056 \text{ kNm} - 97160 \text{ kNm}) / 133056 \text{ kNm} \cdot 100\% = 27\%$ .

Vergleichend zur möglichen Reduktion der Momentenbeanspruchung in Achse D, Zug C durch ein Ablegen des Kragarms auf die Querträgerverbindung entsprechend Abschnitt 2.4 von  $\Delta M_{D,red,QTV} = 126 \text{ MNm}$  ist ersichtlich, dass dies der Größenordnung der vollen Verkehrsbeanspruchung entspricht. Die Querträgerverbindung hat somit einen wesentlichen Einfluss auf die Momentenbeanspruchung in der Achse D, insbesondere wenn die Beanspruchung aus dem Eigengewicht resultiert.

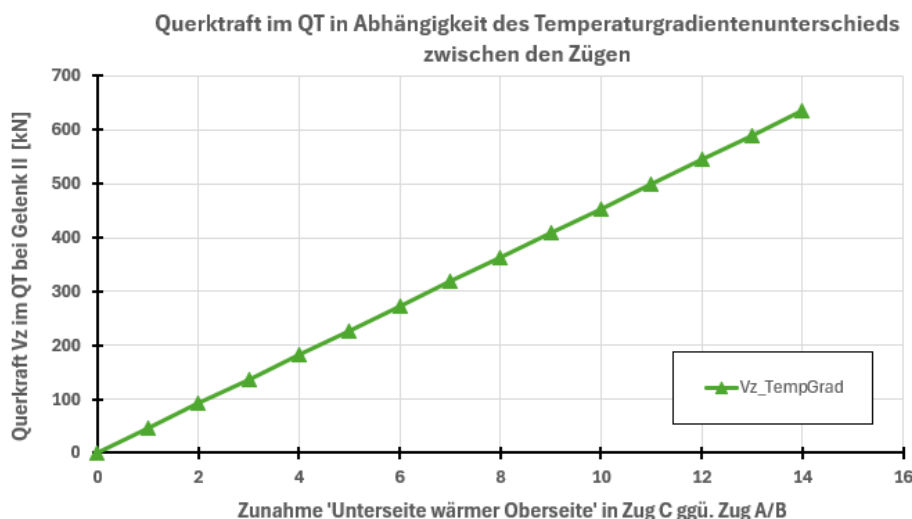
## 5.2.2 Temperaturbeanspruchung

### Schnittgrößen am Gesamtsystem

Infolge der Änderung des Temperaturgradienten zwischen den Zügen A/B und dem Zug C resultieren folgende Momentenbeanspruchungen in der Achse D, Zug C bzw. Querkraftbeanspruchungen in der Querträgerverbindung zwischen den Zügen B und C. Aus den Berechnungsergebnissen mit dem Lastansatz entsprechend Abschnitt 4.6 können die Momentenbeanspruchung in Achse D und Querkraftbeanspruchung der Querträgerverbindung am Gelenk II durch lineare Interpolation für zunehmende Differenzen zwischen den Zügen A, B und Zug C bestimmt werden.



**Abbildung 41:** Momente  $M_y$  an der Achse D, Zug C infolge unterschiedlicher Verläufe der Temperaturgradienten zwischen Zug A/B und Zug C

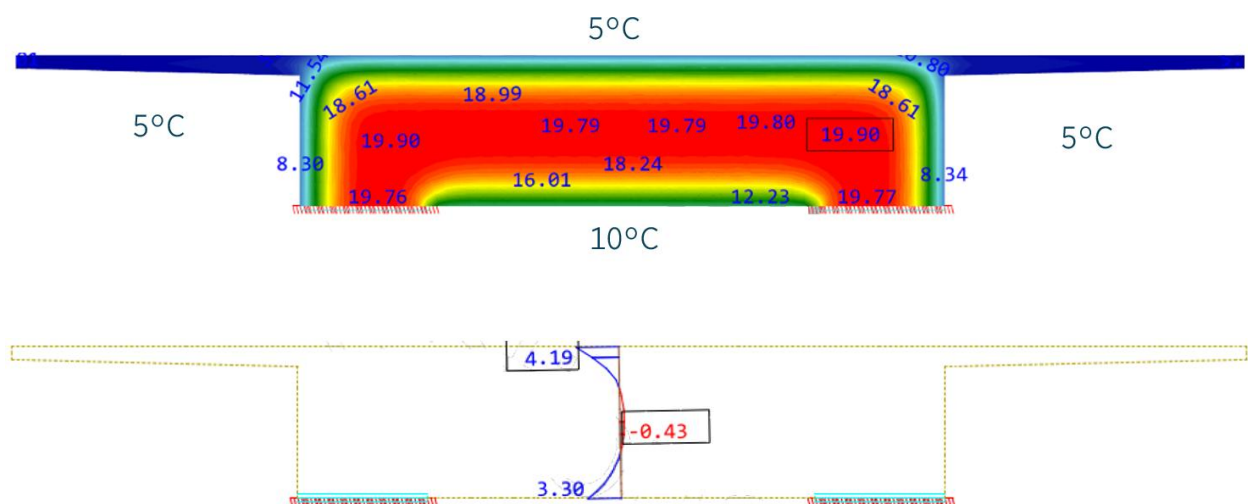


**Abbildung 42:** Querkraft  $V_z$  in der Querträgerverbindung am Gelenk II zwischen den Zügen B und C infolge unterschiedlicher Verläufe der Temperaturgradienten zwischen Zug A/B und Zug C

### Eigenspannungen über die Querschnittshöhe einzelner Bauteile

Am Gesamtsystem resultieren Schnittgrößen infolge einer Temperatureinwirkung und damit eine zusätzliche Beanspruchung der Spannglieder nur unter der Voraussetzung, dass die Überbauten verschiedene Temperatureinwirkungen aufweisen und die Querträgerverbindung wirksam ist. Auf Querschnittsebene kommt es zudem bei jeder Änderung der Außenlufttemperatur und der damit verbundenen Anpassung der Betontemperatur in den einzelnen Teilquerschnitten des Gesamtquerschnitts zur Entwicklung von Eigenspannungen. Diese resultieren aus der mit unterschiedlicher Geschwindigkeit verlaufenden Abkühlung bzw. Zunahme der Temperatur über die Teilquerschnittshöhe. Dabei verändert sich die Kerntemperatur des Teilquerschnitts grundsätzlich langsamer als die Temperatur in den Randbereichen, d.h., der Teilquerschnitt speichert seine Ausgangstemperatur im Kern länger und passt sich in den Randbereichen der Umgebungstemperatur schneller an. Infolge des hieraus resultierenden nichtlinearen Temperaturgradienten über die Teilquerschnittshöhe stellt sich ein Eigenspannungszustand ein, der eine Beanspruchung in allen Materialien hervorruft, die sich im Teilquerschnitt befinden.

Die folgende Abbildung zeigt beispielhaft, wie sich die Betontemperatur über die Fahrbahnplattenhöhe (140 cm) im Bereich des Stützquerträgers Achse D bei einer Abkühlung über eine Dauer von 24 Stunden entwickelt hat. Dabei wurde für die Berechnung für den Teilquerschnitt eine konstante Ausgangstemperatur von 25°C vorgegeben. Die umgebende Außenluft weist eine Abkühlung auf 5°C und die Hohlkasteninnentemperatur von 10°C auf. Für die Berechnung wurde nur die Fahrbahnplatte betrachtet und diese in den horizontalen Anschnitten zu den Stegen unverschieblich gelagert. Unter der Darstellung der Entwicklung der Betontemperatur ist die zugehörige Eigenspannung dargestellt, die sich für die vorgegebenen Randbedingungen über die Fahrbahnplattenhöhe einstellen.



**Abbildung 43:** Temperaturgradient (oben) über die Fahrbahnplattenhöhe in der Querträgerscheibe in Achse D und Entwicklung der Eigenspannungen (unten) über die Fahrbahnplattenhöhe bei Abkühlung des Betonquerschnitts von 25°C auf eine vorgegebene Außenlufttemperatur nach 24 Stunden

Die Entwicklung der Bauteiltemperatur nach 24 Stunden zeigt, dass sich die Kerntemperatur des Teilquerschnitts gegenüber den Randbereichen sehr viel langsamer abkühlt und in den Randbereichen ein sehr großer Temperaturgradient vorliegt. Bei einer Abkühlung von Beton möchte sich dieser

zusammenziehen, was auch in den Randbereichen des dargestellten Teilquerschnitts erfolgt. Da sich jedoch im Kernbereich des Teilquerschnitts noch wärmeres Material befinden, wird das Zusammenziehen bzw. Verkürzen der Randbereiche behindert. Infolge dieser Dehnungsbehinderung treten in den kühleren Randbereichen des Teilquerschnitts Zugspannungen und im Kernbereich Druckspannungen auf (Eigenspannungen), die auch in den im Querschnitt liegenden Bündelspanngliedern Beanspruchungen hervorrufen. Mit zunehmendem Temperatursausgleich der Betontemperatur über die Querschnittshöhe verringern sich die Eigenspannungen wieder und nehmen bei einer konstanten Teilquerschnittstemperatur den Wert Null an.

In der Darstellung der Eigenspannungen (unten) werden die Spannungen für das Material Beton angegeben. Da sich die Spannungen aus den auftretenden Dehnungen bestimmt ist die Spannstahlspannungen in einer konkret betrachteten Querschnittshöhe ca. 6-fach größer als die des Betons, da der Stahl eine ca. 6-fach höhere Steifigkeit besitzt ( $E_p / E_c = 210.000 \text{ N/mm}^2 / 35.000 \text{ N/mm}^2 = 6$ ). Ausgehend von einer Betonzugspannung von  $\Delta\sigma_c = +3,5 \text{ N/mm}^2$  im oberen Querschnittsbereich, in einer Höhe, in welcher die Fahrbahnplattenspannglieder liegen, ergibt sich für den Spannstahl eine Spannungszunahme von  $\Delta\sigma_p = 21 \text{ N/mm}^2$  ( $\Delta\varepsilon = +0,1 \%$ ).

Die rechnerische Spannungszunahme infolge eines nichtlinearen Temperaturgradienten über die Teilquerschnittshöhe der Fahrbahnplatte der Querträgerscheibe im Bereich der Achse D erreicht nicht die Größenordnung, dass diese allein ein Versagen des Querschnitts hervorgerufen haben könnte (vgl. auch Abschnitt 6.4). Dennoch zeigt die Berechnung, dass hierdurch eine Beanspruchung der Bündelspannglieder resultiert, welche von diesen aufgenommen werden musste. Die aufzunehmende Beanspruchung fällt umso höher aus, umso größer der Temperaturgradient im Teilquerschnitt vorliegt. Für die Berechnung konnte der Temperaturgradient lediglich beispielhaft angenommen werden, da keine belastbaren Eingangsgrößen vorliegen. Die Auswirkungen können somit einen größeren aber auch einen kleineren Einfluss auf das Querschnittsversagen in Achse D Zug C gehabt haben.

### 5.2.3 Straßenbahn

Für die vier untersuchten Situationen der Straßenbahnlaststellungen mit dem DVB-Lastmodell ergeben sich folgende Biegebeanspruchungen in der Achse D bzw. Querkraftbeanspruchungen in der Querträgerverbindung am Gelenk II zwischen den Zügen B und C

KAPITEL	Gutachterliche Leistungen			
BLOCK	Anlage zum Gutachten - Statische Untersuchungen			INDEX a
VORGANG	Umlagerungsmöglichkeiten, Schnittgrößen und Nachweise der		SEITE	52 / 87

Tabelle 10: Moment in der Achse D infolge verschiedener Beanspruchungen aus Straßenbahnlaststellungen

Moment in Achse D	Zug A	Zug B	Zug C	Zug A	Zug B	Zug C
Straßenbahn	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]	[%]	[%]
1-fach auf Kragarm (Situation 1)	-4231	-6364	-13254	18	27	56
2-fach auf Kragarm (Situation 2)	-8462	-12728	-26508	18	27	56
1-fach auf Kragarm + Stromeinhängeträger (Situation 3)	-9802	-14744	-28496	18	28	54
2-fach auf Kragarm + Stromeinhängeträger (Situation 4)	-19604	-29488	-56992	18	28	54

Tabelle 11: Querkraft in der Querträgerverbindung bei Gelenk II zwischen den Zügen B und C infolge Straßenbahnlaststellungen

Querkraft im Querträger	Last	Zug C-B	Zug B-A
Straßenbahn	[kN/m]	[kN]	[kN]
1-fach auf Kragarm (Situation 1)	25,34	-247	-98
2-fach auf Kragarm (Situation 2)	50,68	-494	-196
1-fach auf Kragarm + Stromeinhängeträger (Situation 3)	25,34	-572	-228
2-fach auf Kragarm + Stromeinhängeträger (Situation 4)	50,68	-1144	-456

### 5.3 Abgleich mit der Bestandsstatik für maßgebende Nachweise

Aus den jeweiligen Einzelschnittgrößen werden die Bemessungsschnittgrößen ermittelt. Gemäß TGL 0-4772 [U7] wird für den Bruchzustand eine globale Sicherheit von 1,7 für das Eigengewicht und die Verkehrsbeanspruchung gefordert:

#### 1.12. Sicherheit gegen Erreichen der Traglast

Der Sicherheitsnachweis ist für die  $\gamma$ -fache Gebrauchslast, das heißt für die ungünstigste Zusammenstellung der Lastfälle Vorspannung + Schwinden und Kriechen + Temperaturwirkung +  $1,7\gamma$ -fache Summe aus ständiger Last und Verkehrslast zu führen.

Für den Gebrauchszustand mit beschränkter Vorspannung müssen folgende Betonrandspannungen gemäß TGL 0-4772 [U7] eingehalten werden:

$$\sigma_{c,Rand} = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{für } G + P + \frac{1}{2} Q$$

$$\sigma_{c, \text{Rand}} = 3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{für G + P + Q}$$

### 1.11. Rißsicherung bei beschränkter Vorspannung

Bei beschränkter Vorspannung ist die Rißgefahr größer als bei voller Vorspannung.

#### 1.11.1. Begrenzung der Zugspannung im Beton und ihre Aufnahme durch Bewehrung

Unter Gebrauchslast sind in der Regel die in Tabelle 7, Zeile 14 bis 17, angegebenen Zugspannungen zulässig. Unter den in den Abschnitten 1.10.1.2.1. bis 1.10.1.2.3. angegebenen besonderen Voraussetzungen dürfen die in Tabelle 7, Zeile 18 bis 20, angegebenen höheren Werte verwendet werden. Bei Bauteilen im Freien dürfen jedoch beim Zustand Vorspannung + ständige Last + Kriechen und Schwinden keine Zugspannungen auftreten. Bei Brücken, Kranbahnen und anderen Bauteilen mit nicht vorwiegend ruhenden Lasten dürfen auch unter Einfluß der halben Verkehrslast noch keine Zugspannungen auftreten. Wegen der Begrenzung der Betonzugspannungen bei Brücken vergleiche außerdem Tabelle 7.1.

Tabelle 12: Auszug Tabelle 7 der TGL 0-4227

Beanspruchungsart	Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen in $\text{kp/cm}^2$ bei Betongüte			Zeile
		B 300	B 450	B 600	
Stahl auf Zug	1. Stahl der Spannglieder				
	1.1. Vorübergehend im Spannbett, vergleiche auch Abschnitt 1.9.2.1. und 1.15.2.	III 0,80	$\sigma_s$		37
	1.2. Unter Gebrauchslast	III 0,75	$\sigma_s$		38
		III 0,55	$\sigma_B$		
	1.3. Unter Gebrauchslast örtlich bei Dehnungsbehinderung, vergleiche Abschnitt 1.16.4.	5% mehr als in Zeile 38			39
	1.4. Randspannungen in Krümmungen, vergleiche auch Abschnitt 1.6.3.	15% mehr als in Zeile 38 und 39			40
	Wegen der zulässigen Spannung bei Verankerung mit Schlupf vergleiche Abschnitt 1.5.3.4.				

