

Diploma Thesis

# **Recalculation of the shear capacity of existing reinforced concrete slabs with bent-up bars using the example of a multi-span bridge**

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

DIPLOMARBEIT

## **Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbetonplattentragwerke mit Aufbiegungen am Beispiel einer Mehrfeldbrücke**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Patrick Menes, BSc.**

Matr.Nr.: 01125949

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger**, M.Eng.

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Tobias Huber**, BSc.

Institut für Tragkonstruktionen  
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau  
Technische Universität Wien,  
Karlsplatz 13/212-2, A-1040 Wien

Wien, im April 2023

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Danksagung

Das Bachelorstudium des Bauingenieurwesens deckt ein umfangreiches Spektrum verschiedener Fachgebiete ab. Oft stellt sich dabei die Frage, was man in Zukunft machen möchte. Diesbezüglich gilt mein Dank Prof. Dr. Johann Kollegger, weil er in zahlreichen Vorlesungen mein Interesse am Betonbau geweckt hat. In der Folge habe ich entschieden, mich im Masterstudium verstärkt auf die Lehrveranstaltungen des Betonbaus zu fokussieren, was auch dazu geführt hat, dass ich meine Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen (Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau) geschrieben habe.

Ein weiteres Dankeschön gilt meinem Betreuer der Diplomarbeit, Dr. Tobias Huber. Er hat mich von Anfang bis Ende bestens unterstützt und es geschafft, mich auch in manchen schwierigen Phasen der Bearbeitung der Diplomarbeit zu motivieren. Dr. Huber war auch trotz seiner Karenzierung stets für mich erreichbar und eine wichtige Ansprechperson. Ich konnte viel Wissen mitnehmen, welches ich in Zukunft anwenden werde. Ich hätte mir persönlich keine bessere Betreuung vorstellen können.

Außerordentlichen Dank richte ich an meine Eltern, die immer an meiner Seite gestanden sind, mich stets unterstützt haben und mir das Studium in dieser Form ermöglicht haben.

Zu guter Letzt möchte ich meinen Studienfreunden, die auch meine besten Freunde geworden sind, für die gemeinsame Studienzeit danken.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Kurzfassung

Die Erhaltung und Ertüchtigung von Bestandsbauwerken werden immer wichtigere Gebiete der Ingenieurpraxis. Diesbezügliche statische Nachrechnungen mit den aktuellen Bemessungsregeln des Eurocodes erlauben oftmals keine positive Nachweisführung. Besonders häufig zeigen sich rechnerische Querkraftdefizite. Ein zentrales Problem der Tragfähigkeitsbewertung von älteren Stahlbetonbrücken mit heutigen Normen besteht darin, dass die aktuell zur Bemessung verwendeten Querkraftmodelle in ihrer Anwendung durch Randbedingungen limitiert sind und in vielen Fällen, nicht alle Gegebenheiten der Bestandsbrücke in der Berechnung ihrer Tragfähigkeit abbilden können. Besonders die historische Ausführungsform der Querkraftbewehrung, über Aufbiegung der Längsbewehrung, kann die konstruktiven Vorgaben des Eurocodes oft nicht erfüllen, weshalb eine Nachrechnung gemäß Eurocode, nur den Querkraftwiderstand des Betons berücksichtigen kann.

Im Rahmen eines von der ÖBB-Infrastruktur AG beauftragten Forschungsprojektes wird die, Anfang der 1970er Jahre, über den Enterbach errichtete Eisenbahnbrücke, auf ihre Querkrafttragfähigkeit untersucht. Dabei handelt es sich um ein dreifeldrig durchlaufendes Platten-tragwerk aus Stahlbeton, mit einer Feldlänge von jeweils 14,5 Meter. Die Querkraftbewehrung des Tragwerks besteht aus aufgebogenen Längsbewehrungsstäben, deren Verteilung feldweise variiert. Für die Enterbachbrücke wird die statische Nachrechnung der 1. und 2. Stufe, des vierstufigen Verfahrens zur Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbauwerken, gemäß ÖNORM B 4008-2 durchgeführt.

Die Nachrechnung beinhaltet die Ermittlung der Schnittgrößen anhand der aktuellen Lastmodelle der ÖNORM EN 1991 und die Ermittlung des Querkraftwiderstandes des Brückentragwerks, sowohl mit dem Querkraftmodell nach ÖNORM EN 1992, als auch mit dem PSC-Modell, welches am Institut für Tragkonstruktionen speziell für die Berechnung von Bestandsobjekten mit Aufbiegungen entwickelt wurde (enthalten in der ÖNORM B 4008-2). Im Modell des potenziellen Schubrisses (PSC – potential shear crack) wird grafisch ein diskreter, idealisierter Schubriss konstruiert und entlang der Tragwerksachse verschoben. Im potenziellen Riss freige-wordene Kräfte werden über ein vertikales Kräftegleichgewicht aufsummiert und daraus der Querkraftwiderstand ermittelt. Das Modell ermöglicht die gleichzeitige Berücksichtigung eines Beton- und Stahltraganteils mittels eines Interaktionsbeiwertes.

Es hat sich herausgestellt, dass die Brücke die Querkraftnachweise abschnittsweise nicht erfüllen kann. Nach Berechnung der Stufe 1 (gemäß dem aktuell gültigen Eurocode) zeigt sich, dass die Querkraftnachweisgrenze im Grenzzustand der Tragfähigkeit, teils um den Faktor 3 überschritten wird. Bei Anwendung des PSC-Modells (Stufe 2) verbessert sich die rechnerische Tragfähigkeit deutlich, jedoch bleiben drei Zonen mit Querkraftdefiziten pro Symmetriehälfte.

Der Grund für die weiterhin nicht vollständig erfüllten Querkraftnachweise gemäß Stufe 2 liegt in der horizontalen Verteilung der Aufbiegereihen, welche auf die Regelungen der zur Bauzeit gültigen ÖNORM B 4200-8 zurückzuführen sind. Besonders eine Zone weist hohe Ausnutzungsgrade über die gesamte Tragwerksbreite auf. Als mögliche nächste Schritte wären rechnerische oder konstruktive Maßnahmen anzudenken. Vor allem die Tragfähigkeitsbewertung der 3. Stufe und die Ermittlung der tatsächlichen Lastbilder der Betriebszüge können empfohlen werden.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Abstract

The maintenance and strengthening of existing structures are becoming increasingly important areas of engineering. Related static recalculations with the current design rules of the Eurocode often hinder a positive verification. Shear capacity deficiencies are particularly frequent. A key problem in evaluating the shear capacity of older reinforced concrete bridges with today's standards is that the current shear models are limited in their applicability by boundary conditions, and therefore, cannot represent all the particularities of existing bridges in the calculation of its shear capacity. Particularly, the historical designs of the transverse force reinforcement with bent-up bars cannot fulfill the design specifications of the Eurocode, which is why a recalculation according to the Eurocode can only consider the shear force resistance attributed to the concrete.

As part of a research project commissioned by ÖBB-Infrastruktur AG, the shear capacity of the railroad bridge over the Enterbach, which was built in the early 1970s, is investigated. The bridge is a three-span slab structure made of reinforced concrete, with a span length of 14.5 meters each. The shear reinforcement of the structure consists of bent-up longitudinal bars. Their distribution varies from span to span. The recalculation of the 1st and 2nd stage, of the four-stage procedure for the load capacity evaluation of existing structures according to ÖNORM B 4008-2, will be carried out for the Enterbach Bridge.

The recalculation includes the evaluation of the internal forces based on the current load models of ÖNORM EN 1991 and the evaluation of the shear resistance of the bridge structure, using the shear force model according to ÖNORM EN 1992, as well as the PSC-model, which was developed by the Institute for Structural Engineering for the purpose of the recalculation of existing bridges with bent-up bars (included in ÖNORM B 4008-2). In the PSC-model (potential shear crack), a discrete, idealized shear crack is graphically drawn and translated along the structure axis. Forces released in the potential crack are summed up by a vertical force balance and the shear resistance can be determined from this. The model allows the simultaneous consideration of a concrete and steel contribution by using an interaction coefficient.

It turned out that the bridge cannot fulfill the shear force limits in some sections. After calculation of level 1 (in accordance with the currently valid Eurocode), it was found that the shear force limit in the ultimate limit state was exceeded, in some cases by a factor of 3. When using the PSC-model (level 2), the calculated shear capacity improves significantly, but there are still three zones with shear force deficits in each symmetry half of the bridge.

The reason why the shear capacity according to level 2 were still not completely fulfilled lies in the horizontal distribution of the rows from the bent-up bars. Their layout can be attributed to the regulations of ÖNORM B 4200-8, which were valid at the time of construction. Particularly one zone has high utilization rates over the entire width of the structure. As possible next steps, refined calculational approaches or constructive measures could be considered. Above all, the load capacity evaluation of the 3rd stage and the identification of the actual load patterns of the operating trains can be recommended.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	5
1.1	Problematik der Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbrücken.....	5
1.2	Ziel der Arbeit.....	7
2	Grundlagen der relevanten Querkraftmodelle.....	9
2.1	Allgemeines.....	9
2.2	ÖNORM B 4200-8.....	10
2.3	ÖNORM EN 1992 (Eurocode 2).....	12
2.3.1	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung.....	13
2.3.2	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (Fachwerkmodell).....	14
2.4	ÖNORM B 4008-2 (PSC-Modell).....	16
3	Statische Berechnung.....	19
3.1	Objekt.....	19
3.1.1	Allgemeine Beschreibung und Eingangsparameter.....	19
3.1.2	Grundriss und statisches System.....	20
3.1.3	Querschnitt des Tragwerks und Auflager.....	22
3.1.4	Oberbau und weitere Aufbauten der Brücke.....	24
3.1.5	Materialkennwerte.....	24
3.1.6	Annahmen und Vereinfachungen.....	25
3.2	Modellierung des Tragwerks.....	26
3.2.1	Berechnung des Tragwerks als Stab oder Platte.....	26
3.2.2	Auflagersteifigkeit.....	26
3.2.3	Statik-Software.....	27
3.2.4	Modelle des Nord- und Süd-Tragwerks.....	28
3.3	Ständige Lasten.....	28
3.3.1	Konstruktionseigenlast des Tragwerks.....	28
3.3.2	Eigenlasten des Oberbaus.....	29
3.3.3	Eigenlasten weiterer Aufbauten.....	29
3.4	Veränderliche Verkehrslasten.....	30
3.4.1	Berechnungsgrundlagen.....	30
3.4.2	Vertikallasten.....	31
3.4.3	Horizontallasten.....	33
3.4.4	Verknüpfung und Klassifizierung der statischen Vertikalkräfte mit dem dynamischen Anteil und der Fliehkräfte bei verschiedenen Geschwindigkeiten.....	35
3.5	Sonstige veränderliche Lasten.....	37
3.5.1	Last zufolge Wind.....	37
3.5.2	Last zufolge Temperaturänderung.....	38
3.5.3	Last auf Dienstgehwege und Geländer.....	39
3.5.4	Last zufolge Schnee.....	40

3.6	Querverteilung der Lasten und Ermittlung der maximalen Fälle .....	40
3.6.1	Allgemeines .....	40
3.6.2	Lastausbreitung in Querrichtung.....	40
3.6.3	Festlegung von Bezugspunkten.....	41
3.6.4	Exzentrizitäten der Vertikallast .....	43
3.6.5	Ermittlung der maximalen Flächenlasten samt Lastangriff.....	44
3.7	Ermittlung der maximalen Querkräfte .....	48
3.7.1	Einflusslinien zur Maximierung der Querkraft.....	48
3.7.2	Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS).....	50
3.8	Ergebnisse aus dem FE-Programm.....	53
3.8.1	Schnittgrößenverläufe.....	53
3.8.2	Vertikale Auflagerkräfte .....	59
4	Querkraftnachweis .....	60
4.1	Modellierung der Widerstandsseite.....	60
4.1.1	Allgemeines .....	60
4.1.2	Bewehrungsführung / Aufbiegungen.....	60
4.1.3	Ermittlung der Eingangsparameter zur Rissbestimmung nach dem PSC-Modell .....	62
4.2	Nachrechnung Stufe 1: Querkraftwiderstand nach Eurocode 2 .....	64
4.2.1	Allgemeines .....	64
4.2.2	Exemplarische Nachweisführung in einem Kontrollschnitt (Eurocode-Modell).....	64
4.2.3	Querkraftdeckungslinien und Ausnutzungsgrade .....	65
4.3	Nachrechnung Stufe 2: Querkraftwiderstand nach PSC-Modell.....	71
4.3.1	Allgemeines .....	71
4.3.2	Exemplarische Nachweisführung in einem Kontrollschnitt (PSC-Modell).....	71
4.3.3	Detaillierte Nachweisführung nach dem PSC-Modell .....	73
4.3.4	Querkraftdeckungslinien und Ausnutzungsgrade .....	77
4.4	Nachweis der Druckstrebenragfähigkeit am Auflager.....	82
5	Schlussfolgerung .....	83
5.1	Analyse der Ergebnisse.....	83
5.2	Handlungsempfehlungen.....	86
5.3	Zusammenfassung .....	87
	Literaturverzeichnis.....	89
	Anhang A .....	91

## Abkürzungsverzeichnis

### Abkürzungen und Symbole

Abb.	Abbildung
Asfinag	Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft
bzw.	beziehungsweise
CS	control section; Kontrollschnitt
∅	Durchmesser
EC (0/1/2)	Eurocode (0/1/2)
FE	Finite Elemente
Gl.	Gleichung
inkl.	inklusive
Kap.	Kapitel
NW	Nachweis
OK	Oberkante
ÖBB	Österreichische Bundesbahnen
PSC	potential shear crack; potenzieller Schubriss
%	Prozent
QS	Querschnitt
SOK	Schienenoberkante
∑	Summe
Tab.	Tabelle
TW	Tragwerk
TW-OK	Tragwerksplattenoberkante
ULS	ultimate limit state; Grenzzustand der Tragfähigkeit
u. a.	unter anderem
vgl.	vergleiche
z. B.	zum Beispiel

### Einheiten

°	Grad (Winkel in Altgrad)
°C	Grad Celsius
cm	Zentimeter
cm <sup>2</sup>	Quadratcentimeter
h	Stunde
K	Kelvin
kg	Kilogramm
km	Kilometer
kN	Kilonewton
kNm	Kilonewtonmeter
m	Meter
m <sup>2</sup>	Quadratmeter
m <sup>3</sup>	Kubikmeter
mm	Millimeter
mm <sup>2</sup>	Quadratmillimeter
MN	Meganewton

N	Newton [(kg·m)/s <sup>2</sup> ]
s	Sekunde

## Normen

B4008	ÖNORM B 4008-2: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke, Teil 2: Brückenbau [24]
EC0	ÖNORM EN 1990 – Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung [25]
EC0-NA1	ÖNORM B 1990-1 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 0, Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung, Hochbau [26]
EC0-NA2	ÖNORM B 1990-2 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 0, Teil 2: Grundlagen der Tragwerksplanung, Brückenbau [27]
EC1-1-1	ÖNORM EN 1991-1-1 – Eurocode 1, Teil 1-1: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau [28]
EC1-1-1-NA	ÖNORM B 1991-1-1 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 1, Teil 1-1: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau [29]
EC1-1-4	ÖNORM EN 1991-1-4 – Eurocode 1, Teil 1-4: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen - Windlasten [30]
EC1-1-4-NA	ÖNORM B 1991-1-4 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 1, Teil 1-4: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen - Windlasten [31]
EC1-1-5	ÖNORM EN 1991-1-5 – Eurocode 1, Teil 1-5: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen [32]
EC1-1-5-NA	ÖNORM B 1991-1-5 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 1, Teil 1-5: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen [33]
EC1-2	ÖNORM EN 1991-2 – Eurocode 1, Teil 2: Einwirkungen auf Tragwerke, Verkehrslasten auf Brücken [34]
EC1-2-NA	ÖNORM B 1991-2 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 1, Teil 2: Einwirkungen auf Tragwerke, Verkehrslasten auf Brücken [35]
EC2-1-1	ÖNORM EN 1992-1-1 – Eurocode 2, Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau [36]
EC2-1-1-NA	ÖNORM B 1992-1-1 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 2, Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau [37]
EC2-2	ÖNORM EN 1992-2 – Eurocode 2, Teil 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln [38]
EC2-2-NA	ÖNORM B 1992-2 – Nationales Anwendungsdokument für Eurocode 2, Teil 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln [39]

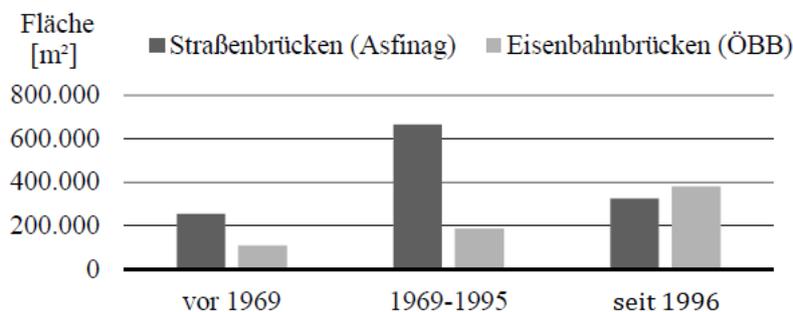
## 1 Einleitung

### 1.1 Problematik der Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbrücken

Die Problematik der Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbrücken mit Aufbiegungen wurde ausführlich in der Dissertation von Dr. Tobias Huber [1] behandelt. Nachfolgend werden die wesentlichen Rahmenbedingungen für die in dieser Arbeit durchgeführten Nachrechnung zusammengefasst.

Stahlbetonplattentragwerke nehmen in der österreichischen Infrastruktur eine wichtige Rolle ein. Etwa die Hälfte der rund 13.500 in Betrieb befindlichen Brückenkonstruktionen des Eisenbahnschienennetzes und des hochrangigen Straßenverkehrsnetzes bestehen aus diesem Brückentyp (Daten laut Asfinag und ÖBB [1]). Solche Tragwerke werden überwiegend bei kurzen Brückenbauwerken eingesetzt (Spannweiten zwischen 2 - 20 m), wo sie sich insbesondere durch ihre Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit auszeichnen.