Tabelle 13: Auszug Tabelle 7.1 der TGL 0-4227

Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen in $\text{kp/cm}^2$ bei Betongüte			Zeile entsprechend Tabelle 7
	B 300	B 450	B 600	
Randspannung bei Biegung <sup>3)</sup> bei Zugzone unten allgemein und bei Zugzone oben mit Abdichtung	25	30	35	16

Um die globale Sicherheit für den Bruchzustand zu berücksichtigen, werden die charakteristischen Schnittgrößen mit dem globalen Sicherheitsfaktor von 1,7 multipliziert. Der Nachweis der Randzugspannung wird mit den charakteristischen Schnittgrößen geführt:

**Tabelle 14:** Biegemomenten  $M_y$  an der Achse D für verschiedene Bemessungssituationen

	$M_{\text{Gebr}; 1/2 \times Q}$	$M_{\text{Gebr}; 1,0 \times Q}$	$M_{\text{Bruch}}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Bestandsstatik	-664690	-725780	-1233826
NR 2023	-632500	-697000	-1184900
MKP ohne QVT	-687428	-753956	-1281725
MKP mit QVT	-682280	-730860	-1242462

### 5.3.1 Nachweise entsprechend Ursprungsstatik mit dem Anschnittsquerschnitt

#### 5.3.1.1 Nachweis der Randzugspannung für halbe Verkehrslast

Nachweis  $\sigma_{c,\text{Rand}} = 0 \text{ N/mm}^2$  für  $G + P + \frac{1}{2} Q$

Brutto		Ideell			
M_y,g,Kragtr	-264,6 [MNm]	M_y,g,Einhänge	-227,5 [MNm]	M_y,q=	-122,2 [MNm]
		M_y,g,Ausbau	-111,5 [MNm]	M_y,g,kons=	-492,1 [MNm]
		M_y,q	-61,09 [MNm]	M_y,g,ges=	-603,6 [MNm]
M_p	413,8 [MNm]	M_p	0,0 [MNm]	Summe=	-725,8 [MNm]
M	149,2 [MNm]	M	-400,1 [MNm]		
N_p	-171,8 [MN]	N_p	[MN]		
A	20,19 [m²]	A	23,13 [m²]		
I_yy	60,74 [m4]	I_yy	73,33 [m4]		
h	5,2 [m]	h	5,2 [m]		
z_o	-2,81 [m]	Z_o	-2,81 [m]		
z_u	2,39 [m]	z_u	2,39 [m]		
z_p	2,41 [m]	z_p	[m]		
Wo	-21,62 [m3]	Wo	-26,10 [m3]		
Wu	25,41 [m3]	Wu	30,68 [m3]		
				Summe	
s_o	-15,41 [N/mm²]	s_o	15,33 [N/mm²]		-0,08 [N/mm²]
s_u	-2,64 [N/mm²]	s_u	-13,04 [N/mm²]		-15,68 [N/mm²]

Der Nachweis der beschränkten Vorspannung ist mit den Querschnittswerten des Anschnitts Stütze D eingehalten.

#### 5.3.1.2 Nachweis der Randzugspannung für volle Verkehrslast

$\sigma_{c,\text{Rand}} = 3 \text{ N/mm}^2$  für  $G + P + Q$

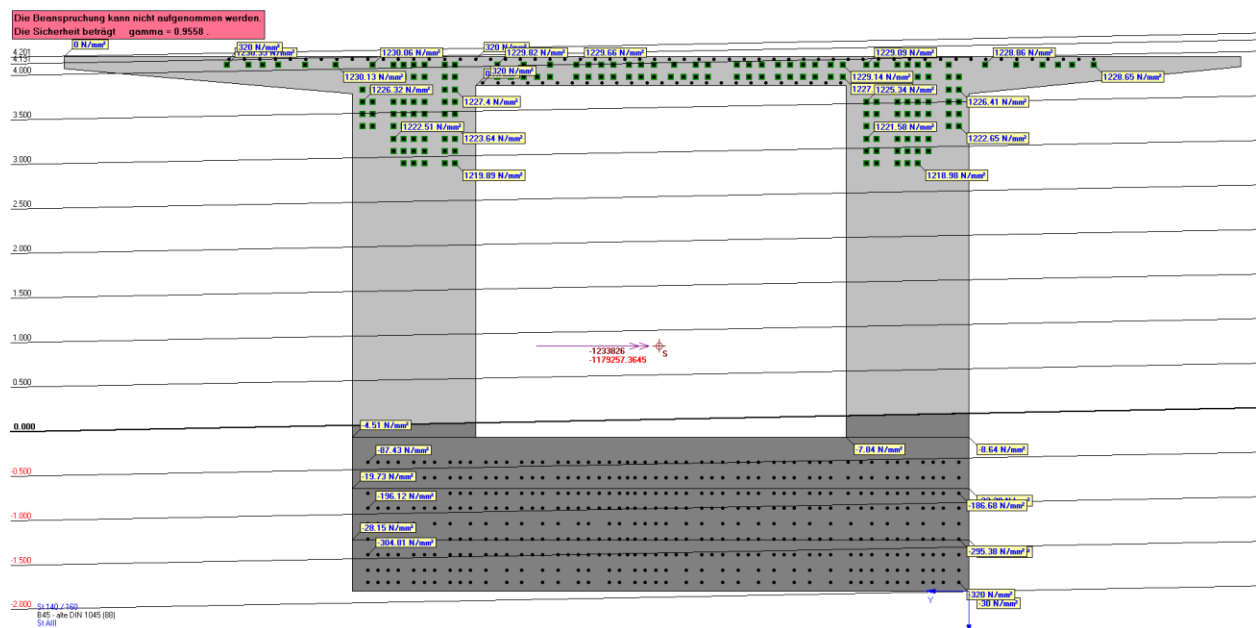


Brutto		Ideell			
M <sub>y,g,Kragtr</sub>	-264,6 [MNm]	M <sub>y,g,Einhänge</sub>	-227,5 [MNm]	M <sub>y,q=</sub>	-122,2 [MNm]
		M <sub>y,g,Ausbau</sub>	-111,5 [MNm]	M <sub>y,g,kons=</sub>	-492,1 [MNm]
		M <sub>y,q</sub>	-122,2 [MNm]	M <sub>y,g,ges=</sub>	-603,6 [MNm]
M <sub>p</sub>	413,8 [MNm]	M <sub>p</sub>	0,0 [MNm]	Summe=	-725,8 [MNm]
M	149,2 [MNm]	M	-461,2 [MNm]		
N <sub>p</sub>	-171,8 [MN]	N <sub>p</sub>	[MN]		
A	20,19 [m²]	A	23,13 [m²]		
I <sub>yy</sub>	60,74 [m4]	I <sub>yy</sub>	73,33 [m4]		
h	5,2 [m]	h	5,2 [m]		
z <sub>o</sub>	-2,81 [m]	Z <sub>o</sub>	-2,81 [m]		
z <sub>u</sub>	2,39 [m]	z <sub>u</sub>	2,39 [m]		
z <sub>p</sub>	2,41 [m]	z <sub>p</sub>	[m]		
Wo	-21,62 [m3]	Wo	-26,10 [m3]		
Wu	25,41 [m3]	Wu	30,68 [m3]		
				Summe	
s <sub>o</sub>	-15,41 [N/mm²]	s <sub>o</sub>	17,67 [N/mm²]		2,26 [N/mm²]
s <sub>u</sub>	-2,64 [N/mm²]	s <sub>u</sub>	-15,03 [N/mm²]		-17,67 [N/mm²]

Der Nachweis der Randzugspannungen ist mit den Querschnittswerten des Anschnitts Stütze D eingehalten.

### 5.3.1.3 Nachweis der Bruchlast

Der Nachweis der Bruchlast erfolgt mit dem Programm INCA2 und der Vorgabe der damals gültigen Materialkennwerte.



**Abbildung 44:** Dehnungs- und Spannungsverteilung über den Anschnittsquerschnitt Achse D Zug C für den Bruchzustand

Der Nachweis der Bruchlasttragfähigkeit ist für den Anschnittsquerschnitt nicht eingehalten. Die Bruchlasttragfähigkeit ist um ca. 4,5 % überschritten, wobei die Grenzdehnung des Betons überschritten wird.

Überprüfung der Rotationsfähigkeit im Bruchzustand:

$$\xi = x / d = 1,70 / 4,80 = 0,35 \leq 0,45 \rightarrow \text{Rotationsfähigkeit gegeben}$$

$d \approx 4,80\text{m}$  (bezogen auf Spannstahl)

KAPITEL	Gutachterliche Leistungen						
BLOCK	Anlage zum Gutachten - Statische Untersuchungen					INDEX	a
VORGANG	Umlagerungsmöglichkeiten, Lagerungsstatik	Schnittgrößen	und	Nachweise	der	SEITE	56 / 87

$x \approx 1,70\text{m}$  (aus Berechnungsergebnis)

### 5.3.2 Nachweise entsprechend Ursprungsstatik mit dem Stützquerschnitt

#### 5.3.2.1 Nachweis der Randzugspannung für halbe Verkehrslast

Nachweis  $\sigma_{c,Rand} = 0 \text{ N/mm}^2$  für  $G + P + \frac{1}{2} Q$

Brutto		Idell			
M <sub>y,g,Kragtr</sub>	-264,6 [MNm]	M <sub>y,g,Einhänge</sub>	-227,5 [MNm]	M <sub>y,q=</sub>	-122,2 [MNm]
		M <sub>y,g,Ausbau</sub>	-111,5 [MNm]	M <sub>y,g,kons=</sub>	-492,1 [MNm]
		M <sub>y,q</sub>	-61,09 [MNm]	M <sub>y,g,ges=</sub>	-603,6 [MNm]
M <sub>p</sub>	365,7 [MNm]	M <sub>p</sub>	0,0 [MNm]	Summe=	-725,8 [MNm]
M	101,1 [MNm]	M	-400,1 [MNm]		
N <sub>p</sub>	-171,8 [MN]	N <sub>p</sub>	[MN]		
A	26,77 [m²]	A	29,71 [m²]		
I <sub>yy</sub>	75,78 [m⁴]	I <sub>yy</sub>	88,59 [m⁴]		
h	5,2 [m]	h	5,2 [m]		
Z <sub>o</sub>	-2,53 [m]	Z <sub>o</sub>	-2,56 [m]		
Z <sub>u</sub>	2,67 [m]	Z <sub>u</sub>	2,64 [m]		
Z <sub>p</sub>	2,13 [m]	Z <sub>p</sub>	[m]		
W <sub>o</sub>	-29,95 [m³]	W <sub>o</sub>	-34,61 [m³]		
W <sub>u</sub>	28,38 [m³]	W <sub>u</sub>	33,56 [m³]		
				Summe	
s <sub>o</sub>	-9,79 [N/mm²]	s <sub>o</sub>	11,56 [N/mm²]		1,77 [N/mm²]
s <sub>u</sub>	-2,86 [N/mm²]	s <sub>u</sub>	-11,92 [N/mm²]		-14,78 [N/mm²]

Der Nachweis der beschränkten Vorspannung ist mit den Querschnittswerten des Stützquerträgers nicht eingehalten.

#### 5.3.2.2 Nachweis der Randzugspannung für volle Verkehrslast

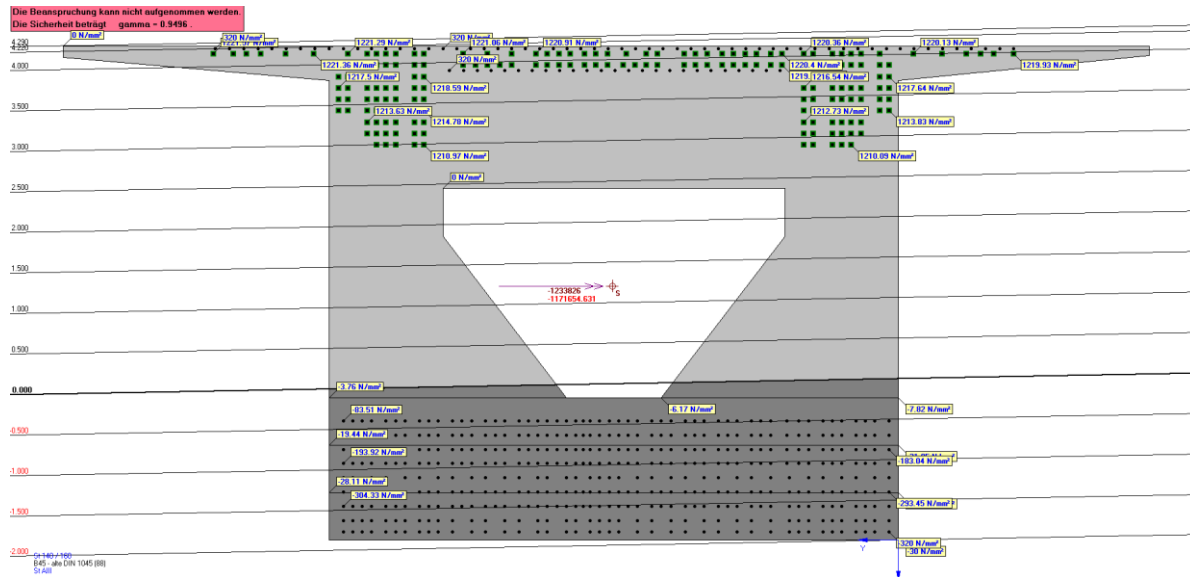
$\sigma_{c,Rand} = 3 \text{ N/mm}^2$  für  $G + P + Q$

Brutto		Idell			
M <sub>y,g,Kragtr</sub>	-264,6 [MNm]	M <sub>y,g,Einhänge</sub>	-227,5 [MNm]	M <sub>y,q=</sub>	-122,2 [MNm]
		M <sub>y,g,Ausbau</sub>	-111,5 [MNm]	M <sub>y,g,kons=</sub>	-492,1 [MNm]
		M <sub>y,q</sub>	-122,2 [MNm]	M <sub>y,g,ges=</sub>	-603,6 [MNm]
M <sub>p</sub>	365,7 [MNm]	M <sub>p</sub>	0,0 [MNm]	Summe=	-725,8 [MNm]
M	101,1 [MNm]	M	-461,2 [MNm]		
N <sub>p</sub>	-171,8 [MN]	N <sub>p</sub>	[MN]		
A	26,77 [m²]	A	29,71 [m²]		
I <sub>yy</sub>	75,78 [m⁴]	I <sub>yy</sub>	88,59 [m⁴]		
h	5,2 [m]	h	5,2 [m]		
Z <sub>o</sub>	-2,53 [m]	Z <sub>o</sub>	-2,56 [m]		
Z <sub>u</sub>	2,67 [m]	Z <sub>u</sub>	2,64 [m]		
Z <sub>p</sub>	2,13 [m]	Z <sub>p</sub>	[m]		
W <sub>o</sub>	-29,95 [m³]	W <sub>o</sub>	-34,61 [m³]		
W <sub>u</sub>	28,38 [m³]	W <sub>u</sub>	33,56 [m³]		
				Summe	
s <sub>o</sub>	-9,79 [N/mm²]	s <sub>o</sub>	13,33 [N/mm²]		3,53 [N/mm²]
s <sub>u</sub>	-2,86 [N/mm²]	s <sub>u</sub>	-13,74 [N/mm²]		-16,60 [N/mm²]

Der Nachweis der Randzugspannungen mit den Querschnittswerten des Stützquerträgers nicht eingehalten.

### 5.3.2.3 Nachweis der Bruchlast

Der Nachweis der Bruchlast erfolgt mit dem Programm INCA2 und der Vorgabe der damals gültigen Materialkennwerte.



**Abbildung 45:** Dehnungs- und Spannungsverteilung über den Stützquerschnitt Achse D Zug C für den Bruchzustand

Der Nachweis der Bruchlasttragfähigkeit ist für den Stützquerschnitt nicht eingehalten. Die Bruchlasttragfähigkeit ist um ca. 5 % überschritten, wobei die Grenzdehnung des Betons überschritten wird.

Überprüfung der Rotationsfähigkeit im Bruchzustand:

$$\xi = x / d = 1,65 / 4,80 = 0,34 \leq 0,45 \rightarrow \text{Rotationsfähigkeit gegeben}$$

$d \approx 4,80 \text{ m}$  (bezogen auf Spannstahl)

$x \approx 1,65 \text{ m}$  (aus Berechnungsergebnis)

### 5.3.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Berechnungen der Randzugspannungen zeigen, dass in der ursprünglichen Bemessung vermutlich der Einfluss des Stützquerschnitts vernachlässigt wurde. Mit den angenommenen 13 % Spannkraftverlusten konnten die Nachweise für eine beschränkte Vorspannung erbracht werden, wogegen dies mit den Querschnittswerten des Stützquerschnitts nicht möglich war. Für den Nachweis der Bruchsicherheit konnten beim „Nachvollziehen“ der Ursprungsstatik die Nachweise für beide Querschnitte nicht erbracht werden, wobei die Überschreitung der Tragfähigkeit jeweils ca. 5 % beträgt. Woraus diese Überschreitung resultiert, konnte nicht abschließend geklärt werden. Ein Grund könnte die Vernachlässigung der Querneigung des Querschnitts sowie der Aufkantung für die Kappenbefestigung sein, da sich bei exakter Modellierung der Querschnittswiderstand erhöhen würde. Zudem würde die Berücksichtigung weiterer untergeordneter Betonstahlbewehrung den Querschnittswiderstand erhöhen. Aufgrund der geringfügigen Überschreitung der Tragfähigkeit und der diskutierten geringfügig höheren Tragfähigkeit des Querschnitts



bei detaillierterer Modellierung wird der Überschreitung von 5 % nicht weiter nachgegangen. Die aufgestellten Querschnitte für den Anschnitt und den Stützbereich bilden die Grundlage für die weiterführende Betrachtung, da diese die Ursprungsannahmen ausreichend abbilden.