Ein Großteil der kurzen Plattentragwerke aus Stahlbeton wurde vor dem Jahr 1996 errichtet (rund zwei Drittel), wobei etwa 20% eine Nutzungsdauer von über 50 Jahren aufweisen (siehe **Abb. 1**). Folglich gewinnt die Zustandserfassung und Bewertung, sowie die Brückenerhaltung und -ertüchtigung, immer mehr an Bedeutung. Eine Tragfähigkeitsbewertung kann bei der Feststellung von statisch relevanten Bauschäden, bei Eingriffen in die Tragstruktur zur Ertüchtigung, bei relevanter Erhöhung der einwirkenden Lasten (z. B. Veränderung der ständigen Lasten oder der Streckenklasse) oder bei einer Nutzungsänderung des Tragwerks notwendig werden (B4008: 4.3). Neben der visuellen Brückeninspektion ist damit die statische Nachrechnung ein zentrales Element der Neubewertung.



**Abb. 1:** Errichtungszeiträume von Stahlbetonbrücken mit kurzer Spannweite im österreichischen Infrastrukturnetz bezogen auf die Brückenfläche (Daten bis 2019); entnommen und bearbeitet aus [1]

Die erwähnten kurzen Plattentragwerke aus Stahlbeton wurden bis ins späte 20. Jahrhundert, üblicherweise mit aufgebogener Längsbewehrung konstruiert, um die höheren Schubspannungen in Auflagernähe aufnehmen zu können. Der Materialeinsatz konnte reduziert werden, indem dafür die – für die Momentenabtragung nicht mehr erforderlichen – Längsbewehrungsstäbe benutzt wurden. Die Aufbiegungen schwächen allerdings den Zuggurt im Auflagerbereich und können bei fehlender Querbewehrung oder zu kleinen Biegeradien längsspaltend wirken (Leonhardt und Walther (1963) [2]). Darüber hinaus sind die Schubrisssweiten, im Vergleich mit einer Bügelbewehrung, wesentlich höher [2]. Da diese Ausführungsform der Querkraftbewehrung heutzutage in der Regel nicht mehr vorkommt, verschwand die historische Bauweise mit Aufbiegungen zunehmend aus den Normen. In den alten Normen gab es wenige Vorgaben bezüglich der exakten Ausführung der Querkraftbewehrung. Die Ausführung lag im Ermessen des planenden Ingenieurs. Üblicherweise wurden für Aufbiegungen große Bewehrungsstabdurchmesser, mit großen Abständen untereinander gewählt. Vermehrt gab es auch Bauteile, welche abschnittsweise oder gänzlich ohne Querkraftbewehrung ausgeführt wurden.

Somit zeigt eine statische Nachrechnung – gemäß der aktuell gültigen Norm – oftmals rechnerische Defizite in der Tragfähigkeit auf. Insbesondere bei den Nachweisen der Querkrafttragfähigkeit kommt es zu Schwierigkeiten, denn sie können häufig eine Überschreitung des Ausnutzungsgrades aufgrund unzureichender Querkraftbewehrung – vor allem aufgrund der Anforderungen an die konstruktive Durchbildung – ergeben (Oliver Fischer et al. (2014) [3]; B4008: 6.1). Vor allem Plattenbrücken zählen dabei zu den potenziell querkraftgefährdeten Brückentypen (Patrick Huber (2016) [4]).

Ein zentrales Problem der Tragfähigkeitsbewertung von älteren Stahlbetonbrücken mit heutigen Normen besteht darin, dass die aktuell zur Bemessung verwendeten Querkraftmodelle in ihrer Anwendung durch Randbedingungen limitiert sind und in vielen Fällen, nicht alle Gegebenheiten der Bestandsbrücke in der Berechnung ihrer Tragfähigkeit abbilden können. Die Querkraftbewehrung im Stahlbetonbrückenbau wurde lange Zeit mit aufgebogenen Längsbewehrungsstäben ausgeführt (vgl. Emil Mörsch (1908) [5]), jedoch hat sich seit der Veröffentlichung von Leonhardt und Walther (1963) [2], ein neues Bewusstsein für die Verwendung einer Bügelbewehrung etabliert. Die Vorteile eines Bügels liegen unter anderem in der Umschließung der Druckzone und der geringeren Schubbrissweite. Dementsprechend haben sich die Querkraftmodelle in den Normen weiterentwickelt und den Fokus auf den Einbau einer Bügelbewehrung verlagert. Somit ist die Berücksichtigung von aufgebogenen Bewehrungsstäben im aktuellen Modell oft nicht möglich.

Untersuchungen von Tobias Huber et al. (2019) [1] an Tragwerken mit aufgebogener Längsbewehrung haben gezeigt, dass die Querkraftdefizite – wenn überhaupt vorhanden – deutlich geringer ausfallen, als nach der Bemessung gemäß EC2 [8]. Durch verbesserte Nachrechnungsmethoden könnten unnötige Kosten für die Ertüchtigung vermieden werden, die oftmals gar nicht erforderlich wären [6].

Das wichtige Aufgabengebiet von Ingenieuren, die Erhaltung und Ertüchtigung von Bestandsbauwerken inkl. deren statische Nachrechnung, wird immer wichtiger, aber auch komplexer. Es mussten Methoden gefunden werden, wie Bestandstragwerke, welche mit früheren Normen geplant wurden, in Einklang mit den neuesten Erkenntnissen der technischen Wissenschaften gebracht werden können. Um das zu erreichen, wurden verschiedene Regelwerke veröffentlicht, welche die statische Nachrechnung bestehender Objekte vereinfachen soll. Seit der Einführung der ÖNORM B 4008-2 gibt es eine Nachrechnungsnorm für bestehende Brückentragwerke. Sie ermöglicht den Ingenieuren eine normierte Vorgangsweise bei der rechtzeitigen Erkennung einer möglichen Beeinträchtigung der Zuverlässigkeit und der Vermeidung von unnötigem Mitteleinsatz [24].

Die ÖNORM B 4008-2 gibt ein vierstufiges Verfahren für die rechnerische Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsbrücken vor (B4008: 4.6.2). Die einzelnen Stufen sind:

- **Bewertung nach Stufe 1**

Die Bewertung der Tragfähigkeit nach Stufe 1 erfolgt nach letztgültigem Normenstand. Dabei werden die Nachweise gemäß dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept geführt. Es gelten die im EC0 festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte, die im EC1 festgelegten Lastmodelle und die im EC2 festgelegten Bemessungsmodelle (B4008: 5.1).

- **Bewertung nach Stufe 2**

Im Stufe-2-Nachweis gilt ebenfalls der letztgültige Normenstand und das semi-probabilistische Sicherheitskonzept, jedoch darf mit aktualisierten Daten gerechnet werden. Dies beinhaltet unter anderem eine Änderung (Reduktion) der Teilsicherheitsbeiwerte und die mögliche Verwendung alternativer Bemessungsmodelle (B4008: 5.2).

- **Bewertung nach Stufe 3**

Die Nachrechnung erfolgt weiterhin gemäß letztgültigem Normenstand, jedoch auf Basis einer probabilistischen Analyse, womit eine präzisere Erfassung der Tragfähigkeit möglich ist. Anstelle einzelner Bemessungsvariablen werden deren Verteilungsfunktionen berücksichtigt. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn der für das Tragwerk ermittelte Zuverlässigkeitsindex größer gleich dem geforderten Mindestwert gemäß EC0-NA2 ist. Die genaue Vorgangsweise der Nachweisführung nach Stufe 3 ist in B4008: 5.3 erläutert.

- **Bewertung nach Stufe 4**

Falls eine positive Nachweisführung gemäß den ersten drei Stufen rechnerisch nicht möglich ist, darf eine zeitlich festgelegte Unterschreitung des im EC0 geforderten Sicherheitsniveaus erfolgen, wenn diese entsprechend begründet wird (z. B. geringe Schadensfolge) und Ersatzmaßnahmen getroffen werden (z. B. durch eine permanente Bauwerksüberwachung oder eine in kürzeren Intervallen stattfindenden Bauwerksprüfung; B4008: 5.4).

Es ist mit Stufe 1 zu beginnen und bei Nichterfüllung des jeweiligen Nachweises mit der nächsthöheren Stufe fortzufahren.

## 1.2 Ziel der Arbeit

Im Rahmen eines von der ÖBB-Infrastruktur AG beauftragten Forschungsprojektes wird die, Anfang der 1970er Jahre, über den Enterbach errichtete Eisenbahnbrücke auf ihre Querkrafttragfähigkeit untersucht. Dazu wird in vorliegender Arbeit die 1. und 2. Stufe der Tragfähigkeitsbewertung gemäß der ÖNORM B 4008-2 durchgeführt (**Kap. 4**). Die statische Nachrechnung beinhaltet die Ermittlung der Schnittgrößen anhand der aktuellen Lastmodelle der ÖNORM EN 1991 (**Kap. 3**) und die Ermittlung des Querkraftwiderstandes des Brückentragwerks (**Kap. 4**), sowohl mit dem Modell nach ÖNORM EN 1992, als auch mit dem am Institut für Tragkonstruktionen entwickelten PSC-Modell (enthalten in der ÖNORM B 4008-2). Es soll geprüft werden, ob diese ältere Tragkonstruktion die heutigen normativen Vorgaben erfüllen kann. Zuvor werden die Grundlagen der dafür relevanten Querkraftmodelle erläutert (**Kap. 2**).

Bei der Enterbachbrücke handelt es sich um ein Stahlbetonplattentragwerk mit aufgebogenen Längsbewehrungsstäben zur Abtragung der Schubspannung in Auflagernähe. Besonderes Augenmerk liegt dabei auf dem Hervorheben der Unterschiede zwischen den Querkraftmodellen, der Darstellung ihrer Ergebnisse an verschiedenen Breitenstreifen des Tragwerks und der Identifizierung möglicher Querkraftdefizite. Im Laufe der Arbeit sollen vor allem die folgenden Fragestellungen beantwortet werden:

- Welche aktuellen normativen Regelungen gibt es in Österreich bzgl. der Querkraftbemessung von Stahlbetonplattentragwerken mit aufgebogenen Längsbewehrungsstäben und wie unterscheiden sich diese von der gültigen Norm während der Planungsphase?
- Bezüglich der anzusetzenden Lasten sollen folgende Fragestellungen behandelt werden:
  - Welche Lasten müssen auf das Tragwerk angesetzt werden?
  - Welche Lastkombinationen und -stellungen sind maßgebend?
  - Wie werden die Lasten aus dem Zugverkehr in das Tragwerk eingeleitet?
- Bezüglich der statischen Modellierung sollen folgende Fragestellungen behandelt werden:
  - Erfolgt die statische Berechnung gemäß der Plattentheorie oder darf die Stabtheorie angewandt werden?
  - Welche Vereinfachungen können für die statische Modellierung getroffen werden?

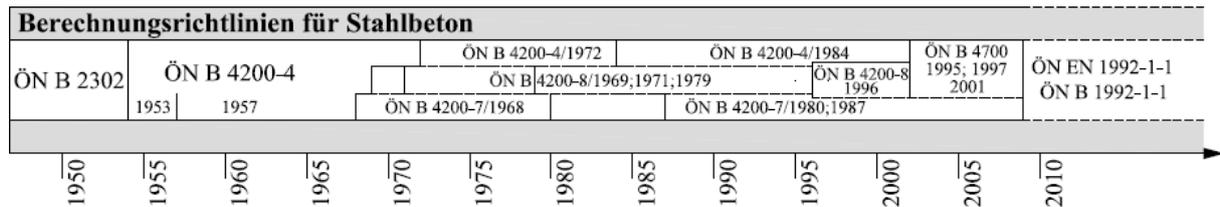
- Welche Exzentrizitäten der Lasten ergeben sich?
- Welchen Breitenstreifenabschnitt der Platte muss man am kritischsten betrachten?
- Welche Maßnahmen in der Berechnung müssen getroffen werden, um den Unterbau zu modellieren?
- Bezüglich der Ermittlung der Querkraftwiderstände sollen folgende Fragestellungen behandelt werden:
  - Wie sind die Bewehrungsstäbe, insbesondere die Aufbiegungen, im Tragwerk verteilt?
  - Welche Querkraftwiderstände können gemäß Eurocode ermittelt werden?
  - Erfüllt das Tragwerk die konstruktiven Vorgaben des Eurocode?
  - Sind alle Bedingungen zur Anwendung des PSC-Modells erfüllt und ist es entlang der gesamten Brücke vollumfänglich anwendbar? In welchen Bereichen kann der Risswinkel des potenziellen Schubrisses reduziert werden?
- Bezüglich der Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit sollen folgende Fragestellungen behandelt werden:
  - Können die Tragfähigkeitsnachweise nach letztgültigem Normenstand erfüllt werden?
  - Welche Resultate kann das PSC-Modell im Vergleich zum Eurocode erzielen? Gibt es kritische Stellen, an welchen die Nachweise gerade noch erfüllt/nicht-erfüllt sind?
- Welche Handlungsempfehlungen lassen sich aus den Ergebnissen ableiten?

Die Resultate der nachfolgenden Tragfähigkeitsbewertung der Enterbachbrücke können Aufschlüsse für die weitere Nutzung der Brücke und gegebenenfalls erforderlicher Instandsetzungsmaßnahmen dienen (**Kap. 5**).

## 2 Grundlagen der relevanten Querkraftmodelle

### 2.1 Allgemeines

Im Zuge der Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsobjekten kann es hilfreich sein, die Regeln der für die Originalstatik zugrundeliegenden Bemessungsnorm zu kennen. So können Entscheidungen der planenden Ingenieure besser nachvollzogen werden. **Abb. 2** zeigt einen Überblick und den zeitlichen Verlauf der Gültigkeit verschiedener Stahlbetonnormen in Österreich.



**Abb. 2:** Gültigkeit verschiedener Stahlbetonnormen nach Patrick Huber (2016) [4]; entnommen aus [1]

Im Falle der Enterbachbrücke war die gültige Bemessungsnorm, die im Jahr 1969 veröffentlichte ÖNORM B 4200-8 [11] (**Kap. 2.2**, siehe **Abb. 2**). Sie diente der Berechnung und Ausführung von Stahlbetontragwerken. Die Konstruktion der Querkraftbewehrung (mit Aufbiegungen) wurde mit dieser Norm erstmals genauer geregelt [1]. Im Zuge dieser Arbeit stand nur eine Kopie der Norm-Version aus 1971 [12] zur Verfügung (in der Originalstatik aus 1970 wurde mit identen Formeln gerechnet). Die ÖNORM B 4200-8 wurde im Jahr 1996 letztmals herausgegeben.

Seit 2009 ist die Verwendung der aktuell gültigen ÖNORM EN 1992 (EC2) für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken verpflichtend (inkl. dem nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1992). In dieser Norm ist die Querkraftbemessung für Brückenbauten (Teil 2) [38] nahezu gleich, wie die Bemessung für Hochbauten (Teil 1-1) [36]. Gegebenenfalls kann dadurch die Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Brückenplattentragwerke mit Aufbiegungen erschwert werden, denn die historische Bauweise, mit ausschließlich aus aufgebogenen Bewehrungsstäben bestehender Querkraftbewehrung, ist für den Neubau gemäß EC2 nicht mehr vorgesehen [1]. Es kann vorkommen, dass die Aufbiegungen in Bestandsbauwerken nicht entsprechend den Anwendungsgrenzen des Fachwerkmodells verteilt sind (siehe **Kap. 2.3.2**) und die Bemessung nach EC2 deshalb nur den Querkraftwiderstand des Betons berücksichtigen kann (**Kap. 2.3.1**).

Im Jahr 2019 wurde die Nachrechnungsnorm ÖNORM B 4008-2 [24] für den Brückenbau eingeführt. Sie ermöglicht die Anwendung alternativer Verfahren zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes, wenn die entsprechende Ausführungsform des Brückentragwerks dadurch besser abgebildet werden kann (B4008: 5.2.4). Im Falle der Enterbachbrücke kann die Ermittlung mit dem sogenannten Modell des potenziellen Schubrisses erfolgen (PSC-Modell; potential shear crack = potenzieller Schubriss; siehe **Kap. 2.4**).

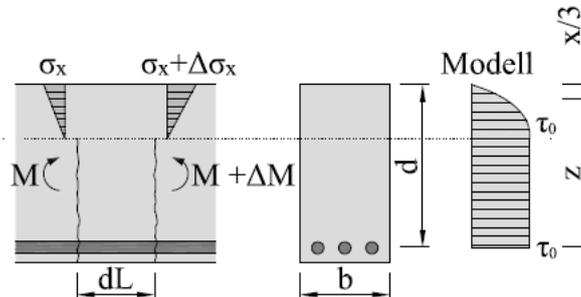
Nachfolgend werden die Querkraftmodelle der drei beschriebenen Normen vorgestellt. Dabei wird insbesondere auf die Regelungen für Platten und Aufbiegungen eingegangen. Die wesentlichen Unterschiede der Querkraftbemessung in den drei – für die Nachrechnung der Enterbachbrücke relevanten – Normen werden im Folgenden aufgelistet:

- **ÖNORM B 4200-8**
  - Nachweisführung auf Spannungsebene
  - deterministisches Sicherheitskonzept
  - Anwendung üblicherweise für die Planung und Konstruktion von Neubauten
  - Aufbiegungen übliche Ausführungsform der Querkraftbewehrung

- **ÖNORM EN 1992**
  - Nachweisführung auf Schnittgrößenebene
  - semi-probabilistisches Sicherheitskonzept
  - Anwendung üblicherweise für die Planung und Konstruktion von Neubauten
  - Aufbiegungen nur unter speziellen Voraussetzungen vorgesehen
- **ÖNORM B 4008-2**
  - Nachweisführung auf Schnittgrößenebene
  - semi-probabilistisches Sicherheitskonzept
  - explizit für die Nachrechnung von bestehenden Tragwerken (im Brückenbau)
  - PSC-Modell speziell für Tragwerke mit Aufbiegungen

## 2.2 ÖNORM B 4200-8

Die Formulierungen von Emil Mörsch (1908) [5] bildeten lange Zeit die Grundlagen für die Querkraftbemessung. Empirische Grenzwerte für die Schubspannung wurden definiert und entsprechend neuerer Erkenntnisse fortlaufend angepasst. So basiert das Querkraftbemessungskonzept der ÖNORM B 4200-8 [12] ebenso auf dem Konzept des Schubspannungsnachweises nach Mörsch. In seinem Modell zur elastischen Schubspannungsermittlung wird der Kraftfluss in einem Rechteck-Querschnitt aus Stahlbeton im gerissenen Zustand betrachtet (Zustand II). Innerhalb der Druckzone herrscht eine linear veränderliche Normalspannungsverteilung. Unterhalb dieser Zone können keine Längskräfte im Beton übertragen werden. Daraus resultiert, dass die Schubspannungsverteilung innerhalb der Zugzone konstant ist. Aus den Lagen der resultierenden Druckkraft der Druckzone und der resultierenden Zugkraft der Längsbewehrung kann der innere Hebelarm  $z$ , für die Bestimmung der Schubfläche, ermittelt werden (**Abb. 3**).