## 6 Einfluss ausfallende Spannstahlfläche auf die Querschnittstragfähigkeit

### 6.1 Allgemeines

In den nachfolgenden Betrachtungen werden die Auswirkungen einer ausfallenden Spannstahlfläche auf sich einstellende Querschnittsdehnungen im Zustand II und die Auslastungen der Querschnitte (Anschnitt- und Stützquerschnitt) betrachtet. Die Dehnungsermittlung wird sowohl für die Arbeitslinien der Materialien im Gebrauchszustand als auch im Bruchzustand vorgenommen (vergleiche Abschnitt 3.2). Die Auslastungen werden demgegenüber nur für den Gebrauchszustand ermittelt. Der Grad der Ausnutzung berechnet sich für ein maximal aufnehmbares Moment mit einer konstanten Normalkraft (keine Änderung der Vorspannkraft bei einer Momentensteigerung). Die vorgegebene Querschnittsbeanspruchung, auf welche sich die Querschnittsauslastung bezieht, ist das Moment des Eigengewichts und der Ausbaulasten entsprechend der Ursprungsstatik  $M_{y,g,ges} = 603600 \text{ kNm}$ .

Weiterhin wird die Entwicklung der Druckzonenhöhe sowie die Auslastung des Querschnitts entsprechend der nach dem Einsturz festgestellten ausgefallenen Spannglieder ermittelt. Zudem wird für ausgewählte Querschnitte gezeigt, wie sich die Auslastung von Querschnitten mit reduzierter Spannstahlfläche und einer veränderlichen Momentenbeanspruchung entwickelt.

### 6.2 Dehnungen über die Querschnittshöhe

In den folgenden Diagrammen sind die Dehnungen für die Betonstahlbewehrung an der Oberseite der Fahrbahnplatte sowie in der oberen und unteren Lage der Druckbewehrung angegeben. Zudem sind die Dehnungen der oberen Spanngliedlage und des unteren Betonrandes des Querschnitts dargestellt.

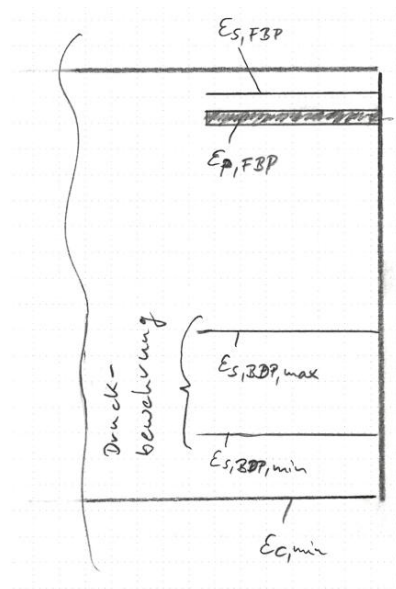
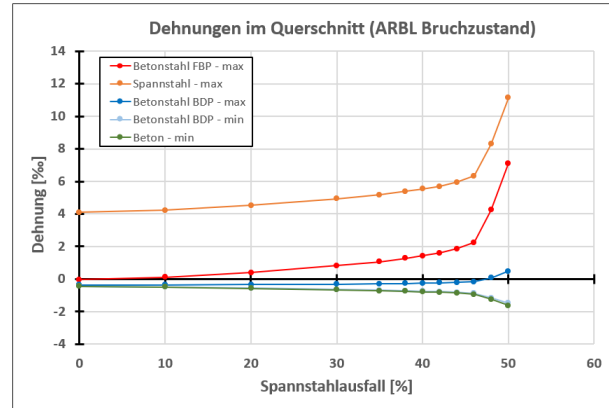
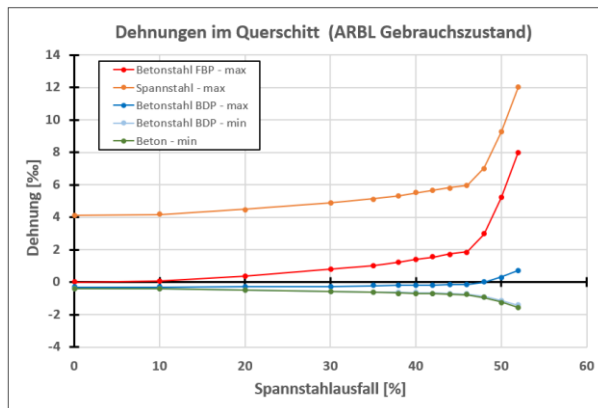
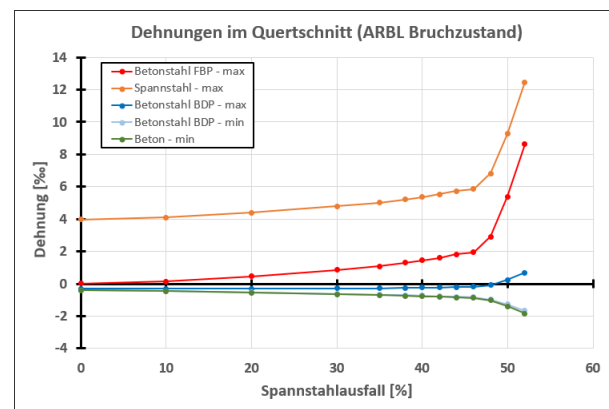
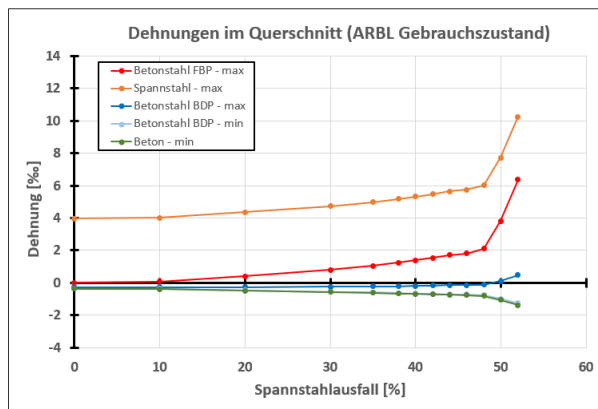


Abbildung 46: Lage der berechneten Dehnungen



**Abbildung 47:** Dehnungen von Beton, Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit vom Spannstahlausfall für den Anschnittquerschnitt Achse D für das Moment der ständigen Lasten berechnet mit Materialarbeitslinien für den Gebrauchs- (l.) und Bruchzustand (r.)



**Abbildung 48:** Dehnungen von Beton, Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit vom Spannstahlausfall für den Stützquerschnitt Achse D für das Moment der ständigen Lasten berechnet mit Materialarbeitslinien für den Gebrauchs- (l.) und Bruchzustand (r.)

Die Diagramme zeigen, dass unter der Einwirkung des Eigengewichts und der Ausbaulasten ein Ausfall der Spannstahlfläche von ca. 45 % der Gesamtspannstahlfläche nur zu geringfügigen Dehnungszunahmen im Querschnitt führt. Der Betonstahl an der Oberseite der Fahrbahnplatte überschreitet nur geringfügig seine Streckgrenze und es findet noch kein ausgeprägtes Fließen der Bewehrung statt. Über diesen gesamten Bereich ist der Spannstahlausfall nahezu proportional zur Zunahme der Dehnungen im Querschnitt für das konstante Moment. Erst mit weiterem Spannstahlausfall kommt es zu einer signifikanten Zunahme der Dehnungen wobei diese überproportional anwachsen. Zudem schnürt sich die Betondruckzone weiter ein, so dass ab ca. 48 % Spannstahlausfall die obere Druckbewehrung der Bodenplatte auf Zug beansprucht wird. Bei ca. 52 % Spannstahlausfall erreicht die Druckzone ihre maximal zulässige Stauchung von  $\epsilon_c = -2 \text{ ‰}$  und der Querschnitt versagt.

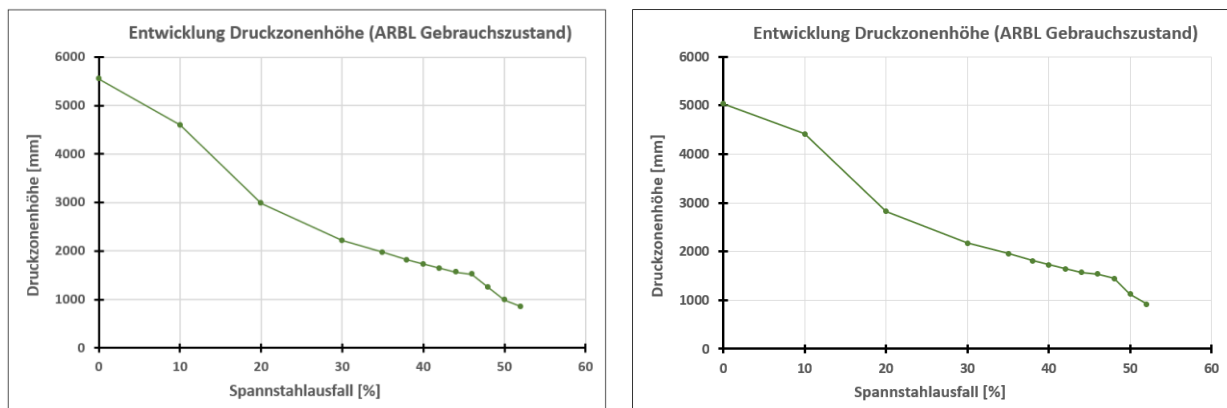
Der Unterschied zwischen einem Querschnitt in dem ausreichend Tragfähigkeitsreserven vorhanden sind und einem Querschnitt, bei dem ein rechnerisches Querschnittsversagen auftritt, beträgt lediglich ca. 4 % zusätzlicher Spannstahlausfall. Hieraus wird ersichtlich, wie empfindlich die Querschnittstragfähigkeit auf einen zusätzlichen Spannstahlausfall reagiert, wenn eine entsprechende Vorschädigung vorliegt. Zudem zeigen die Diagramme, dass bei dem vorliegenden Querschnitt erst ein hohes Maß an Spannstahlausfall zu

nennenswerten Dehnungsänderungen führt, die sich ggf. in Form einer Rissbildung bzw. sich signifikant ändernden Rissbreiten am Bauwerk widerspiegeln.

### 6.3 Entwicklung der Betondruckzonenhöhe

Aus den Berechnungen lässt sich ebenfalls die Entwicklung der Druckzonenhöhe mit zunehmendem Spannstahlausfall für die Momentenbeanspruchung infolge Konstruktionseigengewicht und Ausbaulasten in Achse D bestimmen. Einhergehend mit der starken Zunahme der Stahldehnungen ab einem Spannstahlausfall von ca. 48 % kommt es zu einem stärkeren Abfall der Druckzonenhöhe gegenüber dem vorhergehenden Bereich. Tritt in dem Querschnitt bei 52 % Spannstahlausfall rechnerisch das Versagen auf, beträgt die Höhe der Druckzone ca. 1 m.

Aus dem Vergleich der Druckzonenhöhe, dem daraus folgenden Spannstahlausfall und schließlich der auftretenden Dehnungen im Querschnitt, kann als Versagensform des Querschnitts ein sekundäres Biegedruckversagen bestimmt werden.



**Abbildung 49:** Entwicklung der Druckzonenhöhe in Abhängigkeit vom Spannstahlausfall für den Anschnittsquerschnitt (l.) und den Stützquerschnitt (r.) in Achse D für das Moment der ständigen Lasten berechnet mit Materialarbeitslinien Gebrauchszustand

Vergleichend zum rechnerischen Wert der Druckzonenhöhe wurde die Druckzonenhöhe im Versagensquerschnitt Achse D aus Fotoaufnahmen bestimmt. Diese konnte ebenfalls mit einer Größenordnung von ca. 1 m abgelesen werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Druckbewehrung in den oberen Lagen der Bodenplatte, bereits als Zugbewehrung wirkte und die tatsächliche Druckzonenhöhe möglicherweise eine noch kleinere Höhe aufwies, als aus dem Zustand nach dem Teileinsturz abgelesen werden konnte.



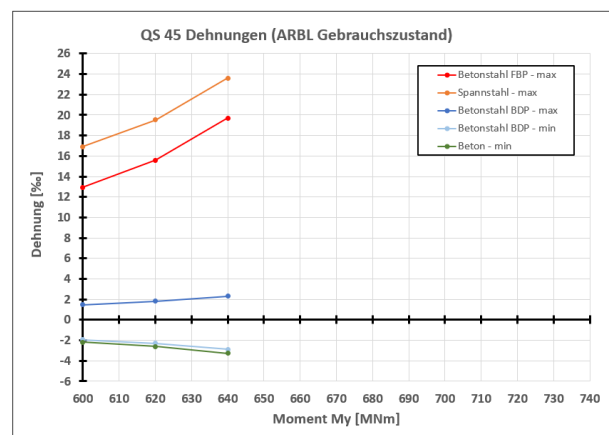
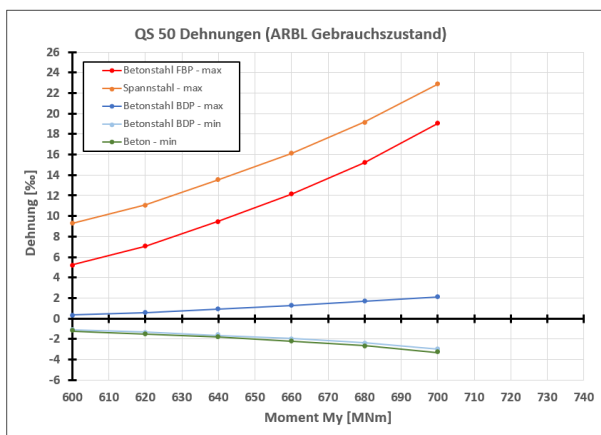
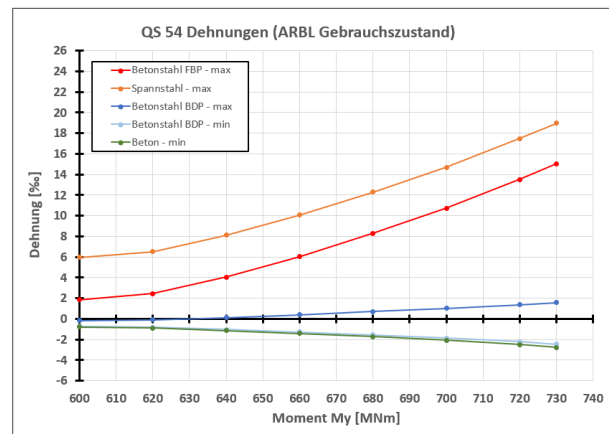
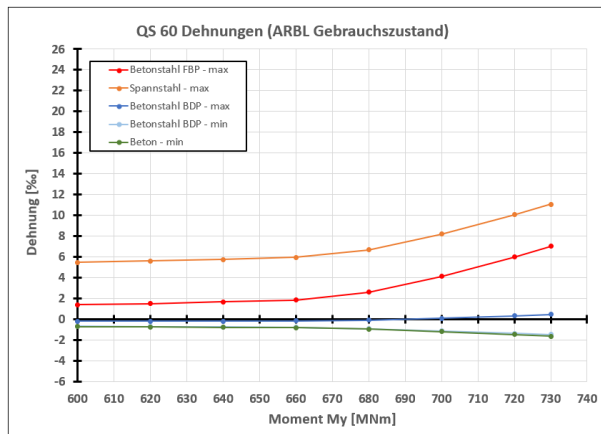


**Abbildung 50:** Blick auf die Bruchstelle Zug C in Achse D mit Kennzeichnung der vermuteten Druckzonenhöhe

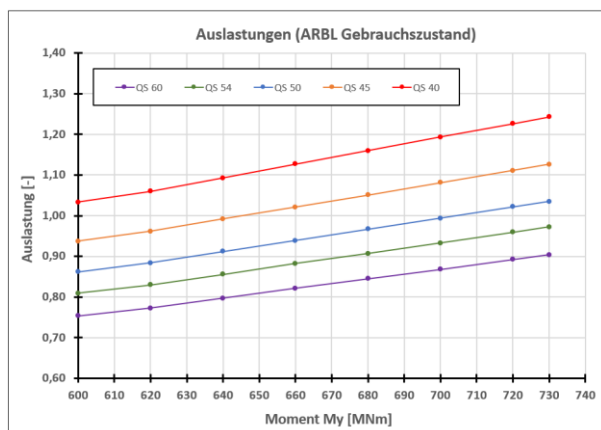
#### 6.4 Querschnittsausnutzung mit zunehmender Beanspruchung

Neben der Reduktion der Spannstahlfläche im Querschnitt ist der Einfluss der Momentenbeanspruchung in der Achse D von wesentlichem Interesse. Aus der Entwicklung der Dehnungen über die Querschnittshöhe mit zunehmendem Moment bei gleichbleibender Spannstahlfläche lässt sich abschätzen, welche Einwirkungen zusätzlich zum Konstruktionseigengewicht und den Ausbaulasten gewirkt haben müssen, bis sich ein Versagen im Querschnitt einstellt. Im Folgenden wird für ausgewählte Querschnitte mit reduzierter Spannstahlfläche die Entwicklung der Dehnungen sowie die Querschnittsauslastung für ein zunehmendes Biegemoment in Achse D dargestellt. Die betrachteten Querschnitte weisen wirksame Spannstahlflächen von 60 %, 54 %, 50 % und 45 % auf. Die Vorgabe der wirksamen Spannstahlfläche orientiert sich dabei zum einen an dem Bereich, bei dem im Abschnitt 6.2 eine signifikante Zunahme der Stahldehnungen zu verzeichnen ist. Zum anderen wird das Ergebnis der Auszählung des Spannstahlausfalls in Achse D Zug C nach dem Einsturz entsprechend dem nachfolgenden Abschnitt berücksichtigt. Bei der Berechnung werden die Arbeitslinien der Materialien für den Gebrauchszustand zugrunde gelegt und die Momentenbeanspruchung im Bereich von ständigen Lasten (Konstruktionseigengewicht + Ausbaulasten (600 MNm)) bis ständige Lasten + Verkehrslast (730 MNm; beides auf charakteristischem Niveau) gesteigert. Die Darstellung der Dehnungen endet dabei jeweils bei den Momenten, welche ohne Tragfähigkeitsüberschreitung maximal aufgenommen werden können.