**Abb. 3:** Konzept des Schubspannungsmodells nach Mörsch (1908) [5]; entnommen aus [1]

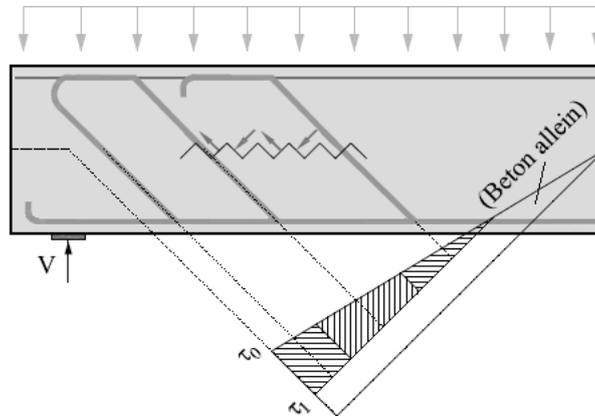
Die aus einer Querkraft resultierende Schubspannung im Querschnitt  $\tau_0$  eines biegebeanspruchten Bauteils berechnet sich somit näherungsweise über folgende Formel (ohne Berücksichtigung etwaiger Querkraftbewehrung; ÖNORM B 4200-8: 2.1 [12]):

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z} \quad (1)$$

Dabei ist:

- |          |                                 |
|----------|---------------------------------|
| $\tau_0$ | Schubspannung zufolge Querkraft |
| $Q$      | Querkraft zufolge Einwirkung    |
| $b_0$    | geringste Querschnittsbreite    |
| $z$      | Hebelarm der inneren Kräfte     |

In Auflagernähe können Längsbewehrungsstäbe aufgebogen werden, wenn sie zur Momentenabtragung nicht mehr benötigt werden. Die Aufbiegungen sollen dabei Teile der Schubspannung  $\tau_0$  übernehmen, welche nicht vom Beton aufgenommen werden können. Mörsch stellte ein grafisches Verfahren auf, welches für die Ermittlung erforderlicher Querkraftbewehrung verwendet wurde (**Abb. 4**).



**Abb. 4:** Schema des grafischen Verfahrens zur Ermittlung der abzutragenden Schubspannungen durch Aufbiegungen im Auflagerbereich nach Mörsch; entnommen und bearbeitet aus [1]

Für Platten gibt es weiterführende Regelungen betreffend der Schubbemessung. Platten dürfen nach [12] auch vollständig ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden, solange die vorhandene Schubspannung  $\tau_0$  einen bestimmten Grenzwert nicht überschreitet ( $\tau_0 \leq \tau_{max}$ ). Die zulässige Schubspannung  $\tau_{max}$  ist dabei der größere Wert aus  $\tau_1$  (ÖNORM B 4200-8: 2.2.2, Tab.1 [12]) oder  $\tau_1'$  (ÖNORM B 4200-8: 2.4.1 [12]). Der Grenzwert  $\tau_1$  war abhängig von der Betonfestigkeitsklasse, wobei der Grenzwert  $\tau_1'$  folgendermaßen ermittelt wurde:

$$\tau_1' = 0,12 \cdot \sigma_p \cdot \sqrt{(w + w') \cdot w_g} \quad (2)$$

mit

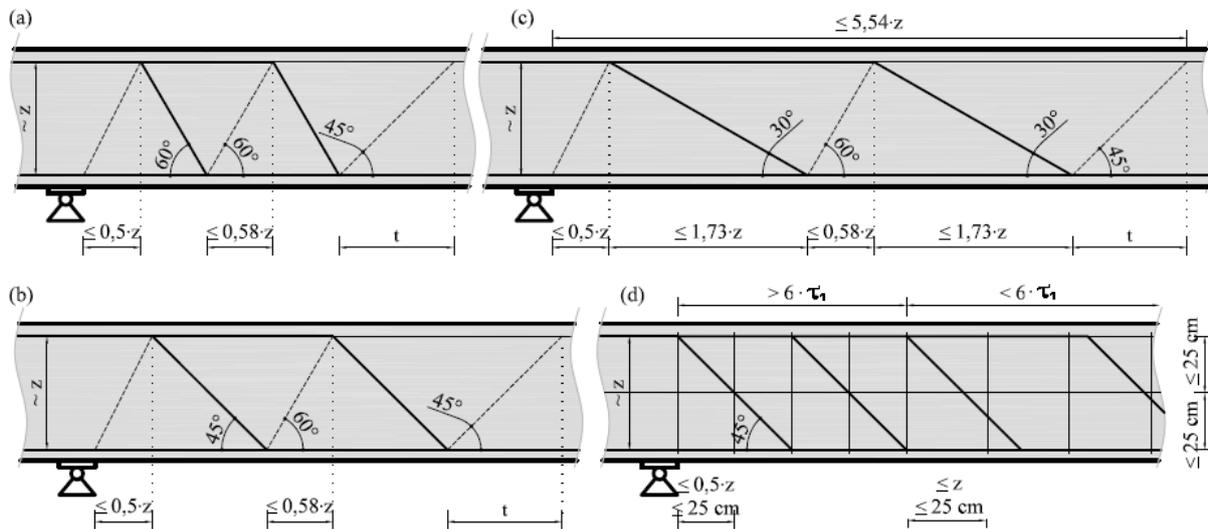
$$w = \frac{\mu \cdot \sigma_e^*}{\sigma_p}, \quad w' = \frac{\mu' \cdot \sigma_e^*}{\sigma_p}, \quad w_g = \frac{2 \cdot \varepsilon_p}{3 \cdot (\varepsilon_p + \varepsilon_e^*)} \quad (3)$$

Dabei ist:

$\sigma_p$	den nach dem Traglastverfahren zugelassene Höchstwert der Betonspannung
$w$	Bewehrungswert der vorhandenen Zugbewehrung
$w'$	Bewehrungswert der vorhandenen Druckbewehrung
$w_g$	Grenzbewehrungswert des Rechteckquerschnittes
$\mu$	Bewehrungsgrad der Zugbewehrung
$\sigma_e^*$	Stahlspannung
$\mu'$	Bewehrungsgrad der Druckbewehrung
$\varepsilon_p$	Betondehnung
$\varepsilon_e^*$	Stahldehnung

Bei Überschreitung des maßgebenden Grenzwertes ( $\tau_0 \geq \tau_{max}$ ) gab die Norm Regelungen für die Ausführung der Schubsicherung vor (Einbau einer Querkraftbewehrung zur Aufnahme der restlichen, über den Betonteil hinausgehenden, Schubspannung; ÖNORM B 4200-8: 2.2.4 bis 2.2.6 [12]). Es darf folglich eine Superposition des Beton- und Stahltraganteils erfolgen.

Als Querkraftbewehrung waren üblicherweise Schrägeinlagen (= aufgebogene Längsbewehrungsstäbe) vorzusehen (ÖNORM B 4200-8: 2.4.2 [12]). **Abb. 5** zeigt mögliche Ausführungsformen der Schubsicherung in Abhängigkeit der Größe der vorhandenen Schubspannung  $\tau_0$ . Die Wahl der Anzahl, Abstände, Durchmesser und Reihen von aufgebogenen Bewehrungsstäben wurde allerdings dem planenden Ingenieur überlassen. Dadurch ergaben sich unterschiedlichste Konstruktionsformen der Querkraftbewehrung und Bewehrungsgrade pro Längsmeter [6].



**Abb. 5:** Ausführung der Querkraftbewehrung bis zum 6-fachen Grenzwert  $\tau_{max}$  mit Aufbiegung der Längsbewehrungsstäbe im Winkel von: (a)  $\alpha = 60^\circ$ , (b)  $\alpha = 45^\circ$ , (c)  $\alpha = 30^\circ$ ; Ausführung der Querkraftbewehrung zwischen dem 6-fachen und 10-fachen Grenzwert  $\tau_{max}$  mit: (d) Bügelbewehrung und Aufbiegung der Längsbewehrungsstäbe im Winkel von  $\alpha = 45^\circ$  (jeder QS soll eine Aufbiegung enthalten); gemäß ÖNORM B 4200-8: 2.2.6 [12], entnommen und bearbeitet aus [1]

Es ist ersichtlich, dass es bei hohen Schubspannungen ( $6 \cdot \tau_{max} \leq \tau_0 \leq 10 \cdot \tau_{max}$ ) – bereits zur damaligen Zeit – normativ vorgeschriebene Ausführungsformen der Querkraftbewehrung mit einer Bügelbewehrung gab (**Abb. 5d**). Die übliche Form war allerdings jene, welche nur aufgebogenen Längsbewehrungsstäbe enthielt.

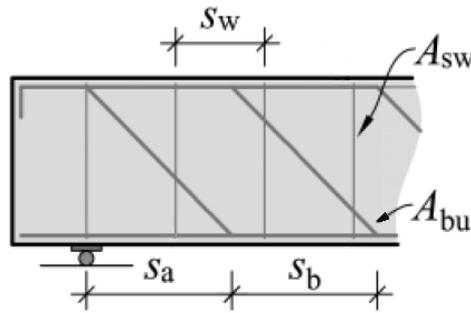
Die Schubspannung  $\tau_0$  durfte den 10-fachen Wert von  $\tau_{max}$  keinesfalls überschreiten (ÖNORM B 4200-8: 2.2.7 [12]). In diesem Fall wären die Querschnittsabmessungen des Tragwerks anzupassen gewesen.

### 2.3 ÖNORM EN 1992 (Eurocode 2)

Der Eurocode regelt sehr präzise, wie Querkraftbewehrungen in tragenden Bauteilen auszuführen sind. Im Brückenbau sind folgende Formen erlaubt (EC2-2: 9.2.2-(101)):

- Bügelbewehrung, welche die Längsbewehrungsstäbe und die Druckzone umfassen ( $A_{sw}$ )
- aufgebogene Längsbewehrungsstäbe ( $A_{bu}$ )
- eine Kombination aus beiden

Dabei müssen die Querkraftbewehrungsstäbe mit der Schwerachse des Bauteils einen Winkel zwischen  $45^\circ$  -  $90^\circ$  bilden und gemäß EC2-1-1: 9.2.2-(4) mindestens zu 50% aus Bügeln bestehen. Diese Regelungen für Balken sind ebenfalls für Platten anzuwenden (EC2-1-1: 9.3.2-(2)). **Abb. 6** stellt die Querkraftbewehrungselemente mit ihren Abständen zueinander exemplarisch dar.



**Abb. 6:** Abstände der Querkraftbewehrungselemente; entnommen und bearbeitet aus [6]

Die Superposition eines Beton- und Stahltraganteils – wie nach ÖNORM B 4200-8 [12] z. B. bei Überschreitung des Grenzwertes der Schubspannung  $\tau_{max}$  in Platten – ist im Bemessungskonzept des EC2 nicht erlaubt. Es gilt entweder der Widerstand  $V_{Rd,c}$  (**Kap. 2.3.1**) oder der Widerstand  $V_{Rd,s}$  (**Kap. 2.3.2**). Das kann die Nachrechnung von Bestandsobjekten gemäß heutigem Nachweisformat erschweren, wenn deren Querkraftbewehrung nicht innerhalb der Anwendungsgrenzen des Fachwerkmodells liegt (siehe **Kap. 2.3.2**) [1].

Des Weiteren ist für die Anwendung des EC2 ein Mindestwert der bezogenen Rippenfläche der Bewehrungsstäbe vorausgesetzt. Die Nachrechnung von Bestandsbrücken, welche glatte Bewehrungsstabelemente enthalten, muss über alternative Regelwerke geführt werden [6].

### 2.3.1 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Das Berechnungsmodell des Betonwiderstandes wurde auf Basis der Arbeit von Theodore Zsutty (1968) [13] abgeleitet und hat keinen mechanischen Hintergrund. Die Entwicklung der Formel beruht rein auf der Analyse empirischer Daten von Versuchsergebnissen.

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ist folgendermaßen zu ermitteln (EC2-2: 6.2.2):

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{sl} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

mit dem Mindestwert

$$V_{Rd,c,min} = \left( 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

Dabei ist:

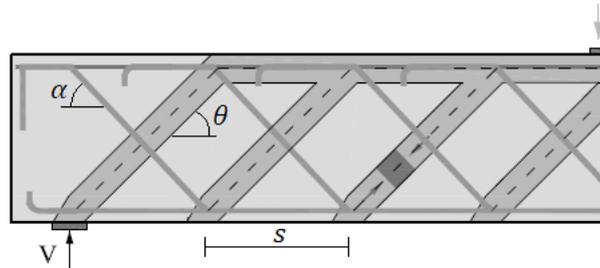
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstandes des Betons ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c,min}$	Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit
$C_{Rk,c}$	landesspezifischer Vorfaktor
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$k$	Maßstabsfaktor
$\rho_{sl}$	Bewehrungsgrad der Längsbewehrung
$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$k_1$	Faktor zur Berücksichtigung einer Normalkraft
$\sigma_{cp}$	Normalspannung infolge einer Normalkraft
$b_w$	geringste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
$d$	statische Nutzhöhe

Sollte die einwirkende Bemessungsquerkraft  $V_{Ed}$  unterhalb  $V_{Rd,c}$  liegen und damit rechnerisch keine Querkraftbewehrung notwendig sein, ist im Regelfall trotzdem eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. Bei Platten darf darauf verzichtet werden, wenn eine Lastumlagerung in Querrichtung möglich ist (EC2-1-1: 6.2.1-(4); EC2-1-1-NA: 12.3.2). Überschreitet die Einwirkung den Betonwiderstand, dann ist die weitere EC2-konforme Bemessung mittels Fachwerkmodell durchzuführen und eine Querkraftbewehrung, mit mindestens der Mindestquerkraftbewehrung, einzubauen (EC2-1-1: 6.2.1-(5); siehe **Kap. 2.3.2**).

Der hier beschriebene Wert des Querkraftwiderstandes  $V_{Rd,c}$  wird auch als Betontraganteil im PSC-Modell herangezogen (siehe **Kap. 2.4**).

### 2.3.2 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (Fachwerkmodell)

Emil Mörsch formulierte ebenfalls das klassische Fachwerkmodell (mit einer Druckstrebenneigung von  $45^\circ$ ), in welchem angenommen wird, dass der Kraftfluss innerhalb eines Bauteils, wie der eines Fachwerks verläuft (Fachwerkanalogie). Dabei sollen die Bewehrungsstäbe so angeordnet werden, dass sie in Wirkungsrichtung der Zugstreben liegen und sie folglich aufnehmen. Dieser Ansatz wurde im Laufe der Zeit durch Überlegungen der Plastizitätstheorie erweitert und führte zu dem im EC2 verwendeten Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung (EC2-1-1: 6.2.3-(1)). **Abb. 7** zeigt eine schematische Darstellung des Modells mit Aufbiegungen.



**Abb. 7:** Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung; entnommen und bearbeitet aus [1]

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung – gemäß dem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung – ist über folgende Formel zu ermitteln (EC2-1-1: 6.2.3-(4)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_s}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\theta) + \cot(\alpha)] \cdot \sin(\alpha) \quad (6)$$

mit dem Maximalwert

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot^2(\theta)} \quad (7)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstandes von Bauteilen mit Querkraftbewehrung
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit
$A_s$	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrungsstäbe ( $= A_{sw} + A_{bu}$ ) je Länge $s$
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Bügelbewehrungsstäbe
$A_{bu}$	Querschnittsfläche der aufgebogenen Bewehrungsstäbe
$s$	horizontaler Abstand der Querkraftbewehrungsreihen entlang der Bauteilachse
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte
$f_{yd}$	Bemessungswert der Fließgrenze der Querkraftbewehrungsstäbe
$\theta$	wählbare Neigung der Betondruckstreben zur Bauteilschwerachse (Winkel zwischen $31^\circ$ - $45^\circ$ , wenn die Längsbewehrung bis zur Fließgrenze belastet wird)

$\alpha$	Neigung der Querkraftbewehrungsstäbe zur Bauteilschwerachse
$\alpha_{cw}$	Beiwert zur Berücksichtigung einer Vorspannung
$b_w$	geringste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone
$\nu_1$	Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenem Beton
$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Die Neigung der Betondruckstreben muss dabei zwischen den Grenzen  $0,6 \leq \tan(\theta) \leq 1,0$  liegen, wenn die Spannung der Biegezugbewehrung gleich der Fließgrenze ist (entspricht einem Winkel von  $31^\circ - 45^\circ$ ; EC2-1-1-NA: 9.2.4).