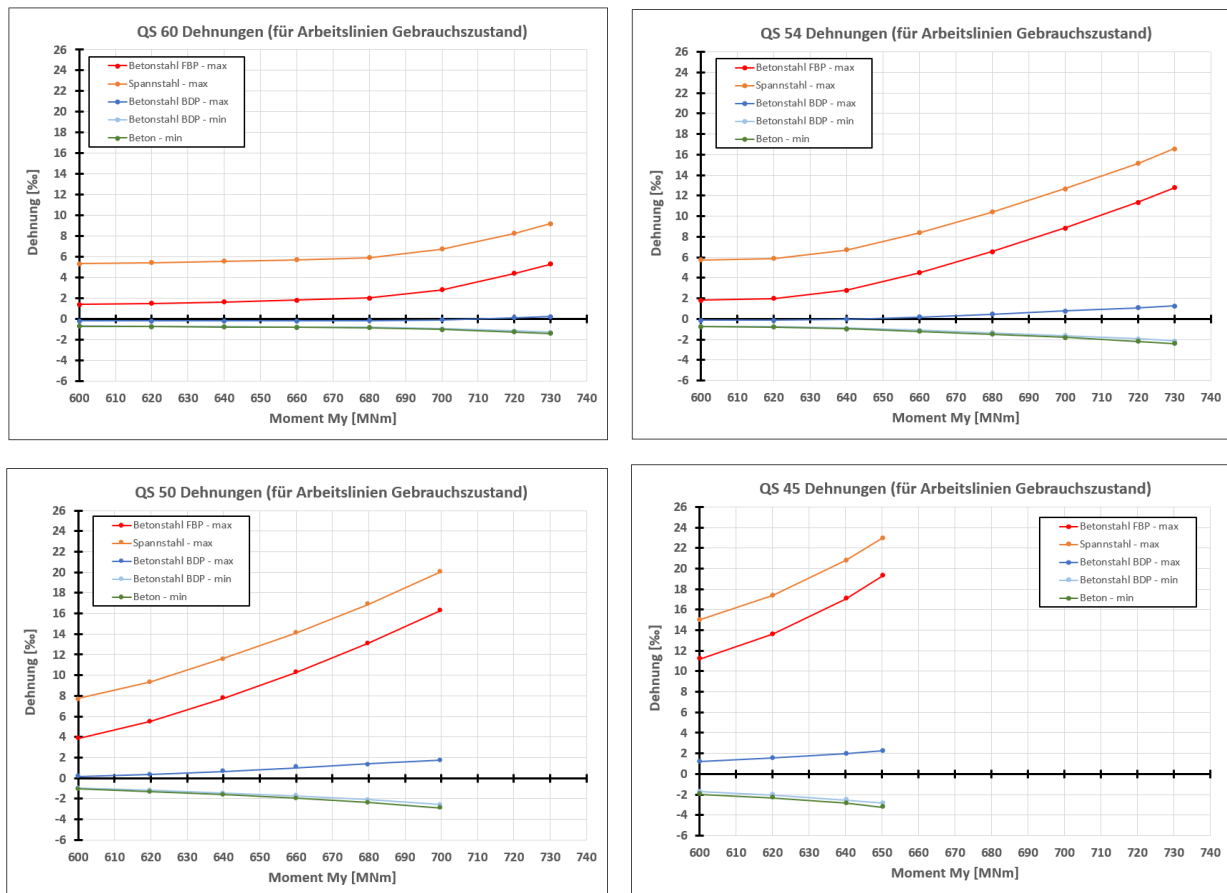
Zudem werden die Auslastungen für den Anschnitts- und Stützquerschnitt in Achse D in Abhängigkeit der Momentenbeanspruchungen dargestellt.



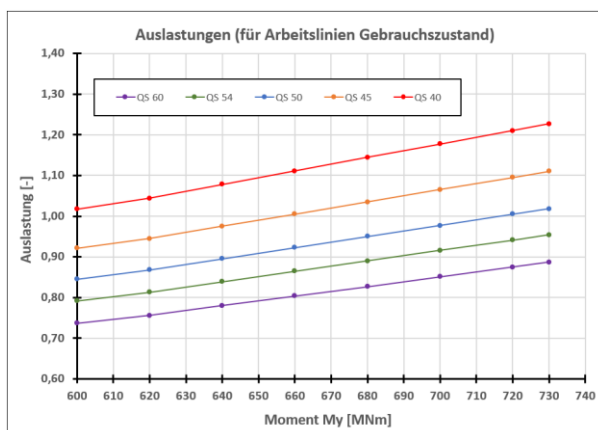
**Abbildung 51:** Entwicklung der Dehnungen von Beton, Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit vom Moment  $M_y$  für den Anschnittsquerschnitt Achse D für 60 % (oben links), 54 % (oben rechts), 50 % (unten links) und 45 % (unten rechts) wirksamer Spannstahlfläche



**Abbildung 52:** Entwicklung der Auslastung der Querschnitte in Abhängigkeit vom Moment  $M_y$  für den Anschnittsquerschnitt Achse D



**Abbildung 53:** Entwicklung der Dehnungen von Beton, Betonstahl und Spannstahl in Abhängigkeit vom Moment  $M_y$  für den Stützquerschnitt Achse D für 60 % (oben links), 55 % (oben rechts), 50 % (unten links) und 45 % (unten rechts) wirksamer Spannstahlfläche



**Abbildung 54:** Entwicklung der Auslastung des Querschnitts in Abhängigkeit vom Moment  $M_y$  für den Stützquerschnitt Achse D

Sowohl für den Stützquerschnitt als auch für den Anschnittsquerschnitt ergeben sich die gleichen Charakteristiken, wobei der Anschnittsquerschnitt bei gleichem Spannstahlausfall etwas geringfügigere Tragfähigkeiten aufweist. Bei einer wirksamen Spannstahlfläche von 60 % und 54 % kann die vorgegebene

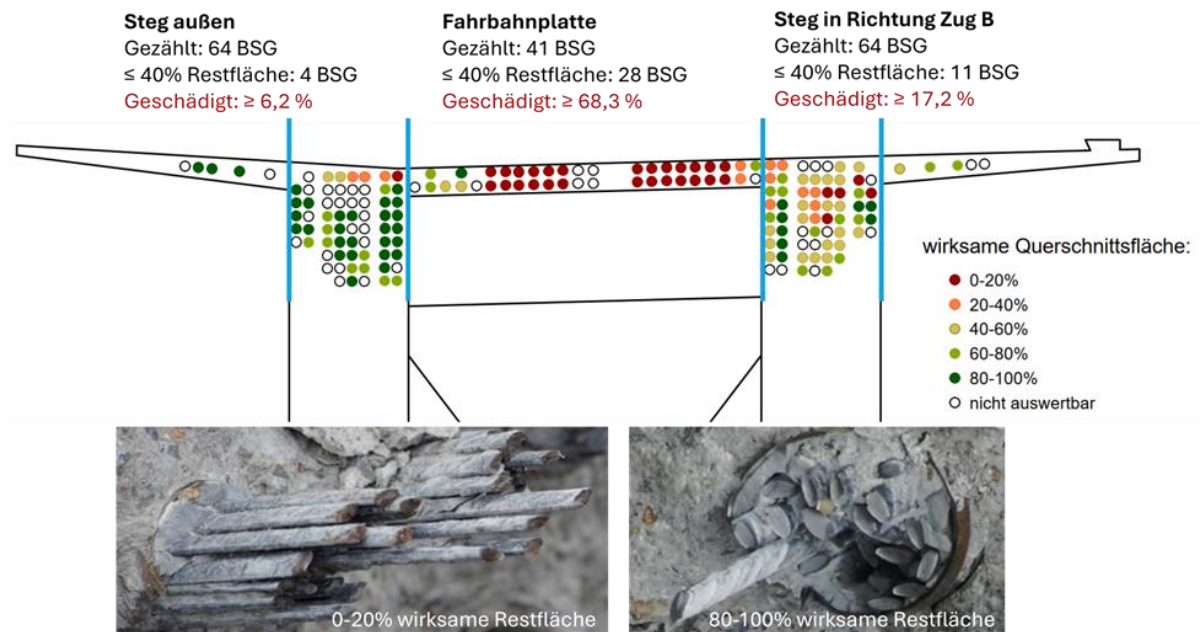
Momentenbeanspruchung von maximal 730 MNm abgetragen werden. Anschließend erfolgt eine Abnahme des rechnerisch aufnehmbaren Moments auf 700 MNm bei einer wirksamen Spannstahlfläche von 50 % und 650 MNm einer wirksamen Spannstahlfläche von 45 %. Aus den letzteren Zahlen wird deutlich, dass auf charakteristischem Niveau der Beanspruchungen, bis zu einem Spannstahlausfall von über 50 %, Lasten aus Konstruktionseigengewicht, Ausbaulasten und ca. der halben Verkehrslast abgetragen werden können. Dies entspricht nach heutigen Bemessungsregeln ca. der häufigen Einwirkungskombination, deren Auftreten i.d.R. 300-mal im Jahr nicht überschreitet bzw. nur während maximal 5 % eines Bezugszeitraums erreicht wird [U14].

Aus den Diagrammen, in denen die Auslastung in Abhängigkeit der Momentenbeanspruchung dargestellt ist, wird ersichtlich, dass in den betrachteten Bereichen für die einzelnen Querschnitte mit verschiedenen Spannstahlausfällen die Auslastungen nahezu linear zunehmen. Demgegenüber verschieben sich die Auslastungslinien mit zunehmenden Spannstahlausfall (ca. 5 % Schritte) untereinander überproportional und ihr jeweiliger Anstieg nimmt zu. Somit nimmt die Tragfähigkeit der Querschnitte mit zunehmendem Spannstahlausfall überproportional ab und die maximale Querschnittstragfähigkeit wird unter einer geringeren Steigerung der Momentenbeanspruchung erreicht. Ab einem rechnerischen Spannstahlausfall von ca. 55 % wird unter Annahme der Arbeitslinien im Gebrauchszustand die Tragfähigkeit des Querschnitts mit ca. der ½-fachen charakteristischen Verkehrslast überschritten. Beim Ausfall von 60 % der Spannstahlfläche kann rechnerisch auch die Biegebeanspruchung aus Eigengewicht und Ausbaulasten vom Querschnitt nicht mehr aufgenommen werden.

## 6.5 Bruchsituation bei Einsturz

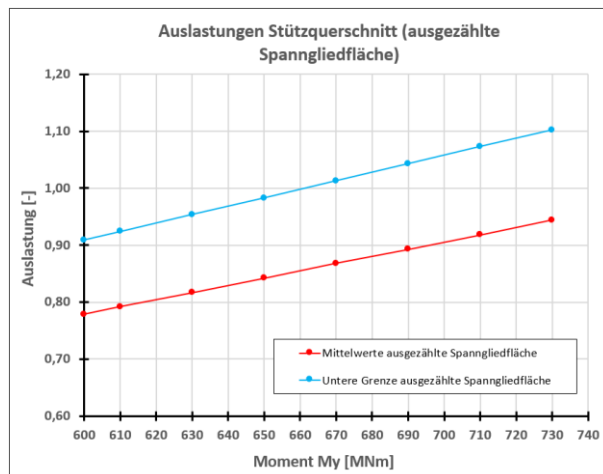
Direkt nach dem Einsturz des Teilbereichs Zug C der Carolabrücke wurde die Bruchstelle in Achse D mittels Drohnenflug fotografisch dokumentiert. Anschließend erfolgte die Auswertung der Bilder bezüglich der Bruchstellen in den Spanndrähten. Dabei wurde unterschieden, ob die Stirnflächen der Drähte bereits korrodiert, teilweise korrodiert oder noch nicht korrodiert waren. Über diese Unterscheidung wurde eine Ableitung getroffen, inwiefern die Spanndrähte bereits vor dem Einsturz vollständig geschädigt, teilweise geschädigt und noch wirksam waren. Die Auszählung zeigt, dass insbesondere die Spannglieder, die in der Fahrbahnplatte liegen und im Bauprozess nachträglich vorgespannt wurden zum Zeitpunkt des Einsturzes bereits eine große Vorschädigung aufwiesen. Die Vorschädigung betrug in diesem Bereich bis zu ca. 70 % der Spannstahlfläche, wogegen die Spannglieder, die in den Stegen und den Kragarmen des Querschnitts verliefen, einen deutlich geringeren Vorschädigungsgrad aufwiesen. Die Stegspannglieder, die über den gesamten Teilbereich der Brücke (Neustädter Kragträger) durchgehend verliefen, wurden im Unterschied zu den Fahrbahnplattenspanngliedern sofort vorgespannt und verpresst. Die wesentlichen Unterschiede zwischen den sofort vorspannten und den nachträglich vorgespannten Spanngliedern liegen in den herstellungsbedingten unterschiedlichen Zeitpunkten des Aufbringens der Vorspannkraft und im Verlauf der Spannglieder. Während die Stegspannglieder direkt nach Fertigstellung des Teilbereichs der Brücke vorgespannt und verpresst wurden, konnten die Fahrbahnplattenspannglieder zunächst nur unvorspannt eingebaut werden. Erst mit Fertigstellung und Absenken der Einhängeträger im Neustädter Vorlandbereich und über dem Stromfeld der Elbe konnten die Fahrbahnplattenspannglieder vorgespannt und verpresst werden, da erst zu diesem Zeitpunkt die entsprechenden Beanspruchungen auftraten.

Zudem sind die Fahrbahnplattenspannglieder als Zulagespannglieder lediglich im Stützbereich der Achse D angeordnet (für weitere Informationen siehe Hauptdokument).

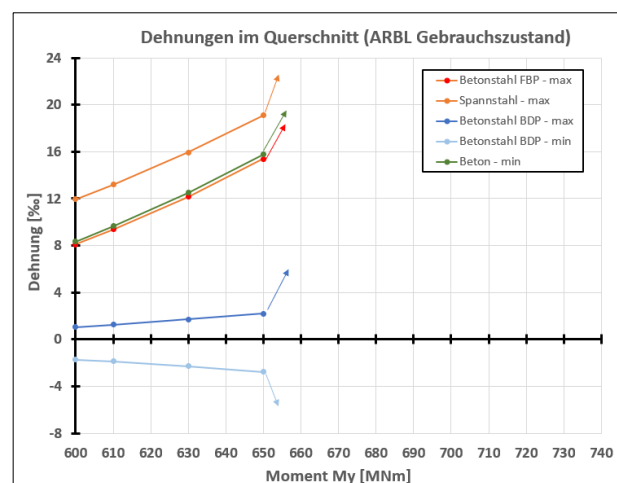
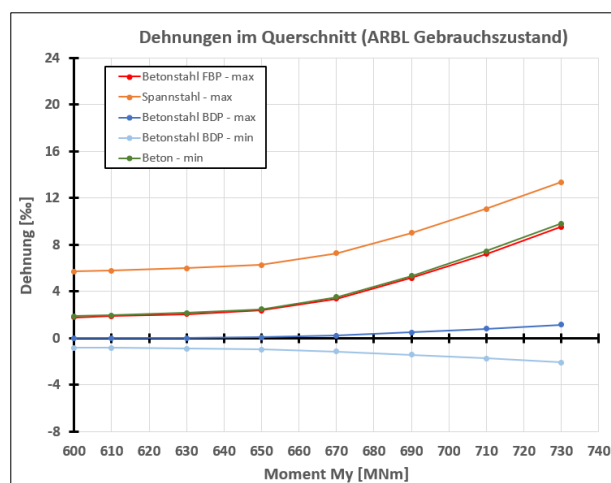


**Abbildung 55:** Wirksame Querschnittsflächen des Spannstahls; Auswertung aus Fotos, aufgenommen direkt nach dem Teileinsturz

Ausgehend von den Ergebnissen der Auszählung der Vorschädigung der Spannglieder zum Zeitpunkt des Einsturzes wurde der Querschnitt der Achse D mit einer mittleren resultierenden Gesamtausfallfläche des Spannstahls von 44 % und einer unteren Grenze der wirksamen Spannstahlspannfläche mit einem Ausfall von 54 % betrachtet. Die folgenden Diagramme zeigen, dass für beide Annahmen hinsichtlich der ausgefallenen Spannstahlfläche rechnerisch noch Tragfähigkeitsreserven im Querschnitt vorhanden waren, wenn das Eigengewichtsmoment, welches zum Zeitpunkt des Einsturzes wirkte als Vergleichswert herangezogen wird. Auch unter Berücksichtigung einer zusätzlich wirkenden Verkehrsbeanspruchung sollte die Tragfähigkeit des Querschnitts noch nicht überschritten worden sein. Dass es entgegen dem rechnerischen Ergebnis zu einer Überschreitung der Querschnittstragfähigkeit kam, kann im Wesentlichen zwei Gründe haben. Zum einen ist es möglich, dass die Auszählung der wirksamen Spanngliedfläche zu günstig vorgenommen wurde. Zum anderen könnten die Einflüsse der Temperaturbeanspruchung größer gewesen sein als angenommen. Die Temperaturbeanspruchung könnte zudem eine höhere Momentenbeanspruchung am Gesamtsystem und Eigenspannungen im Spannstahl infolge nichtlinearer Temperaturunterschiede über Teilquerschnittsbereiche hervorgerufen sowie grundsätzlich eine ungünstige Wirkung auf das Materialverhalten gehabt haben. Abschließend lässt sich diese Frage jedoch nicht beantworten.



**Abbildung 56:** Querschnittsauslastung (Stützquerschnitt) in Abhängigkeit der Momentenbeanspruchung für die ausgezählte wirksame Spannstahlfläche



**Abbildung 57:** Auftretende Querschnittsdehnungen (Stützquerschnitt) in Abhängigkeit der Momentenbeanspruchung für die ausgezählte wirksame Spannstahlfläche; links: Mittelwerte der wirksamen Fläche (Ausfall 44 %), rechts: untere Grenze der wirksamen Fläche (Ausfall 54 %)

## 6.6 Duktiles Bauteilverhalten

Für den Zug C kann anhand der Bauwerksbücher nicht eindeutig nachvollzogen werden, ob vor dem Einsturzereignis bereits Querrisse im Bereich der Achse D im Querträger oder dem Anschnittsbereich vorlagen. Grundsätzlich könnten Querrisse infolge einer zeitweisen hohen Verkehrsbeanspruchung aufgetreten sein (beschränkte Vorspannung). Sofern Querrisse infolge einer Verkehrsbeanspruchung auftraten, sollten sich diese mit Abnahme der Verkehrslast in Kombination mit der vorhandenen Vorspannung wieder geschlossen haben, so dass sie nicht zu jedem Zeitpunkt eindeutig detektierbar waren. Lagen vor dem Einsturzereignis bereits Querrisse im Bereich der Achse D Zug C vor, unabhängig davon, ob diese sichtbar oder wieder verschlossen waren, hätte der Querschnitt prinzipiell ein duktiles Verhalten gezeigt (Querschnittsrotation im Zustand II). Zu einem früheren Zeitpunkt wäre die bei



Rissbildung im Querschnitt freiwerdende Zugkraft des Betons ohne Querschnittsversagen von der Bewehrung aufgenommen worden und der Querschnitt hätte rechnerisch im gerissenen Zustand (Zustand II) gewirkt.

Lagen demgegenüber zum Zeitpunkt des Einsturzes noch keine Querrisse im Bereich der Achse D vor, hätte die freiwerdende Risskraft im Beton erst zu diesem Zeitpunkt von der Bewehrung aufgenommen werden müssen. Im Folgenden wird unter Ansatz verschieden wirksamer Bewehrungsflächen rechnerisch geprüft, oder die im Querschnitt (Stütz- sowie Anschnittsquerschnitt) angesetzte Bewehrungsfläche ausreichend ist, die bei Rissbildung freiwerdende Betonzugkraft aufzunehmen. Da zum Errichtungszeitpunkt der Brücke normativ keine expliziten Forderungen bzw. Regeln bezüglich des duktilen / robusten Bauteilverhaltens existierten, muss die eingebaute Bewehrung nicht zwingend in der Lage sein, die bei Rissbildung freiwerdende Betonzugkraft aufzunehmen. Zudem fehlen hierdurch Vorgaben für in Ansatz zu bringende Bewehrungsflächen entsprechend der Normung aus der Zeit des Brückenbaus.

Für die Ermittlung der erforderlichen Robustheitsbewehrung für den Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens wird Nachweis nach DIN1045-1, Abschnitt 13.1.1 [U13] geführt. Folgende Randbedingungen sind beim Ansatz der Bewehrungsfläche einzuhalten:

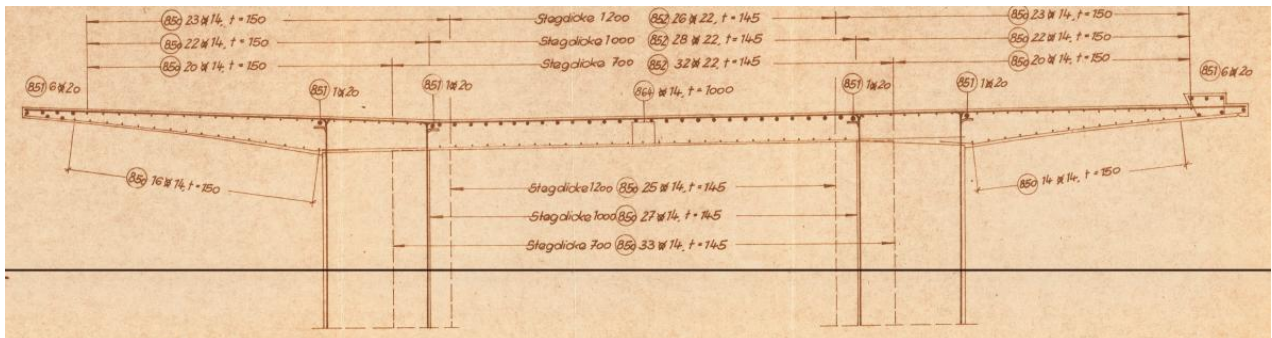
- Mindestbewehrung ist gleichmäßig über die Zugzone zu verteilen
- Anrechenbare Betonstahlspannung beträgt  $\sigma_s = f_{yk}$
- Spannstahlfläche darf nur angerechnet werden, wenn:
  - o diese in einem maximalen Abstand von  $0,2 \cdot h$  bzw. 25 cm von der Betonstahlbewehrung entfernt liegt
  - o Mindestens 2 Spannglieder in vorgenanntem Bereich liegen
  - o Maximal 1/3 der Spannstahlfläche der im Verbund liegenden Spannstahlbewehrung angesetzt wird
- Die anrechenbare Spannstahlspannung ist auf  $\sigma_p = f_{yk}$  begrenzt

Für den Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens werden für den Querschnitt in Achse D, Zug C folgende im Querschnitt wirksame Bewehrungsmengen angesetzt:

1. Nur die Betonstahlbewehrung, die über die Fahrbahnplattenhöhe (28,5 cm) eingebaut ist
2. Wie 1. und zusätzlich die über die Fahrbahnplattenhöhe (28,5 cm) eingelegten Spannglieder
3. Wie 2. jedoch nur 1/3 der Spannglieder
4. Wie 3. jedoch ohne die Betonstahlbewehrung  $\varnothing 22$  der Fahrbahnplattenoberseite

Die im Bereich Achse D, Zug C verbaute Betonstahlbewehrung ist in der nachfolgenden Darstellung angegeben.





**Abbildung 58:** Auszug aus dem Bewehrungsplan der Längsbewehrung Neustädter Kragträger für den Bereich der Achse D Fahrbahnplatte

Die Variation der wirksamen Bewehrungsmenge wird vorgenommen, um den Einfluss der wirksamen Spannstahlbewehrungsfläche auf den Nachweis zu ermitteln. Zudem wurden im Bruchquerschnitt die Betonstahllängseisen mit großen Durchmessern ( $\varnothing 22$ ) an der Fahrbahnplattenoberseite ausgezogen, weshalb bei dieser Betonstahlbewehrung nicht von einer vollen Mitwirkung für die Biegetragfähigkeit und den Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens ausgegangen werden kann. Das Ausziehen der Betonstahlbewehrung mit großen Durchmessern könnte durch die, in der Fahrbahnplatte vorhandenen Längsrisse entlang der Bewehrung oder durch Delamination der außenliegenden Betonschicht hervorgerufen worden sein. In beiden Fällen wäre die übertragbare Verbundspannung reduziert und die Bewehrung wäre statisch nicht vollständig wirksam. Zudem könnte ein Stabauszug durch das Versagen der geometrischen Verzahnung der Rippenstähle mit dem Beton, infolge einer zu kleinen bezogenen Rippenfläche der Bewehrungseisen  $\varnothing 22$ , aufgetreten sein.



**Abbildung 59:** Blick auf die Bruchstelle Achse D, Zug C mit ausgezogenen Längseisen  $\varnothing 22$  an der Fahrbahnplattenoberseite

Die folgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der Nachweisführung für duktilen Bauteilverhalten unter Ansatz verschiedener wirksamer Bewehrungsflächen für den Stütz- und für den Anschnittsquerschnitt. Es ist

KAPITEL	Gutachterliche Leistungen	INDEX	a
BLOCK	Anlage zum Gutachten - Statische Untersuchungen	SEITE	70 / 87
VORGANG	Einfluss ausfallende Spannstahlfläche auf die Querschnittstragfähigkeit		

ersichtlich, dass sich der Nachweis für Stützquerschnitt grundsätzlich ungünstiger verhält als für den Anschnittsquerschnitt. Dies liegt daran, dass bei Rissbildung an der Oberseite der Querschnitte im Stützquerschnitt eine größere Risskraft infolge der größeren Fahrbahnplattendicke durch die vorhandene Bewehrung aufgenommen werden muss. Demgegenüber Verhalten sich die Querschnitte für die Variation der Bewehrungsflächen gleich.

**Tabelle 15:** Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens für verschiedene Ansätze der wirksamen Bewehrung

	Robustheitsbewehrung $A_s = M_{ed} / (f_y \times z_d)$	SG + BEW- Original	QS Stütz	QS Stütz	QS Stütz	QS Stütz	QS Anschnitt	QS Anschnitt	QS Anschnitt	QS Anschnitt
			nur $A_{s,FBP,ges}$	$A_{s,FBP,ges} + A_p$ 1/2. Reihe	$A_{s,FBP,ges} + 1/3 A_p$ 1/2. Reihe	$A_{s,FBP,Krag^{+unten}} + 1/3 A_p$ 1/2. Reihe	nur $A_{s,FBP,ges}$	$A_{s,FBP,ges} + A_p$ 1/2. Reihe	$A_{s,FBP,ges} + 1/3 A_p$ 1/2. Reihe	$A_{s,FBP,Krag^{+unten}} + 1/3 A_p$ 1/2. Reihe
	$l_{c,vy}$ [m <sup>2</sup> ]		75,78	75,78	75,78	75,78	60,74	60,74	60,74	60,74
	$z_{0,SP,UK}$ [m]		2,67	2,67	2,67	2,67	2,39	2,39	2,39	2,39
	$h$ [m]		5,2	5,2	5,2	5,2	5,2	5,2	5,2	5,2
	$z_{0,1}$ [m]		-2,53	-2,53	-2,53	-2,53	-2,81	-2,81	-2,81	-2,81
	$W_{L,vy,0}$ [m <sup>2</sup> ]		-29,95	-29,95	-29,95	-29,95	-21,62	-21,62	-21,62	-21,62
	$f_{ctm}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
	$M_{ed}$ [MNm]		-86,86	-86,86	-86,86	-86,86	-62,69	-62,69	-62,69	-62,69
	$f_{y,mittel}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		400	400	400	322	400	400	400	322
	$z_{0,SP,OK}$ [m]		0,046	0,177	0,185	0,185	0,046	0,177	0,185	0,185
	Faktor für Hebelarm im Zust. II [-]		0,850	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850
	$z_{0,1}$ [m]		4,38	4,27	4,26	4,26	4,38	4,27	4,26	4,26
	$F_{s,ent,gesamt}$ [MN]		19,83	20,34	20,38	20,38	14,31	14,68	14,70	14,70
	$F_{s,vorn,gesamt}$ [MN]		7,46	50,21	20,29	16,33	7,46	50,21	20,29	16,33
	$\eta$ [-]		<b>2,66</b>	<b>0,41</b>	<b>1,00</b>	<b>1,25</b>	<b>1,92</b>	<b>0,29</b>	<b>0,72</b>	<b>0,90</b>
1. Lage FBP (OK)	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	400	400	400	0	400	400	400	0
	$\sigma_{s,stab}$ [mm]	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	$A_{s,stab}$ [mm <sup>2</sup> ]	380	380	380	380	380	380	380	380	380
	$n_{stabbe}$ [Stk.]	26	26	26	26	26	26	26	26	26
	$A_{s,vorn}$ [cm <sup>2</sup> ]	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8	98,8
	Abstand OK FBP - OK Hüll [cm]	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Abstand OK FBP [cm]	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
1. Lage Stöbe & Kragarme (OK)	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	$\sigma_{s,stab}$ [mm]	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	$A_{s,stab}$ [mm <sup>2</sup> ]	154	154	154	154	154	154	154	154	154
	$n_{stabbe}$ [Stk.]	32	32	32	32	32	32	32	32	32
	$A_{s,vorn}$ [cm <sup>2</sup> ]	49,3	49,3	49,3	49,3	49,3	49,3	49,3	49,3	49,3
	Abstand OK FBP - OK Hüll [cm]	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Abstand OK FBP [cm]	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
2. Lage FBP (UK)	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	$\sigma_{s,stab}$ [mm]	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	$A_{s,stab}$ [mm <sup>2</sup> ]	154	154	154	154	154	154	154	154	154
	$n_{stabbe}$ [Stk.]	0	25	25,0	25,0	25	25	25,0	25,0	25,0
	$A_{s,vorn}$ [cm <sup>2</sup> ]	0,0	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5
	Abstand OK FBP - OK Hüll [cm]	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Abstand OK FBP [cm]	10,7	10,7	10,7	10,7	10,7	10,7	10,7	10,7	10,7
1. Reihe SG	$\Delta f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	$\sigma_{s,stab}$ [mm]	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1
	$A_{s,stab}$ [mm <sup>2</sup> ]	1201	1201	1201	1201	1201	1201	1201	1201	1201
	$n_{stabbe}$ [Stk.]	48	0	48,0	14,4	14,4	0	48,0	14,4	14,4
	$A_{s,vorn}$ [cm <sup>2</sup> ]	576,3	0,0	576,3	172,9	172,9	0,0	576,3	172,9	172,9
	Abstand OK FBP - OK Hüll [cm]	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	Abstand OK FBP [cm]	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0
2. Reihe SG	$\Delta f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	$\sigma_{s,stab}$ [mm]	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1
	$A_{s,stab}$ [mm <sup>2</sup> ]	1201	1201	1201	1201	1201	1201	1201	1201	1201
	$n_{stabbe}$ [Stk.]	41	0	41,0	12,3	12,3	0	41,0	12,3	12,3
	$A_{s,vorn}$ [cm <sup>2</sup> ]	492,3	0,0	492,3	147,7	147,7	0,0	492,3	147,7	147,7
	Abstand OK FBP - OK Hüll [cm]	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	Abstand OK FBP [cm]	32,0	32,0	32,0	32,0	32,0	32,0	32,0	32,0	32,0

Der Nachweis zeigt, dass die im Querschnitt vorhandene Betonstahlbewehrung allein nicht ausreichend ist, um ein duktilen Bauteilverhalten sicherzustellen. Wird zum Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens die gesamte in der Fahrbahnplatte befindliche Spannstahlbewehrung mitberücksichtigt, ist der Nachweis eingehalten und die Rotationsfähigkeit der Querschnitte ist beim Übergang in den Zustand II gegeben. Beim normativen Ansatz nach DIN 1045-1 [U13] der mitwirkenden Spannstahlbewehrung von  $1/3$  der Spannstahlfläche in einem maximalen Abstand von  $0,2 \cdot h$  bzw. 25 cm und voll wirksamer Betonstahlbewehrung wird der Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens für beide betrachteten Querschnitte ebenfalls eingehalten, wobei für den Stützquerschnitt eine sehr hohe Auslastung vorliegt. Wird in den Querschnitten zusätzlich noch die wirksame Fläche der Betonstahlbewehrung reduziert, ergibt sich für den Stützquerschnitt eine Überschreitung des Nachweises und der Anschnittsquerschnitt ist nahezu vollständig ausgelastet. Die Nachweise zeigen, dass der Einfluss der wirksamen Fläche der Betonstahlbewehrung auf den Nachweis des duktilen Bauteilverhaltens unter Ansatz einer auf  $1/3$  reduzierten wirksamen Spannstahlfläche eine Größenordnung einnimmt, die nicht vernachlässigbar ist.