Eine Schwierigkeit bei der Anwendung der normativen Regelungen bei Brücken mit Querkraftbewehrung, bestehend aus einer Kombination von Bügeln und Aufbiegungen, ergibt sich dadurch, dass nicht explizit geregelt wurde, wie in solchem Fall mit **Gl. (6)** umzugehen ist. Es bleibt offen, ob z. B. ein Superponieren der Einzelanteile von Bügelbewehrung und aufgebogener Längsbewehrung erlaubt ist. Das Hauptproblem liegt in der Wahl eines geeigneten Horizontalabstandes  $s$  zwischen den Querkraftbewehrungsreihen, denn dieser könnte – ohne eventuelle Superposition – sowohl der Abstand der Aufbiegereihen, als auch der Abstand der Bügelreihen sein (siehe **Abb. 6**). Anzudenken wäre auch das Einsetzen eines gemittelten Abstandes aller eingebauten Querkraftbewehrungselemente. Dieses Problem tritt ebenso bei der Wahl des Neigungswinkels  $\alpha$  auf. Bügelbewehrungen werden aus baupraktischen Überlegungen üblicherweise vertikal ausgeführt ( $\alpha = 90^\circ$ ), wohingegen aufgebogene Längsbewehrungen schräg verlaufen ( $\alpha \neq 90^\circ$ ).

Bei Ausführung von aufgebogenen Längsbewehrungsstäben in EC2-konformen Bauteilen sind maximale Abstände zwischen den Aufbiegereihen in Längsrichtung (bei Platten die statische Nutzhöhe,  $s_{b,max} = d$ ) und zwischen den einzelnen aufgebogenen Bewehrungsstäben in Querrichtung (bei Platten die 1,5-fache statische Nutzhöhe,  $s_{q,max} = 1,5 \cdot d$ ) einzuhalten (EC2-1-1: 9.3.2-(4) und (5)). Darüber hinaus muss eine ausreichende Verankerung der Bewehrungsstäbe sichergestellt werden (EC2-1-1: 9.2.1.3-(4)).

Eine Besonderheit bei Platten ist, dass die Querkraftbewehrung gemäß EC2-1-1: 9.3.2-(3) vollständig aus aufgebogenen Längsbewehrungsstäben bestehen darf, wenn der Bemessungswert der Querkraft weniger als ein Drittel des Bemessungswertes der Druckstreben tragfähigkeit beträgt ( $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ ). Andernfalls gilt der Mindestwert von 50% Bügelbewehrung (siehe Einleitung des **Kap. 2.3**).

Die Anwendung des Fachwerkmodells auf bestehende Tragwerke mit Aufbiegungen hat somit gewisse Limitierungen. Damit sich die Fachwerksform, bestehend aus Zug- und Druckstreben, gesichert innerhalb des Bauteils ausbilden kann, müssen die Aufbiegereihen ausreichend nah beieinander liegen (die Maximalabstände müssen eingehalten werden und der Bewehrungsgrad pro Längsmeter muss ausreichend hoch sein). Sind die Abstände zwischen den Aufbiegereihen zu groß ( $s_b > s_{b,max}$ ), darf die Ermittlung des Querkraftwiderstandes nicht nach dem Fachwerkmodell des EC2 erfolgen, sondern muss mit der Methode für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung berechnet werden (siehe **Kap. 2.3.1**).

Zusammenfassend liegen bei der Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplattentragwerken mit Aufbiegungen mittels EC2 folgende Probleme vor, welche die Anwendung des Fachwerkmodells verhindern können [6]:

- Vorliegen glatter Bewehrungsstäbe
- Anteil der Bügelbewehrung geringer als 50% der gesamten Querkraftbewehrung
- kein Vorliegen einer Mindestquerkraftbewehrung (nicht-querkraftbewehrte Bereiche, meist in Feldmitte)
- zu große Längsabstände zwischen den Aufbiegereihen
- zu geringe Verankerung der Bewehrungsstäbe

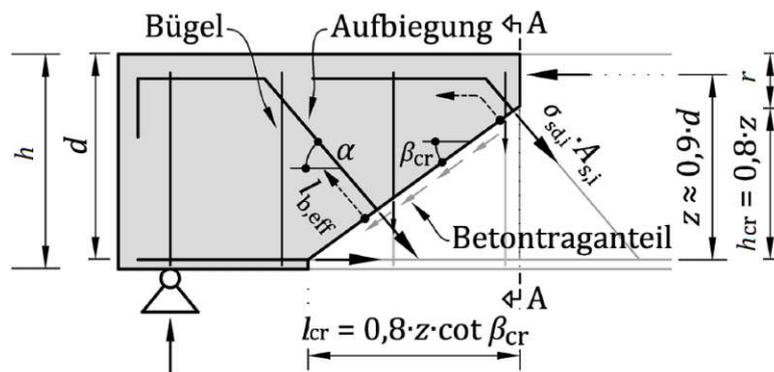
## 2.4 ÖNORM B 4008-2 (PSC-Modell)

Einige der historischen Ausführungsformen von Aufbiegungen können mit dem Fachwerkmodell des EC2 meist nicht berechnet werden (z. B. **Abb. 5b** und **c**, weil bei diesen der Abstand der Aufbiegerreihen größer als die statische Nutzhöhe ist ( $s_b > d$ ), oder weil andere Anwendungsgrenzen des Modells nicht eingehalten werden können (siehe **Kap. 2.3.2**)). Die hierdurch entstehende Problematik bei der Tragfähigkeitsbewertung bestehender Tragwerke gemäß heutigem Normenstand führt zur Notwendigkeit alternativer Bemessungsmodelle. Aus diesem Grund wurde ein Modell gesucht, welches verschiedene Formen von Aufbiegungen berücksichtigen kann und Ergebnisse liefert, welche näher an den möglichen Widerständen liegen, die in Querkraftversuchen im Labor – an Platten mit Aufbiegungen – erzielt werden können.

Tobias Huber (2019) [1] entwickelte im Rahmen seiner Dissertation das Modell des potenziellen Schubrisses (PSC-Modell), welches in die ÖNORM B 4008-2 [24] aufgenommen wurde. Es kann die Querkraftwiderstände von aufgebogenen Längsbewehrungsstäben als Stahltraganteil – zusätzlich zum Betontraganteil und unabhängig vom Abstand der Aufbiegerreihen – in der Bestimmung der Gesamtquerkrafttragfähigkeit eines Bauteils mitberücksichtigen.

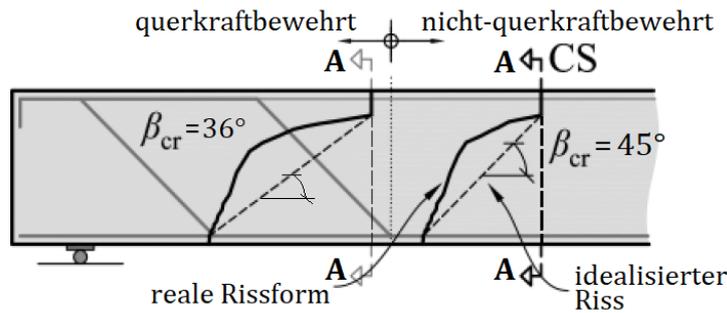
Das PSC-Modell basiert auf einer Freikörperbetrachtung von einem durch einen gedanklichen Schubriss in zwei Hälften geteilten Stahlbetonkörper (**Abb. 8**). Die an der Schnittkante freigewordenen Kräfte können aufsummiert und der Widerstand über ein vertikales Kräftegleichgewicht ermittelt werden. Der diskrete potenzielle Schubriss ist dabei für die Nachweisführung entlang der Bauteilachse zu verschieben und der Querkraftwiderstand für jede mögliche Stelle zu ermitteln (B4008: C.3.2). Das Modell kann für einfeldrige und durchlaufende Stahlbetonplattentragwerke angewandt werden, wobei folgende Randbedingungen vorliegen müssen (B4008: C.3.1):

- Einachsrig gespanntes Plattentragwerk
- Neigung der aufgebogenen Längsbewehrungsstäbe zur Bauteilschwerachse müssen zwischen  $30^\circ$  -  $60^\circ$  liegen



**Abb. 8:** Durch einen gedanklichen Schubriss geteiltes Tragwerk; entnommen und bearbeitet aus [24]

Für die praktische Anwendung des Modells wird der potenzielle Schubriss grafisch konstruiert, indem die reale Rissform durch einen idealisierten Riss in der Seitenansicht des Tragwerks dargestellt wird. Abhängig, ob im Kontrollschnitt A–A (CS) ein aufgebogener Bewehrungsstab geschnitten wird, ergeben sich querkraftbewehrte und nicht-querkraftbewehrte Bereiche (siehe **Abb. 9**) [6]. Infolgedessen wird der Winkel des idealisierten Risses  $\beta_{cr}$  festgelegt (B4008: C.3.2.1). Der schrägverlaufende Rissabschnitt des idealisierten Schubrisses wird im Weiteren auch als Rissebene bezeichnet.



**Abb. 9:** Ausbildung eines potenziellen Schubrisses in Abhängigkeit des Vorliegens einer Aufbiegung im CS; entnommen und bearbeitet aus [6]

Wenn die Rissebene keine Aufbiegung trifft, dann erfolgt die Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach den Regelungen des EC2 für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ( $V_{Rd,c}$ ; siehe **Kap. 2.3.1**). Andernfalls wird der Widerstand folgendermaßen ermittelt ( $V_{Rd,s}$  entspricht abweichend zum EC2 nicht dem Widerstand des Fachwerkmodells):

$$V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} + k_i \cdot V_{Rd,c} \\ V_{Rd,c} \end{array} \right. \quad (8)$$

mit

$$V_{Rd,s} = \sum A_{bu,i} \cdot \sigma_{sd,i} \cdot \sin(\alpha_{bu}) \quad (9)$$

und

$$k_i = 1 - 0,125 \cdot \frac{V_{Rd,s}}{V_{Rd,c}} \geq 0,0 \quad (10)$$

Dabei ist:

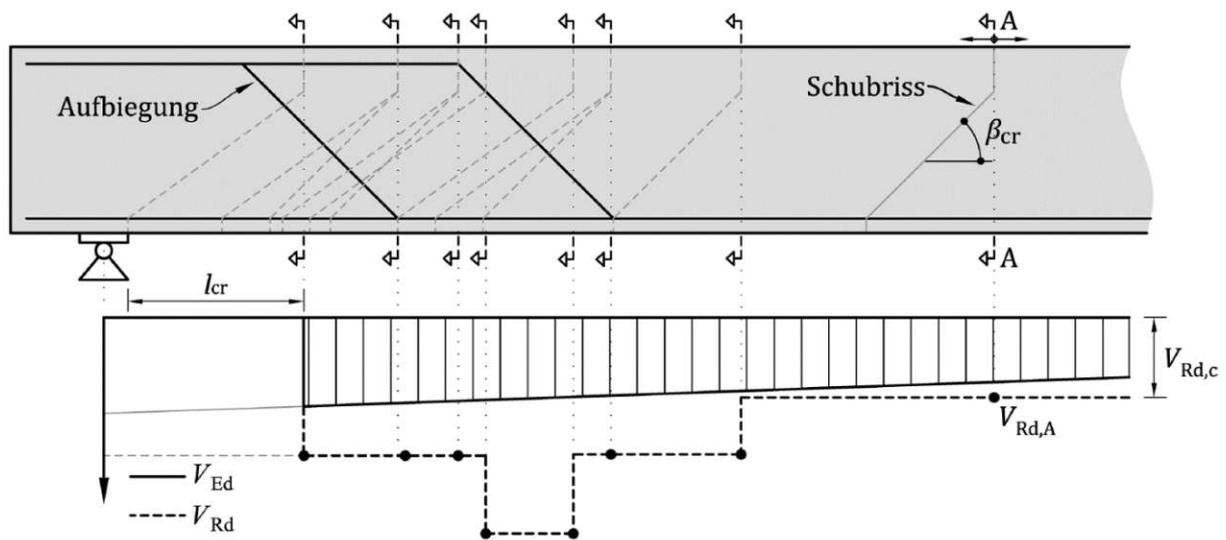
$V_{Rd}$	Bemessungswert des Gesamtquerkraftwiderstandes
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstandes des Stahltraganteils
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstandes des Betontraganteils (gemäß EC2)
$k_i$	Interaktionsbeiwert zur Reduktion des Betontraganteils
$A_{bu,i}$	Querschnittsfläche der aufgebogenen Bewehrungsstäbe
$\sigma_{sd,i}$	Bemessungswert der Stahlspannung der aufgebogenen Bewehrungsstäbe
$\alpha_{bu}$	Neigung der aufgebogenen Bewehrungsstäbe zur Bauteilschwerachse

Es können jene Bewehrungsstäbe für die Ermittlung von  $V_{Rd}$  angesetzt werden, welche im idealisierten Schubriss gekreuzt werden. Für die Aufbiegungen gilt im Speziellen, dass sie nur bei Kreuzung der Rissebene in Rechnung gestellt werden dürfen. Dabei muss eine ausreichende Verankerung der Bewehrungsstäbe  $l_{b,eff}$  sichergestellt sein, um den Bewehrungsstahl vollständig bis zur Fließgrenze belasten zu können (siehe **Abb. 8**). Zur Vermeidung einer Längsspaltung des Betons sind ebenfalls die Mindestbiegeradien der Aufbiegungen zu kontrollieren (B4008: C.3.2.1).

Der Interaktionsbeiwert  $k_i$  kann nur bei gerippter Bewehrungsstahloberfläche angewendet werden. Andernfalls beträgt sein Wert Null und es ist keine gleichzeitige Berücksichtigung eines Beton- und eines Stahltraganteils möglich. Neue Untersuchungen [7] zeigen, dass auch bei glatter Bewehrung eine gewisse Interaktion möglich ist, welche allerdings nicht notwendigerweise bis zum Erreichen der Fließgrenze ausgenutzt werden kann. Dieses Erkenntnis soll in den zukünftigen Normengenerationen berücksichtigt werden.

Der Betontraganteil  $V_{Rd,c}$  ist weiterhin jener nach EC2. Bei Betrachtung der Gl. (4) erkennt man, dass eine Änderung des Längsbewehrungsgrades  $\rho_{sl}$  durch eine beginnende Aufbiegung – bei ansonsten konstanten Querschnittsabmessungen und Normalkräften –, Auswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Somit haben die Aufbiegungen ebenfalls einen indirekten Einfluss auf den Querkraftwiderstand des Betontraganteils, selbst wenn diese nicht direkt in der Formel aufscheinen.

Die Stelle des Kontrollschnittes (A–A) ist jene, an welcher der ermittelte Querkraftwiderstand  $V_{Rd}$  vorliegt und der Nachweis anhand einer Querkraftdeckungslinie, gemäß eines ermittelten Querkraftschnittgrößenverlaufs  $V_{Ed}$ , geführt wird. Deshalb wird der Kontrollschnitt im Weiteren auch als Nachweisschnitt bezeichnet. Der 1. NW-Schnitt hat dabei nicht näher als  $l_{cr}$  vom Auflager zu erfolgen (B4008: C.3.2.2). **Abb. 10** zeigt eine exemplarische Darstellung wie der Nachweis bei Anwendung des PSC-Modells, durch Verschieben des potenziellen Schubrisse, erfolgt.

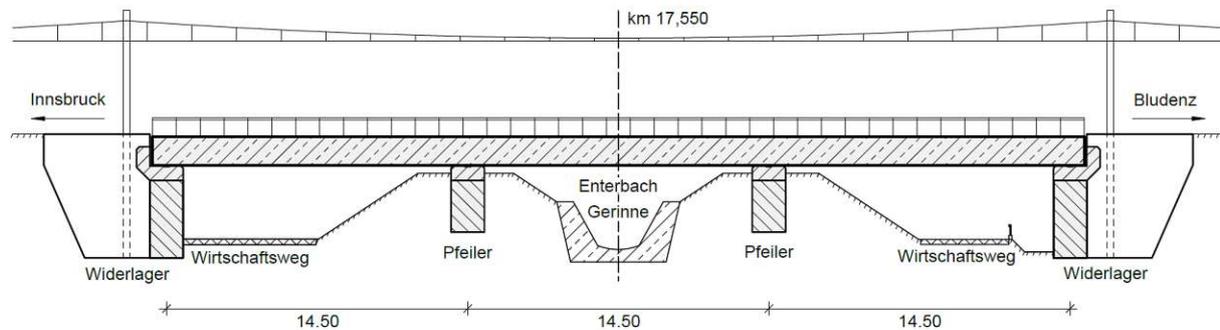


**Abb. 10:** Beispielhafte Nachweisführung durch Verschieben des potenziellen Schubrisse entlang der Bauteilachse und grafische Konstruktion einer Querkraftdeckungslinie; entnommen aus [24]

### 3 Statische Berechnung

#### 3.1 Objekt

##### 3.1.1 Allgemeine Beschreibung und Eingangsparameter



**Abb. 11:** Längsschnitt des Bauwerks - Schema (Fundamente nicht dargestellt, Maße in m)

Die beschriebenen Berechnungsmodelle der ÖNORM EN 1992 (**Kap. 2.3**) und ÖNORM B 4008-2 (**Kap. 2.4**), sollen im Zuge einer Tragfähigkeitsbewertung der bestehenden Enterbachbrücke angewendet und die Ergebnisse miteinander verglichen werden. Dafür werden zuerst die Lasten aufgestellt und nach Bestimmung des Tragwerkswiderstandes, die entsprechenden Nachweise geführt. Das untersuchte Objekt befindet sich auf der Eisenbahnstrecke zwischen Innsbruck und Bludenz, bei Kilometer 17,550 und führt über das Gerinne des Enterbachs und zwei Wirtschaftswege. Es wurde Anfang der 1970er Jahre geplant und erbaut. Die gemäß Eurocode vorgesehene Nutzungsdauer von 100 Jahren für Brücken ist aktuell zur Hälfte erreicht (EC0: 2.3, Tab.2.1). Das Bauwerk war bereits Gegenstand von Belastungsversuchen [14]. Als Grundlage für die Berechnung dienen die Bestandspläne und die Originalstatik.