Der Ansatz, der auf  $1/3$  reduzierten wirksamen Spannstahlfläche basiert auf einer normativen Vorgabe und gilt grundsätzlich für neu zu planende Bauwerke. Aus der Nachrechnung [U17] gemäß Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [U11] zum Ankündigungsverhalten der Carolabrücke ist bekannt, dass zum Zeitpunkt der Erstrissbildung in den verschiedenen Querschnitten über die Längsrichtung der Carolabrücke, in allen Bereichen ein signifikant höherer Anteil als  $1/3$  der Spannstahlbewehrung wirksam ist. Somit ist für die Carolabrücke das duktile Bauteilverhalten bei Erstrissbildung über die Betrachtung des Ankündigungsverhaltens infolge Spannungsrisskorrosion mit der errechneten Restspannstahlfläche nachgewiesen. Da sehr große Restspannstahlflächen bei Erstrissbildung des Ankündigungsverhaltens infolge Spannungsrisskorrosion vorliegen, ist der Einfluss der Betonstahlbewehrung auf das duktile Bauteilverhalten gering. D. h., unabhängig von einer reduzierten statischen Wirksamkeit der Betonstahlbewehrung kann der Nachweis als erbracht angesehen werden.

## 6.7 Bewertung variierender Materialkenngrößen auf das Tragverhalten auf Querschnittsebene

In den nachfolgenden Betrachtungen werden die Auswirkungen variierender Materialkenngrößen auf das Tragverhalten des Versagensquerschnitt untersucht. Dabei erfolgt die Betrachtung jeweils für den Stütz- und den Anschnittsquerschnitt unter Berücksichtigung verschiedener Ausfallgrade der Spannstahlbewehrung. Die Abstufung des Spannstahlausfalls wird dabei bereichsweise verdichtet. Die Betrachtung der Variation des reinen Spannstahlausfalls erfolgt für die anzusetzenden Materialkennwerte für den Gebrauchszustand (vgl. Abschnitt). Folgende Materialkenngrößen werden variiert, wobei sich die Größe der Variation an den tatsächlich erwartbaren Änderungen orientiert:

- Vordehnung Spannstahl
- Betonstahlfestigkeit an Streckgrenze
- Betondruckfestigkeit
- Zulässige Grenzstauchung des Betons
- Kombination aus Betondruckfestigkeit und zulässige Grenzstauchung

Gemäß nachstehender Tabelle wurde die Vordehnung für eine Zu- und Abnahme und die Betonstahlzugfestigkeit (Verfestigung im Fließbereich) sowie die Betondruckfestigkeit und zulässige

KAPITEL	Gutachterliche Leistungen		
BLOCK	Anlage zum Gutachten - Statische Untersuchungen	INDEX	a
VORGANG	Einfluss ausfallende Spannstahlfläche auf die Querschnittstragfähigkeit	SEITE	72 / 87

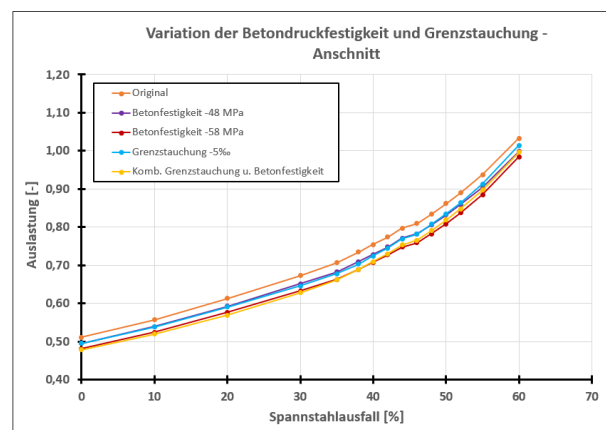
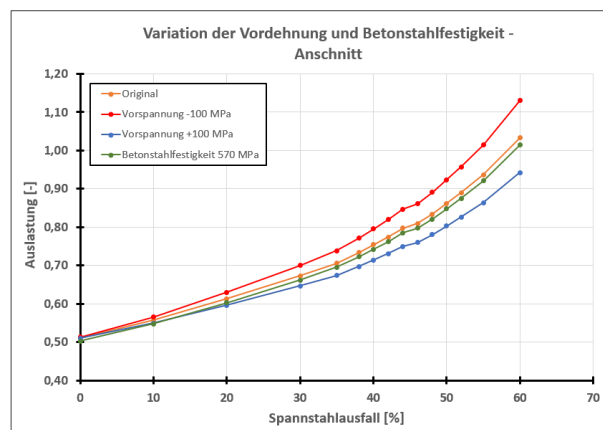
Betonstauchung für eine Zunahme betrachtet. Die Erhöhung der Kennwerte für den Beton resultiert dabei aus der Annahme, dass sich aufgrund der Lagerkraft und der Umbügelung der Druckzone über der Stütze ein mehraxialer Druckspannungszustand ausbilden kann, der eine entsprechende Steigerung zulässt. Hierdurch könnten auch Tragreserven aktiviert werden, wenn die Betondruckfestigkeit nicht den planmäßigen Wert erreicht.

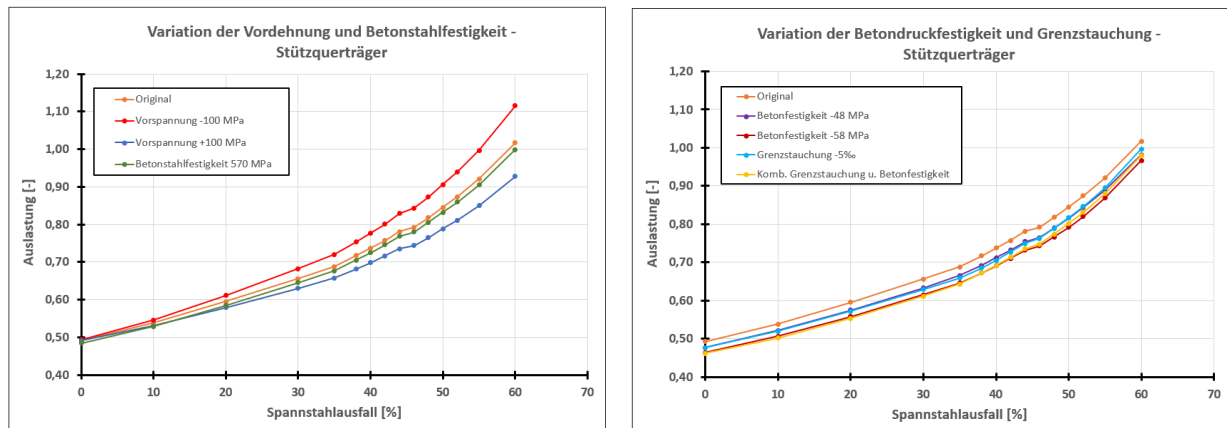
Da der Brückeneinsturz nahezu ohne Verkehrslasteinwirkung auftrat, wird für die Belastung des Querschnitts das einwirkende Moment aus Eigengewicht und Ausbaulasten im Gebrauchszustand aus der Ursprungsstatik vorgegeben ( $M_{y,k} = 603600 \text{ kNm}$ ). Die Berechnung erfolgt mit dem Programm Sofistik.

Tabelle 16: Ursprungswerte - Materialkennwerte Gebrauchszustand

MATERIALKENNWERT	URSPRUNG	VARIATION
Betondruckfestigkeit $[N/mm^2]$	38,0	48 und 58
Grenzdehnung Beton $\varepsilon_{cu} [\text{‰}]$	-3,5	-5
Streckgrenze Betonstahl $[N/mm^2]$	400	570
Dehnung bei Streckgrenze $[\text{‰}]$	1,905	2,71
Zugfestigkeit Betonstahl $[N/mm^2]$	570	-
Dehnung bei Bruchgrenze $[\text{‰}]$	25	-
Vordehnung $\varepsilon_p [\text{‰}]$	3,65	2,98 und 3,94
Elastizitätsgrenze Spannstahl $[N/mm^2]$	1200	-
Dehnung bei Elastizitätsgrenze $[\text{‰}]$	5,71	-
Streckgrenze Spannstahl $[N/mm^2]$	1400	-
Dehnung bei Streckgrenze $[\text{‰}]$	6,67	-
Zugfestigkeit Spannstahl $[N/mm^2]$	1600	-
Dehnung bei Bruchgrenze $[\text{‰}]$	50	-

Die Auswertung der Parameter ist in den folgenden Diagrammen für den Stütz- und den Anschnittsquerschnitt der Achse D Zug C dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich erwartungsgemäß für beide Querschnitt die gleichen Charakteristiken ergeben und der Anschnittsquerschnitt aufgrund der geringeren Querschnittsfläche eine geringfügig höhere Auslastung bei gleichen Spannstahlausfällen aufweist.





**Abbildung 60:** Einfluss der Variation von Materialparametern und Eingangsgrößen auf die Biegetragfähigkeit des Anschnittsquerschnitts (oben) und des Stützquerschnitts (unten) für die Momentenbeanspruchung aus Eigengewichtslasten

Für die Variation der Vordehnung des Spannstahls und der Festigkeit des Betonstahls nimmt deren Einfluss mit zunehmenden Spannstahlausfall zu. Eine Erhöhung der Vordehnung bzw. eine Erhöhung der Betonstahlfestigkeit führt zu einer geringeren Querschnittsauslastung gegenüber der Ursprungsberechnung. Demgegenüber erhöht sich die Querschnittsauslastung, wenn die Vordehnung des Spannstahls abnimmt. Die Änderung der Vordehnung weist somit einen ähnlichen Effekt wie die Änderung der Betonstahlzugfestigkeit am Ende des Fließbereichs auf. Beide Anpassungen bewirken, dass die im Querschnitt aufnehmbare Zugspannung entsprechend den vorliegenden Dehnungen variiert. Resultierend hieraus variiert die, im Querschnitt durch die Bewehrung aufnehmbare Zugkraft, was gleichbedeutend mit einer Zu- oder Abnahme der Spannstahlfläche ist.

Die Variation der Betonkennwerte zeigt, dass diese zu einer Parallelverschiebung der Auslastungslinien führt. Somit hat eine Erhöhung des Druckzonewiderstands einen linearen Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit, die für jeden Grad des Spannstahlausfalls zur gleichen Erhöhung oder Verringerung der Querschnittsauslastung führt. Die Auslastungslinien zeigen, dass der Einfluss einer variierenden Betondruckzonenfestigkeit gering ausfällt und in hohen Auslastungsbereichen kleiner ist als der Einfluss der Bewehrungsparameter. Dies resultiert daraus, dass die betrachteten Querschnitte nur ein geringes Rotationsvermögen aufweisen und hierdurch keine ausgeprägte Einschnürung der Betondruckzone bei gleichzeitigem Fließen der Bewehrung auftritt.

Während aus den Auszählergebnissen der gebrochenen Spanngliedern an der Versagensstelle bekannt ist, dass ein sehr großer Anteil an Spannstählen ausgefallen ist, können aus den diagnostischen Ergebnissen keine entsprechend großen Variationen für die einzelnen Materialkennwerte abgeleitet werden. Somit bleibt deren Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit gering und die ausgefallene Spannstahlfläche ist die maßgebende Größe, die die Querschnittstragfähigkeit signifikant reduzierte.



## 7 Untersuchungen am Gesamtsystem

### 7.1 Einfluss des Höhenausgleichs infolge Anspannens der Querträgerverbindung

Die Querträgerverbindung ermöglicht zum einen eine kraftschlüssige Verbindung der Brückenüberbauten und somit eine Verteilung der Verkehrslasten auf alle Züge. Zum anderen ist ein Höhenausgleich, der infolge des Herstellungsprozesses ungleich auftretenden Vertikalverschiebungen der Kragarmspitze am Gelenk II möglich [U1]. Der Höhenausgleich erfolgte durch das Anspannen von Koppelbolzen in der Querträgerverbindung, der anschließend durch den Einbau von Gleitschichtenlagern fixiert wurde.

Die genauen Verformungen der Überbauten und die daraus zum Anspannen erforderlichen Bolzenkräfte sind nicht bekannt. Aus einer Modellvariante ohne Berücksichtigung der Querträgerverbindung können die Überbausteifigkeit der Züge sowie die relativen Verformungen infolge Eigen- und Ausbaulasten zwischen den Zügen ermittelt werden. Um die, für den Höhenausgleich einwirkende Kraft auf die einzelnen Züge zu ermitteln, wird zudem eine Federkonstante für eine Einheitslast für jeden Überbau bestimmt. Anhand der Federkonstante lässt sich die einwirkende Kraft zugehörig der erforderlichen Verschiebung auf die einzelnen Züge bestimmen und die Größenordnung der eingepprägten Belastung in die Querträgerverbindung abschätzen. Die tatsächlich vorhandene, eingepprägte Belastung in der Querträgerverbindung liegt vermutlich geringer als der rechnerische Werte, da sich durch das Betonkriechen die eingetragenen Zwänge abbauen. Der Höhenausgleich erfolgt auf die erforderlich mittlere Verschiebung infolge Eigen- und Ausbaulasten der drei Züge ( $(549 \text{ mm} \cdot 14 \text{ kN/mm} + 570 \text{ mm} \cdot 11,4 \text{ kN/mm} + 515 \text{ mm} \cdot 4 \text{ kN/mm}) / (14 \text{ kN/mm} + 11,4 \text{ kN/mm} + 4 \text{ kN/mm}) = 543 \text{ mm}$ )

Tabelle 17: Erforderliche Kräfte zum Höhenausgleich an der Querträgerverbindung bzw. an

	FEDERKONSTANTE $k = F/u_z \text{ [kN/mm]}$	VERSCHIEBUNG $u_z \text{ [mm]}$ infolge G1 +G2	REL. VERSCHIEBUNG ZUR MITTLEREN VERSCHIEBG. $\Delta u_z \text{ [mm]}$	ERFORDERLICHE KRAFT ZUM HÖHENAUSGLEICH JE ÜBERBAU $F_{\text{eff}} \text{ [kN]}$
Zug A	$= 1000/71 = 14$	549	6	$= 14 \cdot 6 = 84$
Zug B	$= 1000/88 = 11,4$	570	27	$= 11,4 \cdot 27 = 308$
Zug C	$= 1000/71 = 14$	515	-28	$= 14 \cdot (-28) = -392$

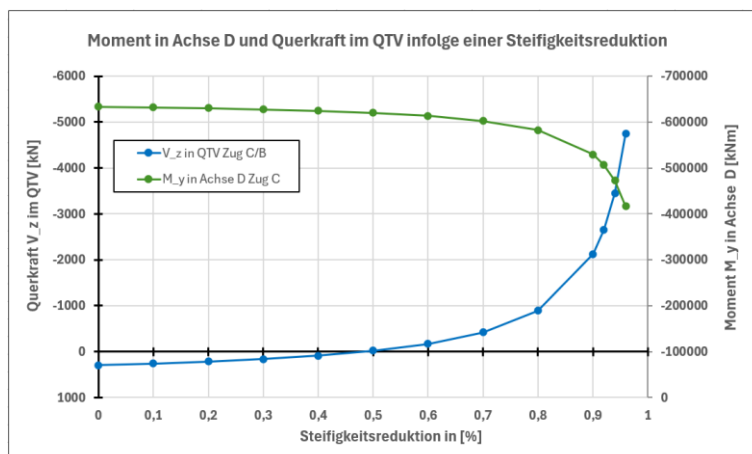
Die angegebenen Kräfte für Zug A und Zug C sind diejenigen Kräfte, die über die Querträgerverbindung zwischen den Überbauzügen wirken. Verglichen mit der aufnehmbaren Kraft der Querträgerverbindung von ca. 3 MN und dem Umstand, dass sich ein Großteil der eingepprägten Querkraft durch Kriechverformungen der Überbauten abgebaut hat, wird der Einfluss des ursprünglich vorgenommenen Höhenausgleichs auf die Beanspruchung der Querträgerverbindung als untergeordnet angesehen.

### 7.2 Einfluss der Querträgerverbindung bei Verlust von Vorspannkraft

Der Verlust der Vorspannkraft wird im Gesamtmodell über eine Steifigkeitsreduktion des Überbauquerschnitts im Bereich über der Stütze D abgebildet, wobei folgende weitere Annahmen für die Gesamtsystembetrachtungen getroffen werden:

- i) Bis auf den kleinen Bereich in Achse D tritt keine Steifigkeitsänderung im Gesamtsystem der Längsrichtung auf. Die Steifigkeitsänderung erfolgt in einem Bereich  $\pm 0,6$  m vor und hinter der Achse D.
- ii) Die Vorspannkraft reduziert sich grundsätzlich über die Systemlängsrichtung nicht, da sich durch die Verbundwirkung gebrochene Spanndrähte neu verankern. Eine wesentliche Konzentration von Drahtbrüchen liegt nur im Bereich der Achse D vor und wird über die Steifigkeitsänderung des Stabsquerschnitts im Bereich Achse D berücksichtigt.