Bei der Enterbachbrücke handelt es sich um ein dreifeldrig durchlaufendes Plattentragwerk aus Stahlbeton, mit einer Feldlänge  $L_f$  von jeweils 14,50 m. Sie ist in Längsrichtung einachsrig gespannt und besitzt an beiden Enden eine Auskragung  $L_a$  von 0,68 m. Dadurch ergibt sich eine Gesamtlänge  $L$  von 44,86 m. **Abb. 11** stellt einen schematischen Längsschnitt des kompletten Bauwerks dar. Die gesamte Breite  $b_{ges}$  des tragenden Anteils der Brücke beträgt 9,42 m. Um die Entwässerung zur Brückenmittellachse zu gewährleisten und um einen möglichen Tragwerks-tausch zu erleichtern, wurde die Brücke in zwei parallel verlaufende Tragwerksplatten unterteilt (Nord- und Süd-Tragwerk). Auf beiden Seiten liegt jeweils ein Eisenbahngleis (**Abb. 17**). Zwischen den zwei Tragwerksteilen befindet sich eine 1 cm breite Fuge. Infolgedessen unterscheidet sich die Breite des Nord-Tragwerks  $b_{nord}$  mit 4,70 m, leicht von dem des Süd-Tragwerks  $b_{süd}$  mit 4,71 m. Die verwendete Querschnittsform für die statische Berechnung wird in **Kap. 3.1.3** näher beschrieben. Die rechnerische mittlere Querschnittshöhe  $h$  ist mit 0,89 m festgelegt.

Eine Besonderheit an der Tragwerkskonstruktion stellt der Verlauf des Gerinnes und der Industriewege im Vergleich zur Brückenlängsachse dar. Diese kreuzen sich nämlich unter einem Winkel  $\delta$  von  $67^\circ$ . Aus diesem Grund ist die Platte im Grundriss nicht rechteckig, sondern schiefwinkelig (**Abb. 12**).

Die zulässige Höchstgeschwindigkeit für diesen Streckenabschnitt  $V$  beträgt 160 km/h [15]. Die Gleisachse verläuft in einem Bogen mit einem Radius  $R$  von 1250 m. Die Brückentragwerksplatte ist in Längsrichtung an diese Krümmung angepasst. Um die während der Bogenfahrt

im Zug gefühlte Seitenbeschleunigung zu reduzieren, ist die Außenschiene um  $u = 115 \text{ mm}$  überhöht.

Beide Gleise sind in einem Schotteroberbau eingebettet. Die mittlere Schotterbettstärke  $h_s$  beträgt  $0,45 \text{ m}$ . Die Spurweite (Normalspur) und Schwellenabmessungen werden gemäß den üblichen auf österreichischen ÖBB-Hochgeschwindigkeitseisenbahnstrecken benutzten und normativ vorgegebenen Maßen angenommen (EC1-2-NA: 10.2.6, Tab.4). Das Schienenprofil ist ein UIC-60-Querschnitt. Zulässige Lichtraumprofile findet man im Infrastrukturregister [16].

Im Rahmen der folgenden statischen Nachrechnung wird die Querkrafttragfähigkeit des Überbaus im ULS (ultimate limit state = Grenzzustand der Tragfähigkeit) untersucht. Außergewöhnliche Bemessungssituationen, Ermüdungs- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise, sowie die Tragfähigkeit der Auflager (bestehend aus Widerlager und Pfeiler) sind nicht Teil dieser Berechnung. **Tab. 1** bietet eine Zusammenstellung der wichtigsten Eingangsparameter.

**Tab. 1:** Übersicht der Eingangsparameter

Gesamtlänge	$L$	=	44,86 m	Gleisüberhöhung	$u$	=	115 mm
Feldlänge	$L_f$	=	14,50 m	Streckengeschwindigkeit	$V$	=	160 km/h
Auskragungslänge	$L_a$	=	0,68 m	Spurweite	Normalspur (1435 mm)		
Querschnittsbreite gesamt	$b_{\text{ges}}$	=	9,42 m	Oberbauart	Schwelle im Schotterbett		
Querschnittsbreite Nord	$b_{\text{nord}}$	=	4,70 m	Mittlere Schotterbettstärke	$h_s$	=	0,45 m
Querschnittsbreite Süd	$b_{\text{süd}}$	=	4,71 m	Schienenhöhe (UIC-60)	$h_{\text{uic}}$	=	0,172 m
Mittlere Querschnittshöhe	$h$	=	0,89 m	Schwellenlänge	$L_{\text{sw}}$	=	260 cm
Kreuzungswinkel	$\delta$	=	$67^\circ$	Schwellenhöhe	$h_{\text{sw}}$	=	21 cm
Radius der Gleichsachse	$R$	=	1250 m	Schwellenachsabstand	$e_{\text{sw}}$	=	60 cm

### 3.1.2 Grundriss und statisches System

Wie bereits angeführt, hat die Brücke im Grundriss eine Krümmung entlang der Längsachse. Da sowohl die Tragwerke, als auch die Gleisachsen den annähernd gleichen Bogenradius aufweisen, werden sie im Weiteren vereinfacht als geradlinig angenommen und mit den orthogonalen Außenmaßen gerechnet (Wirkung der Fliehkraft bleibt berücksichtigt, siehe **Kap. 3.4.3**).

Die Bezeichnungen der Auflager und Felder, inklusive die wichtigsten Abmessungen, sind **Abb. 12** zu entnehmen. Sie sind von links nach rechts in alphabetischer Reihenfolge benannt bzw. aufsteigend nummeriert. Die Abmessungen beziehen sich auf die orthogonalen Außenmaße ohne Krümmung. Die Gleisachsen befinden sich auf beiden Tragwerken  $2 \text{ m}$  von der Brückenachse entfernt.

Zu beachten ist, dass in allen Skizzen und Plänen eines Grundrisses bzw. einer Draufsicht die Nordseite unten liegt. Das bedeutet, dass sich Innsbruck in Fahrtrichtung links und Bludenz in Fahrtrichtung rechts befindet.

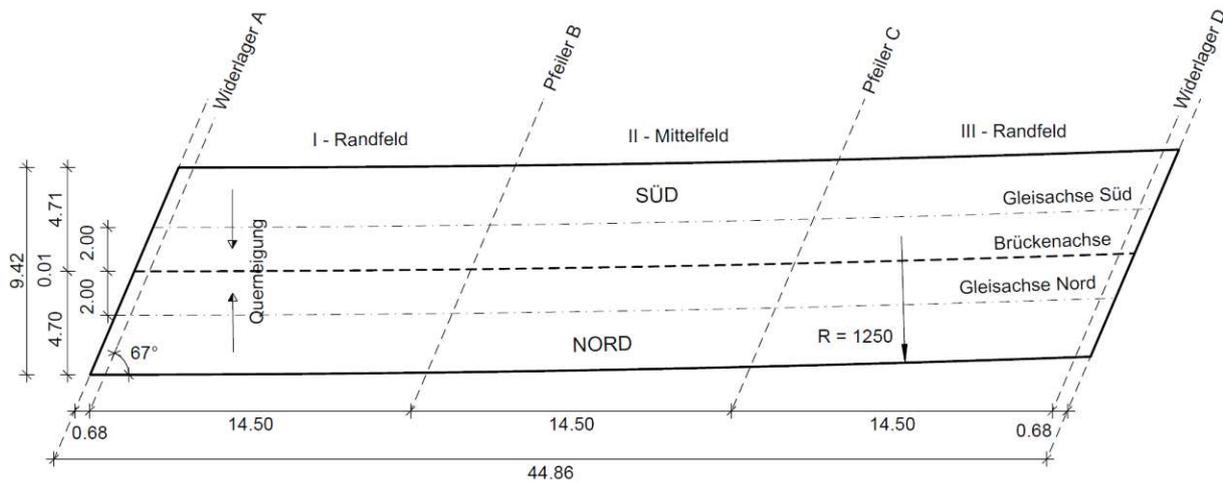


Abb. 12: Grundriss - Schema (Maße in m)

Abb. 13 zeigt das statische System der in Längsrichtung gespannten Brücke mit den entsprechenden Längen der Felder. Es handelt sich um eine Durchlaufplatte aus Stahlbeton, mit drei Feldern und zwei kurzen Auskragungen an den Enden. Für die Auflager (Elastomerlager) sind die Auflagersteifigkeiten des gesamten Unterbaus ermittelt worden (siehe Kap. 3.2.2).

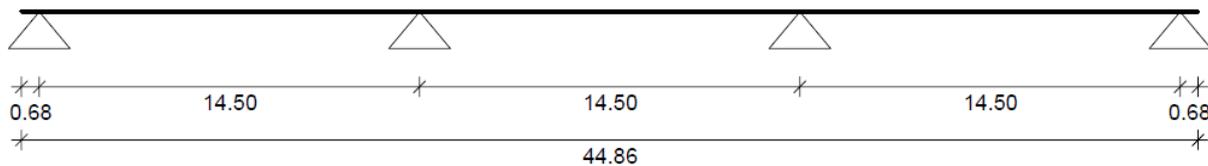


Abb. 13: Statisches System (Maße in m)

Für die Berechnung der Schnittgrößen und Widerstände erfolgt eine Unterteilung des Tragwerks in Längsrichtung verlaufende 1 m breite Plattenstreifen. Die Verteilung dieser Streifen erfolgt gemäß der Darstellung in Abb. 14. Die Y-Koordinaten kennzeichnen dabei die Abstände der jeweiligen Streifenmittellachsen zur Brückenachse. Die Streifenachsen werden auch als „Stäbe“ bezeichnet, denn im späteren Modell des Finite Elemente-Programms werden an diesen neun Achsen Ergebnisstäbe (Integrationsstäbe) eingefügt, die jeweils eine zugeordnete Querschnittsabmessung von  $0,89 (= \text{Plattenhöhe}) \times 1,00 \text{ m} (= \text{Streifenbreite})$  haben. Die Ergebnisstäbe integrieren die resultierenden Schnittgrößen der berechneten Platte über die Querschnittsbreite des Streifens auf. Mit dieser Vorgangsweise lassen sich die Maxima der Flächenschnittgrößen besser lokalisieren.

Die Nummerierung der Stäbe am Nord- und Süd-Tragwerk erfolgt von innen nach außen und sind folglich an der Brückenachse gespiegelt. Dies bedeutet in beiden Fällen, dass die *Stäbe 1* den innersten und die *Stäbe 9* den äußersten Plattenstreifen darstellen. Die Y-Achse zeigt die Breitenrichtung der Brücke an und ist positiv in Richtung Norden definiert (Bogenaußenseite). Der Achse-Nullpunkt liegt dabei in der Brückenachse. Die 1 cm breite Fuge zwischen den beiden Tragwerken wurde für die Festlegung der Koordinaten vernachlässigt und als nicht vorhanden betrachtet. Die ausschließlich positive X-Achse ist in Brückenlängsrichtung festgelegt, beginnend am Rand der Auskragung beim Auflager A. Dabei ist diese an die schiefwinkelige Form der Brücke angepasst und somit nicht abhängig von der Y-Koordinate. Beispielsweise hat die Mittelauflegerachse B an jeder Stelle der Brücke die gleiche X-Koordinate ( $X = 15,18 \text{ m}$ ).

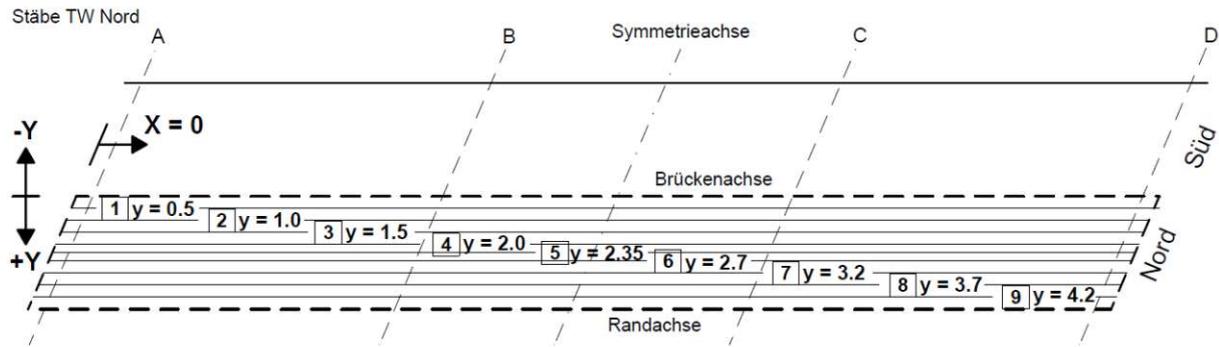


Abb. 14: Definition der Achsen und Ergebnisstäbe (Maße in m)

### 3.1.3 Querschnitt des Tragwerks und Auflager

Der Querschnitt des Tragwerks ähnelt einem liegenden L-Profil. Der überwiegende Teil besteht aus einer annähernd rechteckigen Platte, mit einer Randüberhöhung entlang der Randachse. Die Oberkante der Platte besitzt zu Entwässerungszwecken eine Querneigung nach innen. Die Tragwerkshöhe des rechteckigen Teils sinkt dabei von außen 0,90 m auf innen 0,88 m. Um in weiterer Folge mit einem Rechteckquerschnitt rechnen zu können, wurde der Mittelwert mit 0,89 m als rechnerische Querschnittshöhe  $h$  für die Modellierung und Bemessung festgelegt. Die tatsächlich am Bauwerk vorhandenen Maße lassen sich **Abb. 15** entnehmen.

Die Z-Achse verläuft im Querschnitt positiv nach unten zeigend und gibt die Höhenrichtung der Brücke an. Der Nullpunkt ist dabei in Plattenoberkante definiert. Sie hat in der statischen Berechnung allerdings keine weitere Bedeutung.

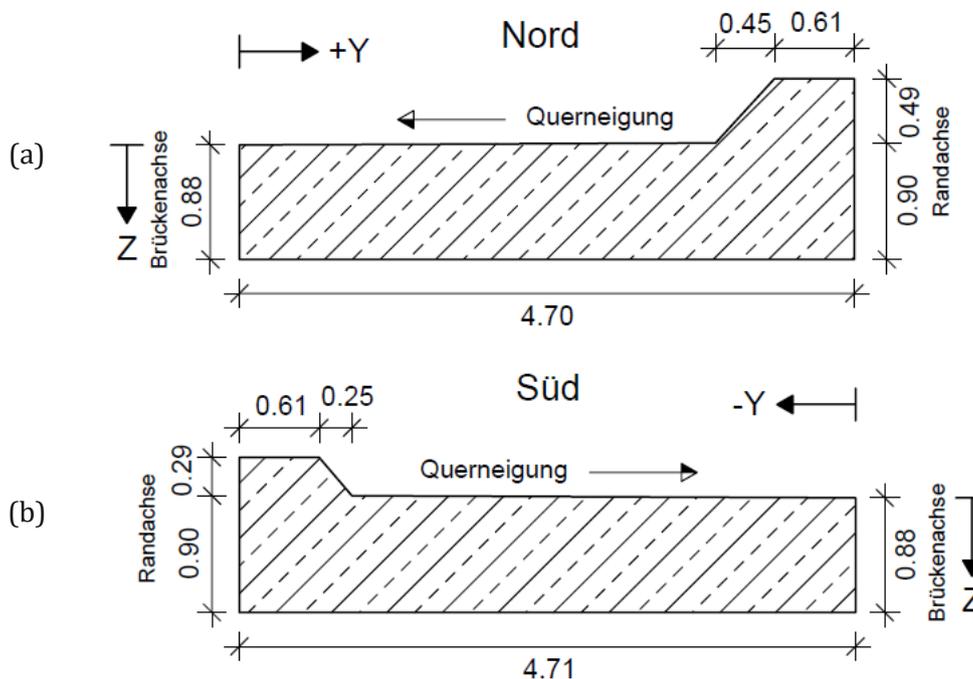
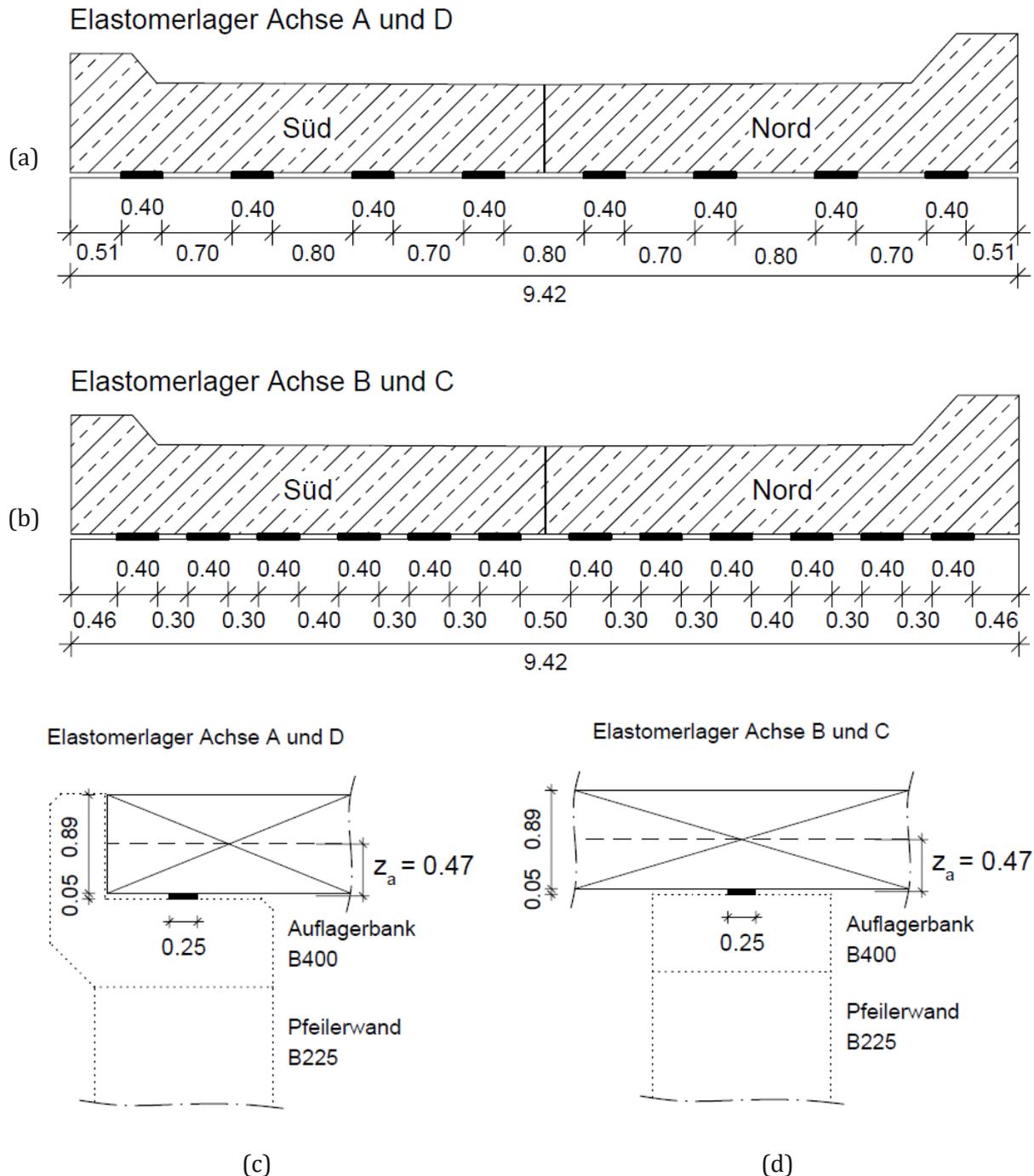


Abb. 15: Querschnitt: (a) Nord-Tragwerk, (b) Süd-Tragwerk (Blickrichtung X-Achse, Maße in m)

Zusätzlich zur festgelegten mittleren Querschnittshöhe  $h$ , wird im weiteren Verlauf einheitlich mit einer Querschnittsbreite  $b$  von 4,70 m für beide Tragwerke gerechnet. Daraus folgt die rechnerische Querschnittsabmessung des tragenden Anteils der Tragwerkskonstruktion von  $0,89 \times 4,70$  m. Die Randüberhöhung wird auf der Einwirkungsseite mittels Ersatzlast berücksichtigt (siehe **Kap. 3.3.1**).

Zu beachten ist, dass in allen Skizzen und Plänen eines Querschnittes die Nordrichtung auf der rechten Seite liegt und somit die Bogenaußenseite kennzeichnet (Blickrichtung X-Achse und Y-Achse positiv nach rechts).

**Abb. 16** zeigt die Verteilung der Einzelaufleger im Querschnitt an den jeweiligen Auflagerachsen. Es sind Elastomerlager eingebaut, deren Abmessungen der Abbildung zu entnehmen sind. Die Randauflegerachsen haben jeweils vier, die Mittelauflegerachsen jeweils sechs Lager pro Tragwerk. In Längsrichtung liegen die Lagerschwerpunkte in den jeweiligen Auflagerachsen.



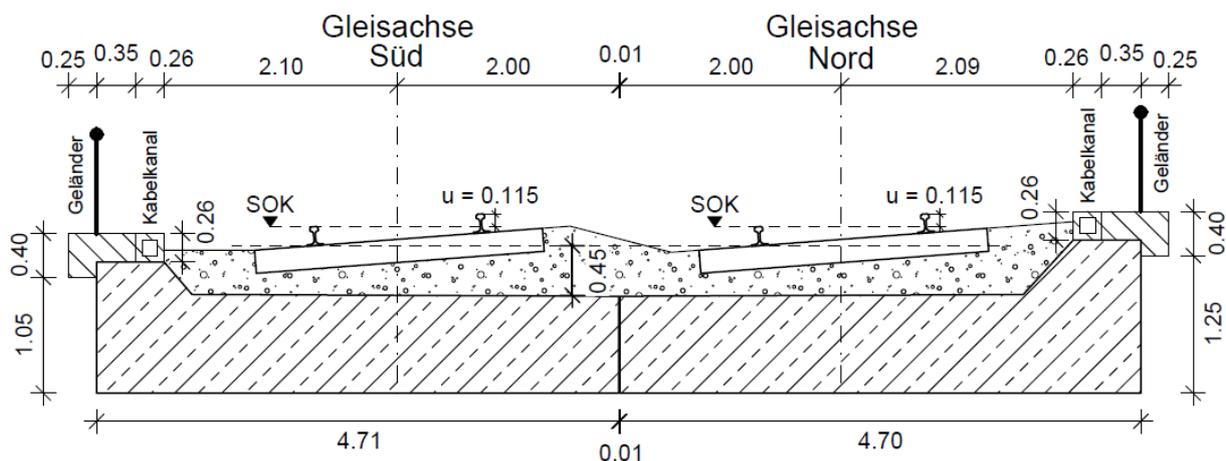
**Abb. 16:** Auflagerabmessung und -verteilung der Elastomerlager in Querrichtung: (a) Randaufleger A+D, (b) Mittelaufleger B+C (Blickrichtung X-Achse, Maße in m); Auflagerabmessung der Elastomerlager in Längsrichtung inkl. der Exzentrizität des Lagerschwerpunktes zur Plattenschwerachse: (c) Randaufleger A+D, (d) Mittelaufleger B+C (Maße in m)

### 3.1.4 Oberbau und weitere Aufbauten der Brücke

Die beiden nebeneinanderliegenden Tragwerke sind getrennt durch eine 1 cm breite Fuge. Der Bereich zwischen den Randüberhöhungen ist mit Schotter aufgefüllt. Das Schotterbett ist aufgrund der geneigten Schwellen unregelmäßig verteilt. Die Unterkanten der jeweiligen Innenschienen liegen 0,45 m oberhalb der Plattenoberkante. Diese Höhe wurde als mittlere Schotterbettstärke  $h_s$  festgelegt. Durch hinzurechnen der Schienenhöhe (UIC-60,  $h_{uic} = 0,172 \text{ m}$ ) erhält man die Referenzebene der Schienenoberkante (SOK-Referenzebene, siehe auch **Abb. 24** für weitere Maße des Gleiskörpers). Die Oberkante der überhöhten Außenschiene liegt weitere 0,115 m darüber.

Die vertikalen Gleisachsen befinden sich jeweils 2 m von der Brückenachse bzw. von den Innenkanten des Tragwerks entfernt. Die Gleisbogenaußenseiten liegen auf beiden Tragwerken in Nordrichtung. Die Lage und Neigung des Gleises in Querrichtung ist entscheidend für die Größe der Einwirkungen des Zugverkehrs auf die Tragwerksplatte (siehe **Kap. 3.6**).

Zum tragenden Teil der Brücke kommen als zusätzliche Aufbauten die Randbalken, die Kabelkanäle und die Geländer hinzu. Diese Bereiche sind für Instandhaltungsarbeiten begehbar. Die Oberleitungsmaste sind außerhalb der Brückentragkonstruktion montiert. Etwaige andere Ausrüstung der Eisenbahninfrastruktur, wie z.B. Signalmaste, werden vernachlässigt. **Abb. 17** zeigt einen Schnitt durch die gesamte Brücke in Querrichtung inklusive der entsprechenden Maße.



**Abb. 17:** Querschnitt der gesamten Brücke (Blickrichtung X-Achse, Maße in m)

### 3.1.5 Materialkennwerte

Laut den Bestandsplänen wurde Stahlbeton, mit der Betonfestigkeitsklasse  $B400$  und Bewehrungsstahl mit der Materialbezeichnung *Rippentorstahl IV*, ausgeführt. Die ÖNORM B 4008-2 [24] liefert Zahlenwerte für die charakteristischen Festigkeiten des Betons (B4008: B.2.1, Tab.B.3) und des Betonstahls (B4008: B.3, Tab.B.4) gemäß heutigem Normenstand. Hierzu sind die Materialkennwerte aus der damals gültigen ÖNORM B 4200-3 [9] und ÖNORM B 4200-7 [10] auf Kennwerte der letztgültigen Norm, der ÖNORM EN 1992 (EC2) umgerechnet. Dessen Eigenschaften sind vergleichbar mit einem aktuell üblichen Beton der Klasse  $C25/30$  und einem Betonstahl  $BSt 500$ . Eine Nacherhärtung des Betons ist nicht berücksichtigt worden. Die Teilsicherheitsbeiwerte auf Materialseite für Beton und Betonstahl sind dem Eurocode zu entnehmen (EC2-1-1: 2.4.2.4). Die Kennwerte der Zugfestigkeit des Betons können auf Grundlage von EC2-1-1: 3.1.3, Tab.3.1 berechnet werden. Der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit für Beton  $B400$  ergibt sich zu:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 26,4^{\frac{2}{3}} = 2,66 \text{ N/mm}^2 \quad (11)$$

Folglich beträgt der 5%-Quantilwert der charakteristischen zentrischen Betonzugfestigkeit:

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,66 = 1,86 \text{ N/mm}^2 \quad (12)$$

Die **Tab. 2** fasst die in der statischen Berechnung verwendeten Kenn- und Beiwerte zusammen.

**Tab. 2:** Übersicht der in der Nachrechnung verwendeten Materialkennwerte

Wichte Stahlbeton	$\gamma$	=	25 kN/m <sup>3</sup>
<b>Beton (B400):</b>			
Charakteristische Druckfestigkeit	$f_{ck}$	=	26,4 N/mm <sup>2</sup>
Charakteristische Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.05}$	=	1,86 N/mm <sup>2</sup>
Mittlerer Elastizitätsmodul	$E_{cm}$	=	31870 N/mm <sup>2</sup>
Mittelwert Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	=	34,4 N/mm <sup>2</sup>
Mittelwert zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	=	2,66 N/mm <sup>2</sup>
Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\gamma_c$	=	1,5
<b>Bewehrung (Rippentorstahl IV):</b>			
Charakteristische Streckgrenze	$f_{yk}$	=	500 N/mm <sup>2</sup>
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	$\gamma_s$	=	1,15

### 3.1.6 Annahmen und Vereinfachungen

Zu Beginn der Berechnung wurden folgende globale Annahmen und Vereinfachungen festgelegt:

- Rechteckquerschnitt bei beiden Tragwerken mit den Abmessungen von  $h/b = 0,89 \times 4,70$  m für die Modellbildung und Bemessung
- Betondeckung  $c_{nom}$  infolgedessen 3 cm dick (jeweils am oberen und unteren Rand um 0,5 cm reduziert, damit die Abstände der Bewehrungslagen zueinander unverändert bleiben)
- Statische Nutzhöhe  $d$  geht vom Druckzonenrand bis zur Mitte der beiden Lageebenen der Hauptbewehrung in der Zugzone (geometrische Mittellage)
- Randüberhöhung bleibt als stille Reserve auf der Widerstandsseite unberücksichtigt
- Krümmung des Tragwerks und der Gleise in Längsrichtung vereinfacht als geradlinig angenommen (es gelten die orthogonalen Außenmaße; Fliehkräfte die während der Bogenfahrt entstehen, bleiben berücksichtigt)
- Nur Bewehrungseisen der Hauptbewehrung werden in die Berechnung des Querkraftwiderstandes übernommen (alle Quer- bzw. Verteilereisen bleiben unbeachtet; Platte ist einachsig in Längsrichtung gespannt)
- Querkraft in Z-Richtung  $V_z$  wird primär untersucht (exzentrisch zur Platte wirkende Kräfte in Y-Richtung werden in Z-Richtung umgerechnet; die Schnittgrößen  $V_y, M_z, M_T$  werden vernachlässigt)
- Lastausbreitung unterhalb der Schwellen wird in Längsrichtung vernachlässigt (durchgehende Einwirkungsfläche der Lasten aus Zugverkehr auf Höhe der Plattenoberkante; keine Relevanz des Schwellenachsabstandes diesbezüglich)
- Schotterbettstärke als gleichmäßig über die Breite verteilt angenommen ( $h_s = 0,45$  m)
- Gemeinsame Antwort von Tragwerk und Gleis auf veränderliche Einwirkungen wird vernachlässigt. Es wird angenommen, dass die gesamten Längskräfte über das Tragwerk in den Unterbau abgeführt werden
- Es sind keine Naturmaße bereitgestellt. Die planmäßige Lage, gemäß den Bestandsplänen und der Originalstatik, wird vorausgesetzt

Etwaige nähere Erläuterungen dazu befinden sich in den zugehörigen Kapiteln. Andere kleinere Festlegungen werden ebenfalls an entsprechender Stelle angeführt.

## 3.2 Modellierung des Tragwerks

### 3.2.1 Berechnung des Tragwerks als Stab oder Platte

Es wird eingangs geprüft, ob eine vereinfachte Berechnung des Tragwerks als Balken zulässig ist. Dazu wird im Eurocode für das Verhältnis von Feldlänge zu Querschnittsbreite folgender Grenzwert definiert (EC2-2-NA: 7.1.1.2.1):

$$\frac{L_f}{b} = \frac{14,5}{4,7} = 3,09 \leq 4 \rightarrow \text{Platte} \quad (13)$$

Ein Verhältnis von  $\leq 4$  bedeutet, dass die Ermittlung der Schnittgrößen mittels Stabtheorie im vorliegenden Fall nicht zulässig ist. Somit kommt die Plattentheorie zur Anwendung und die Modellierung der Brücke im FE-Programm erfolgte dementsprechend als Plattenkörper (siehe **Kap. 3.2.3**).

### 3.2.2 Auflagersteifigkeit

Zur Berücksichtigung des Brückenunterbaus, inklusive der Brückenlager, werden die jeweiligen Steifigkeiten der Einzelbauteile berechnet und über Anordnung in Serien- bzw. Parallelschaltung die Gesamtsteifigkeit pro Auflagerachse ermittelt. Im Berechnungsmodell werden anhand dessen die einzelnen Auflager entsprechend als Weg- und Drehfedern mit konstanter Federsteifigkeit modelliert. Als Grundlage dienen die Bestandspläne (siehe **Anhang A**), eine Beilage eines Lagerherstellers [17], sowie die ÖNORM EN 1337-3 [18]. Hier werden Kennwerte für ein stahlbewehrtes Elastomerlager (unverankert) mit Dimensionen entsprechend den Bestandsplänen ausgelesen ( $L/b/h = 250 \times 400 \times 50$  mm). Die Kernhöhe des Elastomers  $t$  ergibt sich zu 37 mm. Der auf die Dicke bezogene Elastizitätsmodul  $E$  des Elastomers wird mit  $610 \text{ MN/m}^2$  und der Gleitmodul  $G$  mit  $1 \text{ MN/m}^2$  angegeben. Die E-Moduln  $E_{cm}$  der Betontragteile des Unterbaus werden gemäß EC2-1-1: 3.1.3, Tab.3.1 in Abhängigkeit der jeweiligen mittleren Druckfestigkeiten  $f_{cm,B400} = 34,4 \text{ MN/m}^2$ ,  $f_{cm,B300} = 25,8 \text{ MN/m}^2$  und  $f_{cm,B225} = 19,4 \text{ MN/m}^2$  berechnet.

Der Boden im Pfahlfußbereich wird gemäß der Bestandstatik als dicht gelagerte Kies bzw. Kies-Sand-Gemisch eingestuft. Gemäß Bautabellen [19] haben diese Böden einen Steifemodul  $E_s$  von 80 bis  $200 \text{ MN/m}^2$ . Der in der Bestandstatik angegebene E-Modul ist nicht einwandfrei identifizierbar. Überschlagsmäßig wird deshalb der Bettungsmodul am Pfahlfuß ( $D = 0,65 \text{ m}$ ) mit  $250 \text{ MN/m}^3$  angenommen.

Die resultierenden vertikalen Steifigkeiten  $C_z$  können für die Rand- (**Tab. 3**) und Mittelauflager (**Tab. 4**) entnommen werden. Dabei ist  $n$  die jeweilige Gesamtanzahl pro Auflagerachse.

**Tab. 3:** Vertikale Steifigkeit  $C_z$  am Randaufleger A+D

Schicht	$L$ bzw. $\emptyset$ [m]	$b$ [m]	$A = L \cdot b$ [m <sup>2</sup> ]	$t$ bzw. $h$ [m]	$K = E/t$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]	$k = n \cdot K \cdot A$ [MN/m]	$1/k$ [m/MN]
Elastomer	0,25	0,40	0,10	0,037	16486,5	8	13189,2	7,582E-05
Auflagerbank	1,03	9,42	9,71	0,80	39838,2	1	386710	2,5859E-06
Pfeilerwand	1,60	9,42	15,07	4,06	6610,5	1	99634,1	1,0037E-05
Sohlplatte	2,50	10,39	25,97	1,20	22365,7	1	580944	1,7213E-06
Pfahl	0,65	-	0,33	7,00	4176,5	14	19402,4	5,154E-05
Boden	-	-	0,33	-	250,0 <sup>a</sup>	14	1155,0	8,658E-04
<b>Summe Randauflegerachse</b>							<b>992,6</b>	<b>0,0010075</b>
<b>Steifigkeit <math>C_z</math> pro Lager</b>							<b>124,1</b>	

<sup>a</sup> angenommener Wert des Bettungsmoduls für einen dicht gelagerten Kies

**Tab. 4:** Vertikale Steifigkeit  $C_z$  am Mittelaufleger B+C

Schicht	$L$ bzw. $\varnothing$ [m]	$b$ [m]	$A = L \cdot b$ [m <sup>2</sup> ]	$t$ bzw. $h$ [m]	$K = E/t$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]	$k = n \cdot K \cdot A$ [MN/m]	$1/k$ [m/MN]
Elastomer	0,25	0,40	0,10	0,037	16486,5	12	19783,8	5,0546E-05
Auflagerbank	0,95	9,42	8,94	0,70	45529,4	1	407060	2,4566E-06
Pfeilerwand	1,60	9,42	15,07	2,56	10483,9	1	158013	6,3286E-06
Sohlplatte	2,63	10,69	28,07	1,50	17892,5	1	502309	1,9908E-06
Pfahl	0,65	-	0,33	7,00	4176,5	14	19402,4	5,154E-05
Boden	-	-	0,33	-	250,0 <sup>a</sup>	14	1155,0	8,658E-04
<b>Summe Mittelauflegerachse</b>							<b>1021,8</b>	<b>0,0009787</b>
<b>Steifigkeit <math>C_z</math> pro Lager</b>							<b>85,2</b>	

<sup>a</sup> angenommener Wert des Bettungsmoduls für einen dicht gelagerten Kies

Die Horizontalsteifigkeiten je Lager, entlang und quer zur Tragwerkslängsachse, werden wie folgt ermittelt [17]:

$$C_x = C_y = \frac{A \cdot G}{t} = \frac{0,25 \cdot 0,40 \cdot 1,0}{0,037} = 2,70 \text{ MN/m} \quad (14)$$

Die Drehsteifigkeiten je Lager um die X- bzw. Y-Achse ergeben sich zu [17]:

$$C_{yy} = \frac{L_x^5 \cdot L_y \cdot G}{50 \cdot t^3} = \frac{(0,25)^5 \cdot 0,40 \cdot 1,0}{50 \cdot (0,037)^3} = 0,154 \text{ MNm/rad}$$

$$C_{xx} = \frac{L_y^5 \cdot L_x \cdot G}{50 \cdot t^3} = \frac{(0,40)^5 \cdot 0,25 \cdot 1,0}{50 \cdot (0,037)^3} = 1,011 \text{ MNm/rad} \quad (15)$$

Um die Z-Achse besitzen die Lager keine Drehsteifigkeit ( $C_{zz} = 0$ ).