Die Berechnungen für die Systeme mit reduzierter Steifigkeit im Bereich der Achse D erfolgen weiterhin für ein linear-elastisches Systemverhalten. Für die einwirkenden Beanspruchungen werden die Konstruktionseigen- und Ausbaulasten zugrunde gelegt. Die Steifigkeitsreduktion führt zu einer Abnahme des Stützmoments infolge einer Schnittgrößenumlagerung über die Querträgerverbindung auf die Nachbarüberbauten. Der Umlagerungseffekt in Abhängigkeit der Reduktion der Querschnittssteifigkeit tritt dabei nichtlinear auf und nimmt mit abnehmender Steifigkeit überproportional zu. Das nachfolgende Diagramm zeigt diese Entwicklung für die, in der Querträgerverbindung auftretende Querkraft zwischen den Zügen B und C sowie für die Momentenbeanspruchung der Achse D, Zug C. Grundlage der Berechnung ist eine Schwächung des Zugs C in der Achse D sowie das volle Mitwirken der Züge A und B (keine Steifigkeitsreduktion). Aus den Berechnungsergebnissen wird ersichtlich, dass erst ein hoher Steifigkeitsverlust beginnend ab ca. 80 % im Bereich der Achse D zu einer signifikanten Umlagerung führt. Bei der Bewertung der Ergebnisse ist zu beachten, dass eine Steifigkeitsreduktion des Querschnitts am Gesamtmodell keinen direkten Zusammenhang zu einem Spannstahlausfall aufweist. Eine Verknüpfung zwischen den Ergebnissen am Gesamtmodell und den Betrachtungen auf Querschnittsebene wird in Abschnitt 8 vorgenommen.

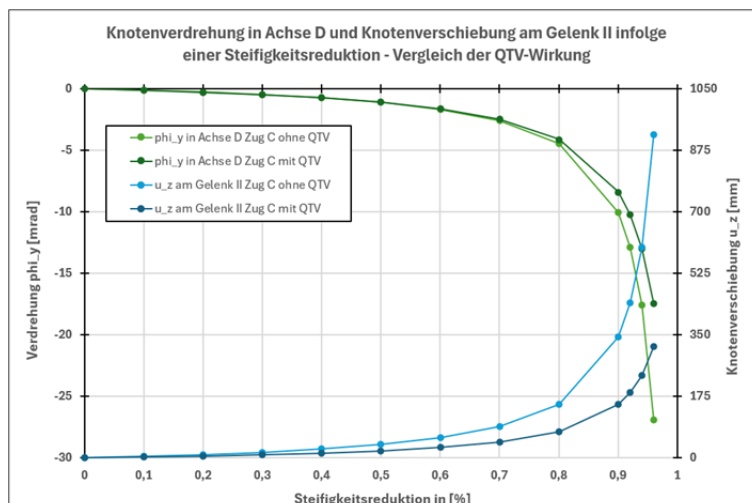


**Abbildung 61:** Entwicklung der Querkraft in der Querträgerverbindung und der Momentenbeanspruchung über der Stütze D in Zug C bei einer Steifigkeitsreduktion des Querschnitts im Bereich Achse D, Zug C (Umlagerungseffekt) unter ständigen Beanspruchungen

Zusätzlich führt der Steifigkeitsverlust an Achse D, Zug C zu einer größeren Vertikalverschiebung des Überbaus am Gelenk II und zu einer zunehmenden Verdrehung der Querschnitte über der Achse D. Durch die steife Querträgerverbindung, die alle drei Überbauten am Gelenk II nahezu auf gleicher Höhe hält und

somit auch die Verdrehung der drei Überbauten in Achse D angleicht, fallen die Verschiebungen und Verdrehungen im Zug C geringer aus, gegenüber einer Betrachtung des Zug C, der nicht durch die Züge A und B gestützt wird. Das nachfolgende Diagramm zeigt die Verschiebung des Gelenks II und die Verdrehung des Querschnitts Zug C an der Achse D für eine abnehmende Querschnittssteifigkeit im Bereich Achse D, Zug C sowohl mit einer wirksamen Querträgerverbindung als auch ohne Wirkung der Querträgerverbindung.

Analog der Schnittgrößenumlagerung nehmen die Verschiebungen und Verdrehungen mit abnehmender Steifigkeit überproportional zu. Ab einer Steifigkeitsreduktion von ca. 70 % bis 80 % treten signifikante Verformungen auf, die über mögliche Verformungen infolge Temperaturänderungen hinausgehen. Ab diesem Bereich nimmt ebenfalls die Differenzverformung zwischen dem System mit und ohne Querträgerverbindung überproportional zu. D. h., auch bei nicht wirksamer Querträgerverbindung muss eine hohe Steifigkeitsreduktion in der Achse D vorliegen, bevor es zu signifikanten Verformungszunahmen kommt. Infolge einer fortschreitenden Querschnittschwächung werden dann die auftretenden Verschiebungen  $u_z$  gegenüber dem System mit wirksamer Querträgerverbindung deutlich größer.



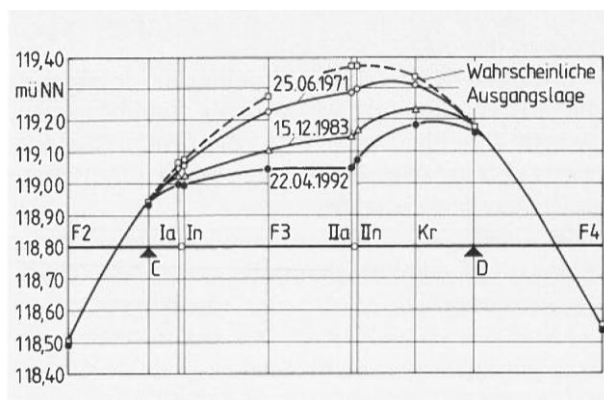
**Abbildung 62:** Entwicklung der Knotenverschiebung am Gelenk II, Zug C und Knotenverdrehung in Achse D, Zug C bei einer Steifigkeitsreduktion des Querschnitts im Bereich Achse D, Zug C

Die für eine Steifigkeitsreduktion von ca. 70 % bis 80 % berechneten Verformungen liegen deutlich unter den ursprünglich erwarteten Gesamtkriechverformung des Bauwerks. Unabhängig davon wurde in den 1990iger Jahren festgestellt, dass die Vertikalverschiebungen am Gelenk II die erwarteten Kriechverformungen überschreiten. Eine Betrachtung der vorliegenden Verformungsmesswerte zum damaligen Zeitpunkt führte zu dem Ergebnis, dass die unplanmäßigen Verformungen auf eine fehlerhafte Berechnung der Kriechverformungen in der Ursprungsstatik zurückzuführen sind. Zudem wurde mit den vorliegenden Messwerten eine neue Abschätzung der Verformungen infolge Kriechen abgeleitet. Hieraus folgte die Einschätzung, dass sich zu diesem Betrachtungszeit nach 22 Jahren bereits 80 % der Kriechverformungen eingestellt hatten und die weitere Zunahme für die prognostizierte Lebensdauer der Brücke von 80 Jahren als statisch unkritisch angesehen werden [U5].



In [U5] wird ebenfalls erläutert, dass die Anfangsvermessung am 25.06.1971 nicht die Ausgangslage des Brückenzugs C darstellt und bereits einen „Knick“ infolge Absenkens des Gelenks II zu diesem Zeitpunkt vorliegt. Zurückgeführt wurde dies auf den Einfluss von Temperaturverformungen des Bauwerks die zwischen den Betrachtungszeitpunkten, d. h., zwischen Herstellung der Brücke und Vermessung aufgetreten sein könnten.

Beide festgestellten unplanmäßigen Verformungen, zum einen direkt nach Herstellung der Brücke und zum anderen die Abweichung infolge fehlerhafter Annahmen für die Berechnung der Kriechverformungen, könnten auch aus einem unplanmäßigen Ausfall von Spannglieder hervorgerufen worden sein. Das anfänglich festgestellte Absenken des Gelenks II hätte auch aus während des Spannvorgangs geschädigten bzw. gebrochenen Spanndrähten resultieren können. In diesem Fall hätte das Lehrgerüst bis zu seinem Ablassen eine größere mittragende Wirkung aufgewiesen und die Verformung wäre erst mit Wegfall dieser Unterstützung aufgetreten.



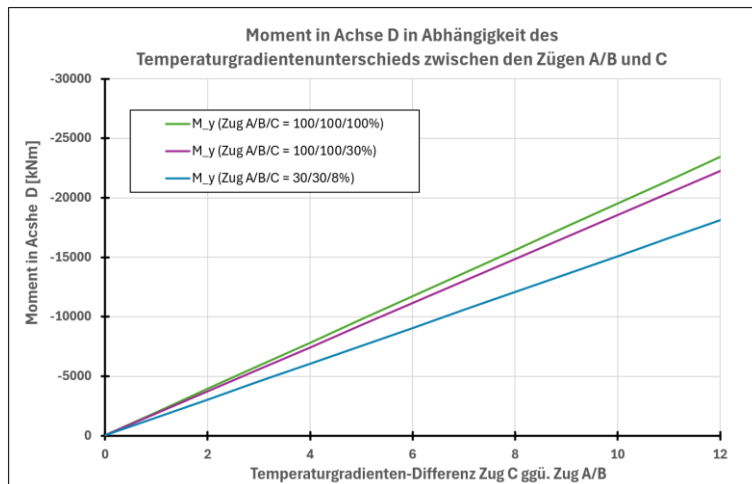
**Abbildung 63:** Vermessungsergebnisse Gradiente Zug C aus [U5]

Die übermäßig zunehmende Verformung am Gelenk II über die Nutzungsdauer der Brücke könnten ebenfalls aus einer fortschreitenden Schädigung der Spanndrähte und somit aus einem bereichsweisen Abbau der Vorspannkraft resultieren. Da der ursprünglich berechnete zeitliche Verlauf der Kriechverformungen am Gelenk nicht bekannt ist, können auch keine Aussagen zum zeitlichen Verlauf der aufgetretenen Differenzen zwischen den rechnerischen und den gemessenen Werten getroffen werden. Insgesamt bleibt es daher spekulativ, welche Einflüsse ursächlich für die übermäßigen Verformungen sind und wie sich ggf. verschiedene Ursachen überlagert haben könnten.

### 7.3 Einfluss der Querträgerverbindung bei Temperatureinwirkungen

Infolge der wirksamen Querträgerverbindung treten im Gesamtsystem Zwangsbeanspruchungen auf, die neben dem Temperaturgradienten selbst (vgl. Abschnitt 5.2.2) von der Steifigkeit des Querschnitts abhängig sind. Die Abhängigkeit der auftretenden Zwangsschnittgröße von der Querschnittssteifigkeit der Züge A, B und C ist in folgendem Diagramm dargestellt. Die drei Kurven zeigen die auftretende Momentenbeanspruchung in Achse D, Zug C für das System mit voll wirksamen Steifigkeiten in allen drei Zügen, mit einer auf 30 % reduzierten Steifigkeit im Zug C und einer auf 30 % reduzierten Steifigkeit in Zug A und B sowie auf 8 % reduzierten Steifigkeit im Zug C.

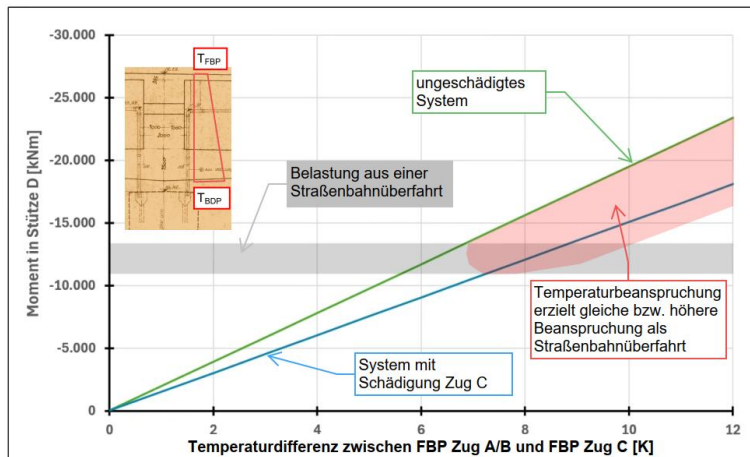
Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass sich mit abnehmender Steifigkeit des Querschnitts im Bereich Achse D, Zug C die Momentenbeanspruchung aus unterschiedlichen Temperaturgradienten ebenfalls reduziert. Die Abnahme der Momentenbeanspruchung infolge Steifigkeitsreduktion ist im Verhältnis zur Zunahme der Verformungen bei gleicher Steifigkeitsreduktion deutlich geringer. Zudem tritt bei der Temperaturbeanspruchung der Effekt auf, dass sich bei gleichzeitiger, etwas geringfügiger ausgeprägten Steifigkeitsreduktion in den Zügen A und B der Abbau der Momentenbeanspruchung Zug C, Achse D reduziert.



**Abbildung 64:** Entwicklung der Momentenbeanspruchung in Achse D, Zug C in Abhängigkeit der Temperaturgradienten-Differenz zwischen Zug C und Zug A/ B sowie bei verschiedenen Querschnittsteifigkeiten der Züge A, B, C im Bereich der Achse D

Ausgehend davon, dass der Zug C wenige Stunden vor dem Einsturz mit hoher Wahrscheinlichkeit einer Straßenbahnbegegnungssituation widerstanden hat (zwei Straßenbahnen auf dem Kragarm) und die einsturzinitiierende Schädigung durch die nächtliche Straßenbahnüberfahrt hervorgerufen wurde, müsste gleichzeitig eine zusätzliche Beanspruchung in der Größenordnung einer parallelen Straßenbahnüberfahrt aufgetreten sein. Ganz oder anteilig könnte diese Beanspruchung durch die Einwirkung der Temperatur hervorgerufen worden sein, was im Folgenden plausibilisiert wird.

Hierzu wird entsprechend Abschnitt 5.2.3 die durch eine Straßenbahnüberfahrt hervorgerufene Beanspruchung in der folgenden Darstellung des Diagramms nach Abbildung 64 ergänzt und es kann der zugehörige Bereich der Temperaturgradienten-Differenz zwischen Zug A/B und Zug C abgelesen werden.



**Abbildung 65:** Vergleich zwischen der Momentenbeanspruchung in Achse D, Zug C durch eine Straßenbahnüberfahrt und der Temperaturgradienten-Differenz zwischen Zug C und Zug A/B bei verschiedenen Querschnittsteifigkeiten der Züge A, B, C im Bereich der Achse D

Aus der Abbildung 65 kann abgelesen werden, dass die Temperaturgradienten-Differenz zwischen den Zügen A/B und Zug C rechnerisch ca. 7 K betragen haben müsste, damit eine ähnlich große Beanspruchung wie bei einer Straßenbahnüberfahrt hervorgerufen wird. Da das tatsächliche Auftreten einer derartigen Temperaturgradienten-Differenz als unwahrscheinlich angesehen wird, ist davon auszugehen, dass diese Einwirkung nur anteilig zum Einsturzereignis beigetragen hat.

## 8 Vergleich der Querschnitts- und Gesamtsystembetrachtung

### 8.1 Rotation in Achse D auf Querschnittsebene

Die Verknüpfung zwischen den Betrachtungen auf Querschnittsebene und den Betrachtungen auf Systemebene der Längsrichtung erfolgt über die auftretenden Verdrehungen an der Achse D. Dabei wird aus den auf Querschnittsebene auftretenden Dehnungen mit folgend aufgeführter Beziehung eine Querschnittsrotation für diesen Bereich bestimmt. Der Rotationswinkel  $\theta$  berechnet sich aus der Dehnungsdifferenz der Stahldehnung der äußersten Bewehrungslage und der Betonstauchung bezogen auf die statische Nutzhöhe  $d$  über eine plastische Rotationslänge  $L_{pl}$  von  $2 \cdot 0,6 \cdot h_{\text{Querschnitt}}$ :

$$\theta = 2 \cdot 0,6 \cdot h_{\text{Querschnitt}} \cdot (|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|) / d$$

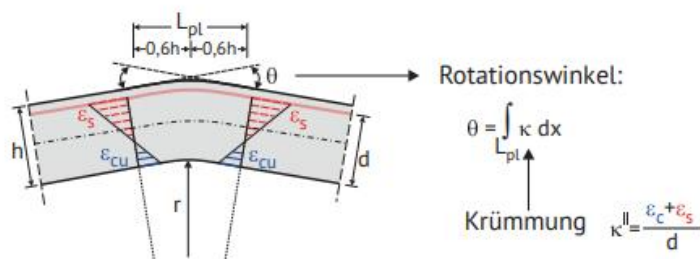


Abbildung 66: Ermittlung des Rotationswinkels eines bewehrten Betonquerschnitts aus Querschnittsdehnungen [U15]

Da sich die plastische Rotationslänge  $L_{pl}$  nicht genau bestimmen lässt, zeigt das folgende Diagramm den Einfluss einer Variation dieser Länge.