Die angesetzten vertikalen Steifigkeiten führen in der nachfolgenden Berechnung dazu, dass bei gegebener Belastung keine Lagerabhebungen vorhanden sind. Ansonsten müsste dieses Verhalten in Form einer Nichtlinearität berücksichtigt werden (Abheben der spitzen Ecken der Tragwerksplatte).

### 3.2.3 Statik-Software

Die statische Berechnung wird mittels der Software Dlubal-RFEM (v5.25) der Firma Dlubal Software GmbH durchgeführt. Das Tragwerk ist entsprechend **Kap. 3.2.1** als Platte mit konstanter Dicke von 0,89 m konstruiert. Die Auflager werden unter Berücksichtigung der Steifigkeiten aus **Kap. 3.2.2** modelliert und mittels starrer Koppelstäbe mit dem Tragwerk verbunden (Abstand der Schwerpunkte von Tragwerk und Lager:  $z_a = 0,47 \text{ m}$ , siehe **Abb. 16c** und **8d**). Dadurch werden Effekte der Horizontallasten in Längsrichtung (Anfahren/Bremsen) und der Temperaturlasten auf die Querkraftverläufe berücksichtigt (siehe **Kap. 3.4.3** und **3.5.2**).

Die Berechnung erfolgt linear-elastisch nach Theorie I. Ordnung. Die angestrebte Länge der finiten Elemente (FE) beträgt 0,25 m, wobei das Netz an den Auflagern verdichtet ist (angestrebte Länge im Zentrum: 0,05 m, Radius: 1,25 m).

Als FE-Elemente werden viereckige MITC4-Elemente (Mixed Interpolation of Tensorial Components) basierend auf Ansätzen von Bathe und Dvorkin [20] eingesetzt. Durch die Berücksichtigung einer gemischten Interpolation der Querschnittsverdrehungen, transversalen Verschiebungen und transversalen Schubverzerrungen kann das Verhalten von biegebeanspruchten Platten berechnet werden.

Als weitere Programmeinstellungen ist die Berechnung nach Mindlin-Theorie ausgewählt, welche gegenüber der Kirchhoff-Theorie, auch die Querkraftverformungen einschließt [20].

### 3.2.4 Modelle des Nord- und Süd-Tragwerks

Bei der Modellierung des Tragwerks im FE-Programm werden die Unterschiede zwischen Nord- und Südseite mittels zweier voneinander unabhängiger Modelle berücksichtigt. Zu Beginn wurde das Nord-Tragwerk konstruiert und sämtliche Einwirkungen, welche in den folgenden Kapiteln erläutert werden, eingefügt. Aus diesem Modell konnte anschließend durch Spiegelung des Volumskörpers an der Symmetrie- und Brückenachse das Süd-Tragwerk erstellt werden. Diese Vorgangsweise erforderte zusätzlich einige Anpassungen an den Lasteneinwirkungen. Das betraf unter anderem die Eigenlast der schmälere Randüberhöhung, die daraus resultierende geänderte Schotterbettlast und deren Lastangriffsflächen (siehe **Abb. 18**). Die Querschnittsbreite musste nicht verändert werden, da sie für die statische Berechnung für beide Tragwerke einheitlich mit  $b = 4,70 \text{ m}$  festgelegt ist.

Aufgrund der in EC1-2-NA: 10.7.1 vorgeschriebenen Berücksichtigung einer möglichen Abweichung der nominellen Gleislage (gemäß Originalplänen) von 10 cm nach beiden Seiten, mussten zusätzliche Modelle erstellt werden. Hierfür ist der Plattenkörper des Tragwerks jeweils einmal in positiver und einmal in negativer Y-Richtung um das angeführte Maß versetzt worden. Die Lasteinwirkungen, die über den Gleiskörper eingeleitet werden, blieben dabei an ihren Originalpositionen. Sonstige, am Tragwerkskörper direkt angreifende Lasten, wurden mitverschoben. Um die späteren Resultate entsprechend zuordnen zu können, wurden die Modelle nach dem Versatz des Tragwerks in Y-Richtung benannt. Es ergeben sich folgende sechs Modelle:

- Tragwerk Nord +0,1
- Tragwerk Nord 0,0 (nominelle Gleislage)
- Tragwerk Nord -0,1
- Tragwerk Süd +0,1
- Tragwerk Süd 0,0 (nominelle Gleislage)
- Tragwerk Süd -0,1

## 3.3 Ständige Lasten

### 3.3.1 Konstruktionseigenlast des Tragwerks

Das Eigengewicht des gewählten Rechteckquerschnitts der Tragkonstruktion als Flächenlast wird mittels der Wichte von Stahlbeton  $\gamma$  berechnet (EC1-1-1-NA: A.3.1):

$$g_{k,1,\text{main}} = h \cdot \gamma = 0,89 \cdot 25 = 22,25 \text{ kN/m}^2 \quad (16)$$

Die als stille Reserve betrachtete Randüberhöhung der Tragkonstruktion an den Außenseiten beider Tragwerke werden auf der Einwirkungsseite mitberücksichtigt. Deren Eigenlasten sind als Ersatzflächenlasten am Rand angesetzt. Die zugehörige Breite ausgehend von der Randachse beträgt jeweils 0,61 m plus der halben Breite des diagonal geneigten dreiecksförmigen Teils (Nord = 0,45/2; Süd = 0,25/2; siehe **Abb. 15**). Diese Flächenlasten können erneut über die Wichte des Stahlbetons und die jeweilige Höhe der Randüberhöhungen  $h_{r\ddot{u}}$  folgendermaßen berechnet werden:

$$\begin{aligned} g_{k,1,r\ddot{u},\text{nord}} &= h_{r\ddot{u},\text{nord}} \cdot \gamma = 0,49 \cdot 25 = 12,25 \text{ kN/m}^2 \\ g_{k,1,r\ddot{u},\text{süd}} &= h_{r\ddot{u},\text{süd}} \cdot \gamma = 0,29 \cdot 25 = 7,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (17)$$

### 3.3.2 Eigenlasten des Oberbaus

Die Eigenlasten des Oberbaus bestehen aus den aufaddierten Lasten von Schotter, Schwellen und Schienen. Zunächst werden Linienlasten ermittelt, die anschließend auf eine gemeinsame Flächenlast umgelegt werden.

Für das Schotterbett wird dessen gemittelte Höhe  $h_s$  in Rechnung gestellt. Die Breite des Schotterbettes pro Tragwerksseite  $b_s$  erhält man aus der Querschnittsbreite abzüglich der jeweiligen in **Kap. 3.3.1** ermittelten Breite der Ersatzflächenlast der Randüberhöhungen (siehe auch **Abb. 17**). Um daraus eine Linienlast zu erhalten, werden diese beiden Maße mit der Wichte des Schotters multipliziert. Sowohl die Schotterwichte  $\gamma_{\text{Schotter}}$ , als auch die Streckengewichtskraft der Schienen  $g_{\text{Schiene}}$  und Schwellen  $g_{\text{Schwelle}}$  sind aus EC1-1-1: A, Tab.A.6 entnommen. Der Schwellenzuschlag ist dabei als Differenzgewicht zu dem des ansonsten an den Stellen der Schwellen liegenden Schotters zu verstehen.

$$g_{\text{Schotter},n} = h_s \cdot b_{s,\text{nord}} \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0,45 \cdot (4,7 - 0,61 - 0,225) \cdot 20 = 34,79 \text{ kN/m} \quad (18)$$

$$g_{\text{Schotter},s} = h_s \cdot b_{s,\text{süd}} \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0,45 \cdot (4,7 - 0,61 - 0,125) \cdot 20 = 35,69 \text{ kN/m}$$

$$\text{Schwellenzuschlag:} \quad g_{\text{Schwelle}} = 1,0 \text{ kN/m} \quad (19)$$

$$2 \text{ Schienen UIC-60:} \quad g_{\text{Schiene}} = 1,2 \text{ kN/m} \quad (20)$$

---


$$\sum g_{k,2,\text{nord}} = 36,99 \text{ kN/m} \quad (21)$$

$$\sum g_{k,2,\text{süd}} = 37,89 \text{ kN/m}$$

Da es sich im ersten Schritt um Linienlasten handelt, müssen die Ergebnisse auf Flächenlasten umgerechnet werden, um diese im FE-Programm richtig ansetzen zu können. Dafür wird die Annahme getroffen, dass die Schwellen- und Schieneneigenlasten sich auf die gesamte Schotterbreite verteilen. Die schlussendlich angesetzten charakteristischen Flächenlasten  $g_{k,2}$  betragen:

$$g_{k,2,\text{nord}} = \frac{\sum g_{k,2,\text{nord}}}{b_{s,\text{nord}}} = \frac{36,99}{3,865} = 9,57 \text{ kN/m}^2 \quad (22)$$

$$g_{k,2,\text{süd}} = \frac{\sum g_{k,2,\text{süd}}}{b_{s,\text{süd}}} = \frac{37,89}{3,965} = 9,55 \text{ kN/m}^2$$

Trotz einer – seit dem Einbau – möglichen Verdichtung des Schotterbetts und der damit verbundenen Erhöhung der Wichte ist gemäß EC1-1-1-NA: 4.3-(1) weiterhin der Nennwert der Schotterwichte zu verwenden. Die Streuung der Dichte ist mit einer  $\pm 30\%$ -igen Variation der Höhe des Schotterbettes  $h_s$  zu berücksichtigen. Die weitere Anwendung wird in **Kap. 3.7.2** erläutert.

### 3.3.3 Eigenlasten weiterer Aufbauten

Die zusätzlichen Aufbauten der Brücke sind, neben der Haupttragkonstruktion und der Gleise samt Schotterbett, ebenfalls in die ständigen Lasten einzubeziehen (EC1-2: 6.1-(6)). Dazu zählen, die entlang beider Randachsen verlaufenden Randbalken, Kabelkanäle und Geländer (siehe **Abb. 17**). Mittels der Querschnittsfläche des Randbalkens und der Wichte von Stahlbeton erhält man dessen Linieneigenlast wie folgt:

$$g_{\text{Randbalken}} = A_{\text{Randbalken}} \cdot \gamma = (0,26 \cdot 0,6 + 0,14 \cdot 0,25) \cdot 25 = 4,78 \text{ kN/m} \quad (23)$$

Das ständige Eigengewicht des Kabelkanals wird analog zum Randbalken berechnet. Dazu ist eine Aussparung des Kabelkanals von  $0,14 \times 0,14$  m angenommen.

$$g_{\text{Kabelkanal}} = A_{\text{Kabelkanal}} \cdot \gamma = (0,26 \cdot 0,26 - 0,14 \cdot 0,14) \cdot 25 = 1,2 \text{ kN/m} \quad (24)$$

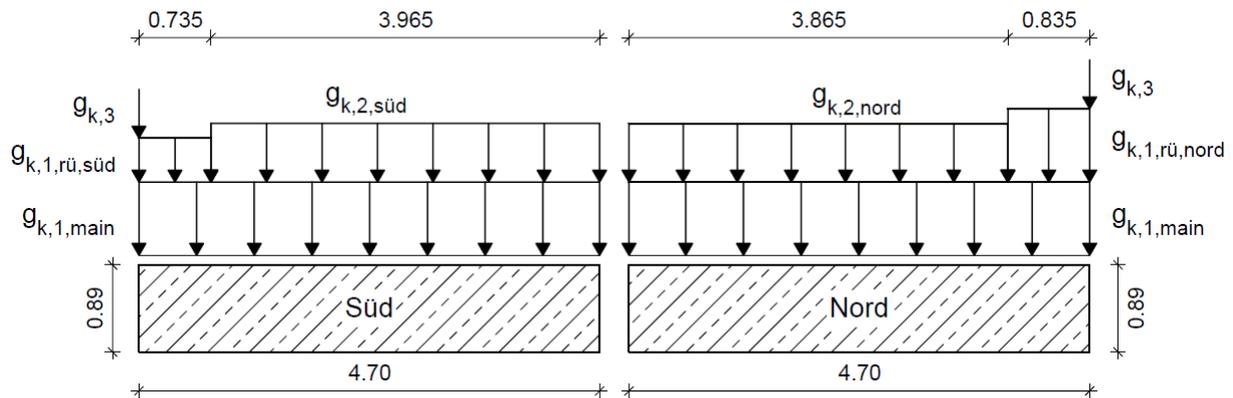
Das Eigengewicht des an den Außenrändern montierten Geländers beträgt (angenommener Wert):

$$g_{\text{Geländer}} = 0,5 \text{ kN/m} \quad (25)$$

Die aufaddierten Aufbaulasten werden im Modell als Linienlast  $g_{k,3}$  entlang der Randachse eingefügt.

$$g_{k,3} = g_{\text{Randbalken}} + g_{\text{Kabelkanal}} + g_{\text{Geländer}} = 4,78 + 1,2 + 0,5 = 6,48 \text{ kN/m} \quad (26)$$

Zusammenfassend sind die im FE-Programm auf beide Tragwerke angesetzten ständigen Lasten der **Kap. 3.3.1** bis **3.3.3** in **Abb. 18** dargestellt.



**Abb. 18:** Ständige Lasten (Blickrichtung X-Achse, Maße in m)

### 3.4 Veränderliche Verkehrslasten

#### 3.4.1 Berechnungsgrundlagen

Die im Folgenden verwendeten Lastmodelle stellen, zusammen mit den anzusetzenden Beiwerten, die Einwirkungen des Zugverkehrs auf die Brücke modellhaft dar. Sie bilden allerdings nicht die tatsächlich auftretenden Lasten ab (EC1-2: 6.1-(2)). Für Eisenbahnbrücken typische Einwirkungen sieht der Eurocode zwei Beiwerte vor, die zu Beginn der Bemessung definiert werden. Dabei handelt es sich um:

- **Lastklassenbeiwert (Klassifizierungsfaktor)  $\alpha$**

Der Lastklassenbeiwert, welcher auch Klassifizierungsfaktor genannt wird, ist in Österreich nach EC1-2-NA: 10.2.2 mit  $\alpha = 1,21$  festgelegt. Dieser Wert berücksichtigt ein etwaiges schwereres oder leichteres Gewicht von Zuggarnituren im Vergleich zu einem normierten Basisfaktor des Regelverkehrs von 1,00. Mit dem Lastklassenbeiwert multiplizierte Einwirkungen (charakteristische Werte) werden als klassifizierte Lasten bezeichnet (EC1-2: 6.3.2-(3)). Die genaue Anwendung wird in **Kap. 3.4.3** und **3.4.4** erläutert.

- **Dynamischer Beiwert  $\phi$  und Prüfung einer dynamischen Berechnung**

Das ÖBB Regelwerk RW 08.01.04 [21] gibt Aufschluss über die Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung (EC1-2-NA: 10.3.1). Kriterien zur Beurteilung sind ebenfalls in B4008: F.2 gelistet. Für das gegenständliche Tragwerk wird aufgrund der Durchlaufwirkung der Platte und der zulässigen Streckenhöchstgeschwindigkeit  $V$  nur die statische Berechnung mit dem dynamischen Beiwert  $\phi$  durchgeführt. Die zusätzliche dynamische Berechnung zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten kann entfallen.