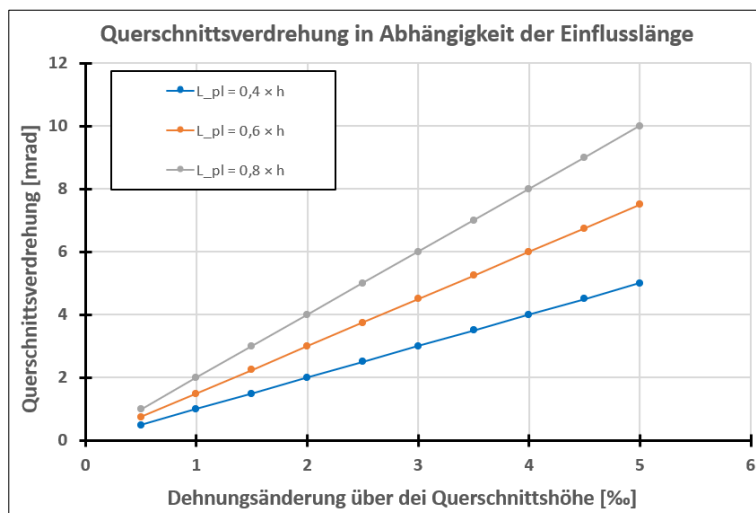
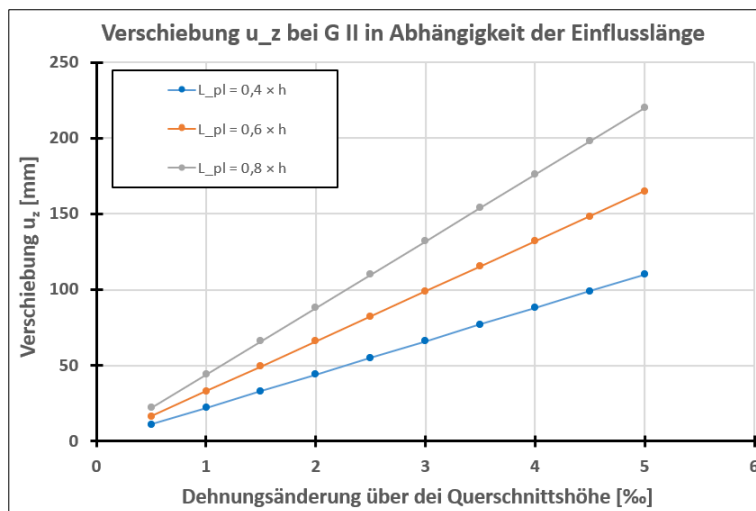


Abbildung 67: Einfluss der plastischen Rotationslänge  $L_{pl}$  auf die Querschnittsverdrehung

Der Rotationswinkel gibt die Verdrehung des Querschnitts für eine beidseitige Verdrehung des Bauteils, ausgehend von der betrachteten Querschnittsstelle, an. Soll aus der Rotation einer Stelle des betrachteten Bauteils eine Verschiebung des Bauteils an einer Stelle  $x$  berechnet werden, ist lediglich die einseitige

Verdrehung des Querschnitts zu berücksichtigen. Unter der Annahme, dass im Bereich der Achse D der Carolabrücke infolge Rissbildung eine Rotation auftrat und sich die Rotation beidseitig zum Rissbereich gleich verteilt, lässt sich eine Verschiebung  $u_z$  der Kragarmspitze des Neustädter Kragträgers zwischen Achse D und Gelenk II ermitteln (Kragarmlänge 44 m). Dabei wird der Rotationswinkel mit seiner halben Größe angesetzt, so dass sich die Vertikalverschiebungen an der Kragarmspitze aus  $u_z = \sin(\theta/2) \cdot l_{\text{Krag}}$  ergeben. Da diese Betrachtung für die weiteren Bereiche von einem Starrkörperverhalten ausgehen, können die berechneten Vertikalverschiebungen als Minimalwerte angesehen werden. In Realität weist auch die verbleibende Systemlänge vermutlich eine nichtlineare Verformung auf.



**Abbildung 68:** Vertikalverschiebungen an der Kragarmspitze Neustädter Kragträger am Gelenk II infolge Querschnittsdehnungen an der Achse D

Einhergehend mit einer Vertikalverschiebung der Kragarmspitze des Neustädter Kragträgers am Gelenk II kommt es ebenfalls zu einer Horizontalverschiebung des Systempunktes (Kragarmspitze) am Gelenk II, die sich rechnerisch bis zur Widerlagerachse A des Systems auswirkt. Die rechnerische Horizontalverschiebung des Systempunktes am Gelenk II bei einer Dehnungsänderung in Achse D von 3‰ über die Querschnittshöhe beträgt  $v_x = l_{\text{Krag}} - \cos(\theta/2) \cdot l_{\text{Krag}} = 44 \text{ m} - \cos(4,5 \text{ mrad}) \cdot 44 \text{ m} \approx 0 \text{ mm}$  (zugehörige Vertikalverschiebung: 100 mm (für  $L_{pl} = 2 \cdot 0,6 \cdot h$ )). Die Größe der resultierenden Horizontalverschiebung in Widerlagerachse A aus dem Heben und Senken der Kragarmspitze ist sehr gering und um ein Vielfaches kleiner als die Horizontalschiebungen infolge Temperaturverformungen. Im Folgenden wird dieser Einfluss daher nicht weiter berücksichtigt.

## 8.2 Rotation in Achse D auf Systemebene

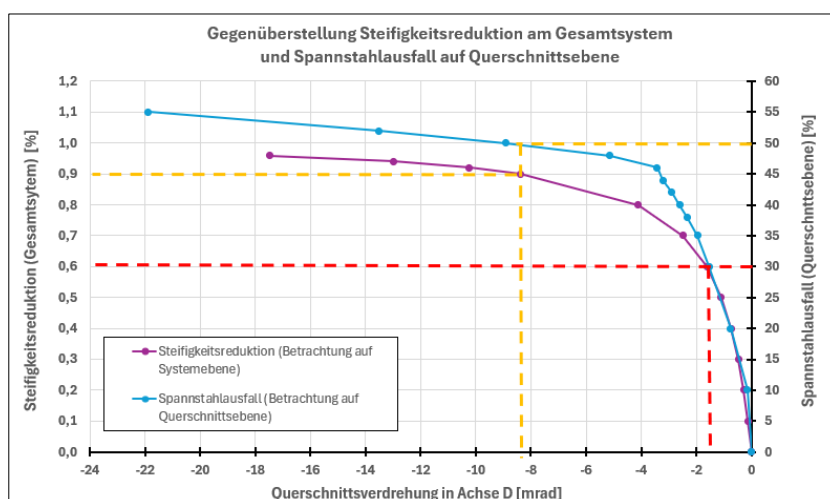
Auf Systemebene kann ebenfalls eine Rotation im Bereich der Achse D ermittelt werden, die bei entsprechend gleicher Größe zur Rotation auf Querschnittsebene den gleichen Zustand bei beiden Betrachtungen widerspiegelt. Über den Rotationswinkel an der Achse D lassen sich Aussagen von Berechnungen auf Querschnittsebene und am Gesamtsystem aufeinander beziehen. Während sich bei der Betrachtung auf Querschnittsebene die Rotation durch die Dehnungsänderungen über die Querschnittshöhe und somit im Wesentlichen durch den Ausfall von Spannstahlfläche ergibt, muss sich

beim Gesamtsystem die Querschnittssteifigkeit in diesem Bereich entsprechend ändern, um eine Änderung der Verdrehung gegenüber den initialen Verdrehungen zu bewirken. Der Zusammenhang zwischen der Steifigkeitsreduktion im Bereich der Achse D, Zug C und der zugehörigen Querschnittsverdrehung in Achse D ist in Abschnitt 7.2 Abbildung 62 dargestellt.

Das Diagramm zeigt, dass bis ca. 70 % Steifigkeitsreduktion die Verdrehungen in der Achse D nur geringfügig überproportional zunehmen. Anschließend nimmt die Kurve mit zunehmendem Steifigkeitsverlust überproportional zu und ab ca. 90 % Steifigkeitsverlust liegt ein nahezu vertikaler Anstieg vor. D. h., bis ca. 70 % Steifigkeitsverlust bleiben die sich ergebenden Verformungen des geschwächten Systems sehr klein und unterscheiden sich von den elastischen Verformungen des Ursprungsystems nur geringfügig. Erst nach Überschreitung der Steifigkeitsreduktion von 70 % ergeben sich signifikante zusätzliche Systemverformungen, die ab ca. 95 % Steifigkeitsreduktion zu Verschiebungen führen, die das Bauwerk ohne Änderung seines ursprünglichen statischen Systems nicht mehr vollführen kann. Um die Verdrehungen bei einem Steifigkeitsverlust von 95 % zu realisieren, muss das Bauwerk an der geschwächten Stelle ein Fließgelenk ausbilden. Durch dieses zusätzliche Fließgelenk entwickelt sich das ursprünglich statisch bestimmte Längssystem der Carolabrücke zu einer kinematischen Kette. Somit wird das System verschieblich bzw. findet keinen stabilen Zustand mehr.

### 8.3 Gegenüberstellung Steifigkeitsreduktion auf Systemebene und Spannstahlausfall auf Querschnittsebene

Über den Rotationswinkel an der Achse D können die Steifigkeitsreduktion am Gesamtsystem und der Spannstahlausfall auf Querschnittsebene zueinander in Bezug gesetzt werden. Aus dem nachfolgenden Diagramm geht hervor, dass ein Spannstahlausfall im Querschnitt von 30 % durch eine Steifigkeitsreduktion im Bereich der Achse D von 60 % abgebildet werden kann. Für einen Spannstahlausfall auf Querschnittsebene von 50 % ist eine Steifigkeitsreduktion am Gesamtsystem von ca. 90 % erforderlich, um bei beiden Betrachtungen die gleiche Querschnittsverdrehung zu erhalten.



**Abbildung 69:** Steifigkeitsreduktion des Gesamtsystems und Spannstahlausfall auf Querschnittsebene bezogen auf die Querschnittsverdrehung



Das Diagramm zeigt, dass ab einer Verdrehung von ca. 2 mrad die überproportionalen Verformungsänderungen in der Achse D beginnen und es ab ca. 8 mrad zur Ausbildung des Fließgelenks in Achse D kommt (Annäherung der Kurven an einen horizontalen Verlauf). Für die Betrachtung auf Querschnittsebene entspricht dies einem Spannstahlausfall von ca. 50 % und die Betrachtung auf Systemebene eine Steifigkeitsreduktion von ca. 90 %. Vergleichend mit den, zum Einsturzzeitpunkt festgestellten wirksamen Spanngliedern bzw. mit einem Spanngliedausfall von ca. 44 % bzw. 54 % (vgl. Abschnitt 6.5), ergibt sich hieraus eine gute Plausibilität. Die theoretisch berechneten Verdrehungen für den festgestellten Spannstahlausfall liegen voll im Übergangsbereich zwischen der überproportional zunehmenden Verdrehung hin zu sehr großen Verdrehungen ohne wesentlichen zusätzlichen Spannstahlverlust bzw. zusätzliche Steifigkeitsreduktion, was gleichbedeutend mit dem Querschnittsversagen ist.

## 9 Zusammenfassung

Die vorliegende Anlage zum Gutachten der Einsturzursachen der Carolabrücke in Dresden befasst sich mit statischen Betrachtungen des Gesamtsystems der Brücke und mit Betrachtungen am Einsturzquerschnitt des Zuges C in der Achse D. Aus den allgemeinen Erkenntnissen zum Umgang mit der Brücke während Ihrer Herstellung, Nutzung und direkt nach dem Teileinsturz sowie den Erkenntnissen aus diagnostischen Untersuchungen werden Eingangsgrößen für die statischen Betrachtungen abgeleitet und Berechnungen durchgeführt. Dabei liegt ein besonderer Fokus auf dem Spannstahl, da sich herausstellte, dass dieser bereits vor dem Einsturz Schäden aufwies und teilweise ausgefallen war. Zudem wird die Bedeutung der Querträgerverbindung untersucht, die möglicherweise zu einer Umverteilung der Lasten zwischen den Überbauten geführt hat.

Die Betrachtungen auf Querschnittsebene haben gezeigt, dass die Auswirkungen des Spannstahlausfall auf die Tragfähigkeit des Querschnitts gegenüber anderen Einflussgrößen bzw. Materialparametern von wesentlicher Bedeutung sind. Der Anteil der Spannglieder, die nach dem Einsturz als bereits vorgeschädigt bzw. als bereits nicht mehr wirksam eingeordnet wurden, wiesen eine Gesamtfläche auf, unter deren Berücksichtigung der Querschnitt an seine Tragfähigkeitsgrenzen für den Lastabtrag der ständigen Lasten und einem kleinen Verkehrslastanteil kommt. Dabei wird aus den Berechnungen ersichtlich, dass die Dehnungen auf Querschnittsebene auch mit einem hohen Grad an nicht wirksamer Spannstahlfläche klein bleiben und es erst kurz vor dem Erreichen des kritischen Zustands zu einer signifikanten Dehnungszunahme kommt. Hieraus resultiert, dass zum einen eine mögliche Ankündigung des Spannstahlausfalls nur durch eine Rissbildung mit sehr kleinen Rissweiten erfolgt und zum anderen das Verformungsverhalten insgesamt nicht wesentlich vom ungeschädigten System abweicht.

Am Gesamtsystem wurde untersucht, ob zum Einsturzzeitpunkt Einwirkungen aufgetreten sein können, die höhere Beanspruchungen gegenüber den üblichen und erwartbaren Einwirkungen hervorriefen. Ausgehend davon, dass einsturztunierend eine Straßenbahn die Brücke passierte und in den letzten 24 Stunden vor dem Einsturz ungünstiger Begegnungsverkehr von zwei Straßenbahnen auf der Brücke auftrat, konnte keine Einwirkung ermittelt werden, die eine Kompensation bzw. Erhöhung der Bauwerksbeanspruchung zum Einsturzzeitpunkt gegenüber dem Begegnungsverkehr hervorrief. D. h., der aufgetretene Temperatursturz im Zeitraum des Einsturzes hat den Einsturzvorgang begünstigt, war als alleinige Ursache jedoch nicht ausreichend, um ein Versagen des Zugs C, Achse D zu bewirken. Der Einsturz trat somit zu einem zufälligen Zeitpunkt auf und es kann davon ausgegangen werden, dass ein wesentlicher Grund für den Einsturz das Überschreiten der Ermüdungsfestigkeit des Spannstahl im Überbauquerschnitt Achse D, Zug C ist.

Weiterhin konnte am Gesamtmodell aufgezeigt werden, dass die Querträgerverbindung zwischen den Zügen A, B und C im Bereich des Gelenks II erst bei sehr großen Steifigkeitsunterschieden zwischen den Überbauten zu einer wesentlichen Schnittgrößenumlagerung führt. Der ermittelte Steifigkeitsverlust am Gesamtsystem kann mit Spannstahlausfall auf Querschnittsebene korrespondiert werden. Hieraus wird ersichtlich, dass der erforderliche Spannstahlausfall für das Hervorrufen einer Schnittgrößenumlagerung in der Höhe, die zum Versagen der Querträgerverbindung führt, größer ist als der Spannstahlausfall, der zu



einer Tragfähigkeitsüberschreitung Achse D unter den bekannten Einwirkungen führt. Demnach ist das Abreißen der Querträgerverbindung als eine Folge des Versagens des Querschnitts in Achse D zu sehen.

Die statischen Untersuchungen nach dem Einsturz der Carolabrücke zeigen eindeutig, dass der kritische Faktor der Ausfall des Spannstahls war. Während die Querträgerverbindung eine unterstützende Funktion hatte, die den Einsturz verzögern jedoch nicht verhindern konnte, führten sehr wahrscheinlich die kontinuierlichen Ermüdungsbeanspruchungen der Straßenbahnüberfahrten zu einem fortschreitenden Ausfall von Spannstahl. Zum Einsturzzeitpunkt wurde hierdurch die Tragfähigkeit des Querschnitts überschritten. Der konkrete Einsturzzeitpunkt ist vermutlich durch den Temperaturabfall begünstigt, trat aber eher zufällig innerhalb eines Zeitraums auf, in dem es zur Überschreitung der Ermüdungsfestigkeit des Querschnitts kommt. Eine Ermittlung dieses Zeitraumes ist jedoch nur unter genauer Kenntnis der entsprechenden Eingangsgrößen möglich.



## Schlussblatt

Dokumentenende. Keine Anlage.

aufgestellt:

gez. Dr.-Ing. Robert Ritter

gez. Marie Lücke, M.Sc

geprüft:

Dipl.-Ing. Max Fiedler

Dresden, den 29.04.2025

## Erklärung

Unsere Gutachten sind urheberrechtlich geschützt. Nutzungsrechte werden nur für konkrete Einzelobjekte erteilt. Vervielfältigung ist nur mit Einwilligung des Urhebers zulässig