Der dynamische Beiwert berücksichtigt die Vergrößerung von Spannung und Verformung im Tragwerk bei der Überfahrt des Zuges. Dieser ist mit den Lastmodellen aus **Kap. 3.4.2** zu multiplizieren (EC1-2: 6.4.3-(1)). Die Berechnung des Beiwertes erfolgt anhand EC1-2: 6.4.5.2. Dabei ist nach EC1-2-NA: 10.3.2 der Wert für  $\phi_2$  zu wählen, weil innerhalb Österreichs generell von sorgfältiger Instandhaltung des Gleises ausgegangen werden kann. Aus EC1-2: 6.4.5.3, Tab.6.2, Fall 5.2 folgt über die mittlere Feldlänge

$$L_m = \frac{1}{n} \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = \frac{1}{3} \cdot (14,5 \cdot 3) = 14,5 \text{ m} \quad (27)$$

die maßgebende Länge in Verbindung mit dem dynamischen Beiwert zu:

$$L_\phi = k \cdot L_m = 1,3 \cdot 14,5 = 18,85 \text{ m} \quad (28)$$

Der dynamische Beiwert für die Eisenbahnlastmodelle beträgt daher:

$$\phi = \phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{18,85} - 0,2} + 0,82 = 1,168 \quad (29)$$

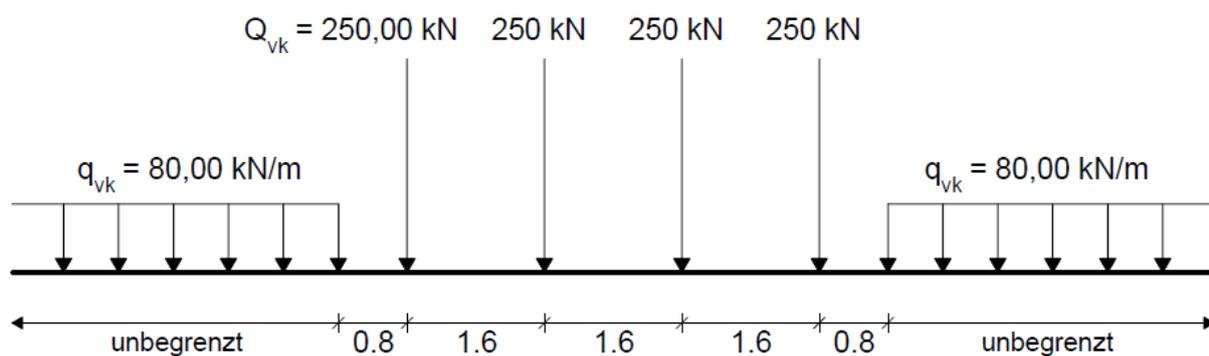
mit  $1,0 \leq \phi_2 \leq 1,67$

### 3.4.2 Vertikallasten

Die folgenden Vertikallastmodelle geben charakteristische Werte für den statischen Anteil der Einwirkungen an. Diese sind anschließend mit dem dynamischen Anteil (über den Beiwert) zu verknüpfen (siehe **Kap. 3.4.4**). Die möglichen Lastangriffspunkte der Vertikallasten im Querschnitt sind in **Kap. 3.6** erläutert.

#### Lastmodell 71 (LM71)

Das Lastmodell 71 repräsentiert charakteristische Vertikallasten des Regelverkehrs auf Hauptstrecken (EC1-2: 6.3.2). Es wirkt entlang der Längsachse auf das Gleis, mit einer Verteilung wie in **Abb. 19** dargestellt. Diese Grafik zeigt die Kräfte in der statischen Basiskonfiguration. Die vier Einzellasten  $Q_{vk}$  sind dabei in ungünstigster Position anzusetzen, wobei die Gleichlast  $q_{vk}$  in unbegrenzter Länge auf den restlichen Träger wirkt (siehe auch **Kap. 3.7.1**).



**Abb. 19:** Lastmodell 71 (Maße in m)

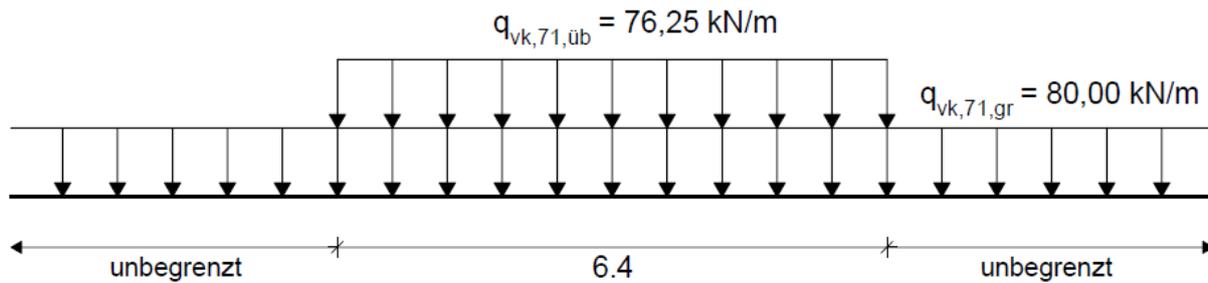
Bei Stützweiten von  $L_f > 10 \text{ m}$  können die Einzellasten  $Q_{vk}$  in guter Näherung als gleichmäßig in Längsrichtung verteilte Streckenlast  $q_{vk,71}$  angenommen werden (EC1-2: 6.3.6.2-(1); EC1-2-NA: 10.2.6).

$$q_{vk,71} = \frac{4 \cdot Q_{vk}}{L_{Q,vk}} = \frac{4 \cdot 250}{2 \cdot 0,8 + 3 \cdot 1,6} = 156,25 \text{ kN/m} \quad (30)$$

Aus praktischen Gründen kann diese neue, aus den vier Einzellasten umgerechnete Gleichlast, in eine Grund- und Überlast geteilt werden. Die Grundlast  $q_{vk,71,gr}$  entspricht dabei den bisher schon vorhandenen seitlich unbegrenzten Gleichlasten, die nun zusammen entlang der kompletten Längsachse wirken. Die zusätzliche Überlast  $q_{vk,71,üb}$  wird als Wanderlast in ungünstigster Lage positioniert.

$$\begin{aligned} q_{vk,71,gr} &= 80 \text{ kN/m} \\ q_{vk,71,üb} &= 76,25 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (31)$$

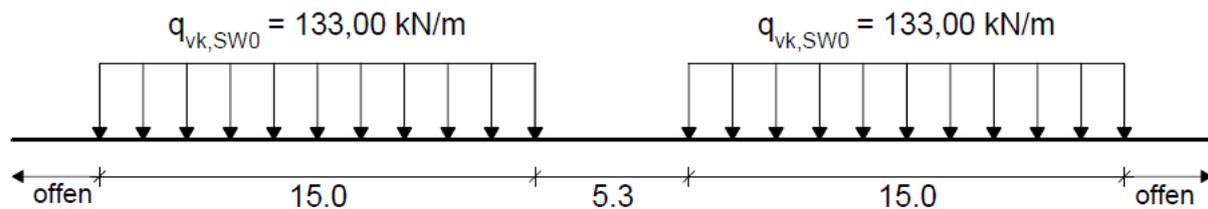
**Abb. 20** zeigt die Verteilung der umgewandelten Gleichlasten aus LM71 entlang der X-Achse.



**Abb. 20:** Lastmodell 71 in Grund- und Überlast (Maße in m)

### Lastmodell SW/0

Auf Durchlaufträgern, die mit Lastmodell 71 bemessen werden, ist auch zusätzlich das Lastmodell SW/0 anzusetzen (EC1-2: 6.8.1-(8)). Dieses entspricht ebenfalls dem statischen Anteil eines Regelverkehrs und charakterisiert sich insbesondere durch seine Unteilbarkeit der Lasten (EC1-2: 6.3.3; [22]). **Abb. 21** zeigt die unveränderliche Lastanordnung von SW/0, bei der die beiden Gleichlasten  $q_{vk,SW0}$  für die Suche nach der ungünstigsten Position als Wanderlasten über die Brücke fahren (siehe auch **Kap. 3.7.1**).



**Abb. 21:** Lastmodell SW/0 für Durchlaufträger (Maße in m)

### Weitere Lastmodelle

Es existieren drei weitere Lastmodelle für vertikale Lasten aus Zugverkehr, die nicht zur Anwendung kommen. Das Lastmodell SW/2 berücksichtigt den Schwerverkehr. Gemäß EC1-2-NA: 10.2.3 ist dieses bei Anwendung eines Klassifizierungsfaktors von  $\alpha \geq 1,21$  nicht zusätzlich zu untersuchen. Es wird darauf hingewiesen, dass im Entwurf der Neufassung des EC1-2 des Jahres 2021 [23] dieser Grenzwert angepasst wird. Er soll künftig 1,33 betragen, allerdings ist noch nicht bekannt, ob der Wert national anders geregelt werden soll. In vorliegender Berechnung wird sich jedoch an die noch aktuell gültige Normenlage gehalten und demzufolge SW/2 vernachlässigt.

Für den Stabilitätsnachweis der Brücke (EQU), wäre das Lastmodell „unbelasteter Zug“ vorgesehen (EC0: A.2.2.4-(2); EC1-2: 6.3.4). In Rahmen dieser Bemessung wird allerdings nur der Versagensnachweis (STR) im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt (EC0: 6.4.1-(1)).

Die Berechnung mit dem Lastmodell HSLM für Hochgeschwindigkeitspersonenzüge entfällt ebenfalls, da die zulässige Streckenhöchstgeschwindigkeit  $V$  unterhalb 200 km/h liegt und für die Brücke auch keine dynamische Berechnung notwendig ist (EC1-2: 6.4.3-(3)).

### 3.4.3 Horizontallasten

Die folgenden Horizontalkräfte aus dem Eisenbahnverkehr verlaufen zwar in Y-Richtung, wirken allerdings trotzdem als Flächenlasten in Z-Richtung auf die Brücke ein. Dies passiert durch Momentenwirkung, der exzentrisch zum Schwerpunkt der Tragwerksplatte verlaufenden Kräften des Zuges, die über den Gleiskörper in das Tragwerk eingeleitet werden (siehe **Kap. 3.6**). Dies gilt nicht für die in X-Richtung wirkenden Anfahr- und Bremskräfte (vgl. weitere Erläuterungen).

#### Fliehkkräfte

Die Fliehkraft entsteht während der Fahrt in einem Gleisbogen. Zur Reduktion bzw. zum Ausgleich der Seitenbeschleunigung auf die Reisenden ist das Gleis mit der Überhöhung  $u$  konstruiert worden. Diese ist rechnerisch über die Verdrehung der SOK-Referenzebene um die innere Schiene (inkl. der ursprünglich vertikalen Gleisachse) und der daraus resultierenden Exzentrizität  $e$  des Lastangriffsmittelpunktes (zufolge Überhöhung) berücksichtigt (siehe **Kap. 3.6.4**). Die Größe der Fliehkraft selbst ändert sich dadurch nicht. Sie wirkt horizontal in Richtung der Bogenaußenseite und somit bei beiden Tragwerken entlang der positiven Y-Achse (EC1-2: 6.5.1-(2)). Die genaue Position des Lastangriffspunktes in Relation zur Plattenoberkante wird in **Kap. 3.6.5** näher beschrieben.

Züge, welche mit einer höheren Geschwindigkeit als  $V = 120 \text{ km/h}$  fahren können, sind im Allgemeinen mit einer geringeren Masse konstruiert, um dieses Geschwindigkeitsniveau erreichen zu können. Aus diesem Grund geht man davon aus, dass die durch das Zuggewicht erzeugten Belastungen bei schnellen Zügen niedriger sein müssen. Um diesem Umstand gerecht zu werden, ist in EC1-2: 6.5.1-(8) der Abminderungsbeiwert für Fliehkraft  $f$  angeführt. Damit sind die Lasten der Fliehkraft bei Geschwindigkeiten oberhalb von  $V = 120 \text{ km/h}$  zu multiplizieren bzw. abzumindern. Unterhalb dieser Geschwindigkeitsgrenze beträgt der Faktor  $f = 1$ .

$$\begin{aligned}
 f &= 1 - \frac{V - 120}{1000} \cdot \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L}} \right) = \\
 &= 1 - \frac{160 - 120}{1000} \cdot \left( \frac{814}{160} + 1,75 \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{44,86}} \right) = 0,796 \\
 &\text{mit } 0,35 \leq f \leq 1
 \end{aligned} \tag{32}$$

Die Bestimmung der Fliehkraft steht im direkten Zusammenhang mit der Vertikallast. Beide resultieren aus dem Zuggewicht, allerdings tritt die Fliehkraft nur während der Bogenfahrt auf. Den charakteristischen Wert erhält man mit (EC1-2: 6.5.1-(4)):

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot R} \cdot f \cdot q_{vk} \tag{33}$$

Sie ist für verschiedene Überfahrtsgeschwindigkeiten zu ermitteln. Die detaillierte Berechnung der Fliehkkräfte, in Kombination mit den zugehörigen Vertikallasten, Beiwerten und Geschwindigkeiten, erfolgt in **Kap. 3.4.4**.

### Seitenstoß (Schlingerkraft)

Der Seitenstoß auf die Schiene entsteht durch die sinusförmige Bewegung des Radsatzes im Gleis (Sinuslauf). Dabei stößt die Spurkranzflanke des Rades immer abwechselnd gegen die Innenseite eines der beiden Schienen. Gemäß EC1-2: 6.5.2-(2) resultiert daraus eine charakteristische Kraft  $Q_{sk}$  von 100 kN, die je nach gestoßener Seite horizontal (in Y-Achse) auf der jeweiligen Schienenoberkante von innen nach außen wirkt (siehe **Kap. 3.6.5**). Der Seitenstoß ist ebenfalls als eine zu klassifizierende Last deklariert (EC1-2: 6.5.2-(3)). Daraus folgt:

$$Q_{sk,\alpha} = Q_{sk} \cdot \alpha = 100 \cdot 1,21 = 121 \text{ kN} \quad (34)$$

Die Einzelkraft darf laut EC1-2-NA: 10.4.3 gleichmäßig auf 4 m Länge in Gleisrichtung (X-Achse) verteilt werden, solange ein durchgehendes Schotterbett vorhanden ist.

$$q_{sk,\alpha} = \frac{Q_{sk,\alpha}}{4} = \frac{121}{4} = 30,25 \text{ kN/m} \quad (35)$$

Die aus dem klassifizierten Seitenstoß umgerechnete Linienlast ist geschwindigkeitsunabhängig und kann deshalb gleichermaßen bei allen Geschwindigkeitslastfällen nach **Kap. 3.4.4** angesetzt werden (siehe **Tab. 8** und **Tab. 9**, Ausnahme stehender Zug ( $V = 0 \text{ km/h}$ )). Für die Ermittlung der maximalen Querkraft wird der Seitenstoß als Wanderlast über die Brücke geführt (siehe **Kap. 3.7.1**).

Bei Anwendung der B4008 (siehe **Kap. 3.7.2**) darf der Seitenstoß  $Q_{sk}$  von 100 kN auf 60 kN verringert werden (B4008: 5.2.3.2). In diesem Fall beträgt die Linienlast:

$$q_{sk,\alpha,B4008} = q_{sk,\alpha} \cdot \frac{Q_{sk,B4008}}{Q_{sk}} = 30,25 \cdot \frac{60}{100} = 18,15 \text{ kN/m} \quad (36)$$

### Anfahr- und Bremskräfte

Einwirkungen aus Anfahen und Bremsen erzeugen ebenfalls eine Querkraft  $V_z$ , jedoch über einen anderen Mechanismus als die bisherigen Belastungen. Anfahr- und Bremskräfte wirken nämlich in Richtung der X-Achse und führen deshalb in erster Linie zu einer Normalkraft  $N$  in der Platte. Aufgenommen werden diese Längskräfte von den Elastomerlagern, deren Schwerpunkt exzentrisch zur Schwerachse der Platte liegt ( $z_\alpha = 0,47 \text{ m}$ , siehe **Abb. 16c** und **8d**). Die durch diese Exzentrizität verursachten Randmomente führen zu geringen Querkraften  $V_z$  in der Platte. Der gemeinsame Lastangriffspunkt beider Kräfte wird in **Kap. 3.6.5** näher erläutert. Da es im Beton zu einer Lastausbreitung von  $45\text{-}60^\circ$  kommt, kann die einwirkende Anfahr- bzw. Bremskraft aufgrund der Feldlänge als eine über die gesamte Plattenquerschnittsbreite verteilte Flächenlast angesetzt werden.

Die aus dieser Belastung resultierende Normalkraft  $N$  spielt für den Querkraftnachweis ebenfalls eine wichtige Rolle, denn als Druckkraft erhöht bzw. als Zugkraft reduziert sie den Querkraftwiderstand des Betontraganteils  $V_{Rd,c}$ . In weiterer Folge werden daher die Zugnormalkräfte von Bedeutung sein (siehe **Kap. 4.2.2** und **4.3.2**).

Die Fahrtrichtung der Züge ist gemäß EC1-2: 6.5.3-(1) zu berücksichtigen. Auf der Arlbergbahnstrecke (Innsbruck – Bludenz) herrscht Rechtsverkehr. Damit sind die Wirkungsrichtungen der Anfahr- und Bremskräfte auf dem Nord- und Süd-Tragwerk vorgegeben. Aus praktischen Gründen werden die Kräfte in den FE-Modellen in jeweils beide Fahrtrichtungen berücksichtigt. Der charakteristische Wert der gleichmäßig verteilten Anfahrkraft beträgt (EC1-2: 6.5.3-(2)):

$$Q_{lak} = 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L = 33 \cdot 44,86 = 1480,38 \text{ kN} \leq 1000 \text{ kN} \quad (37)$$

Die maßgebende Kraft liegt folglich beim Maximalwert von 1000 kN. Nach EC1-2-NA: 10.4.5 darf dieser Grenzwert nicht mit dem Lastklassenbeiwert  $\alpha$  multipliziert werden.

$$Q_{lak} = 1000 \text{ kN} \rightarrow L_{ab} = \frac{Q_{lak}}{33} = \frac{1000}{33} = 30,3 \text{ m} \quad (38)$$

Die Einflusslänge für Anfahren ist damit auf 30,3 m begrenzt. Die Umrechnung der Anfahrkraft in eine Flächenlast über die gesamte Tragwerksbreite ergibt:

$$q_{lak} = \frac{Q_{lak}}{b \cdot L_{ab}} = \frac{1000}{4,7 \cdot 30,3} = 7,02 \text{ kN/m}^2 \quad (39)$$

Der charakteristische Wert der gleichmäßig verteilten Bremskraft beträgt (EC1-2: 6.5.3-(2)):

$$Q_{lbk} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L = 20 \cdot 44,86 = 897,2 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN} \quad (40)$$

Gemäß EC1-2: 6.5.3-(4) sind Bremskräfte zu klassifizieren. Daraus folgt:

$$Q_{lbk,\alpha} = Q_{lbk} \cdot \alpha = 897,2 \cdot 1,21 = 1085,61 \text{ kN} \quad (41)$$

Die klassifizierte Bremslast umgerechnet in eine Flächenlast, welche über die gesamte Plattenbreite und -länge einwirkt, ergibt:

$$q_{lbk,\alpha} = \frac{Q_{lbk,\alpha}}{b \cdot L} = \frac{1085,61}{4,7 \cdot 44,86} = 5,15 \text{ kN/m}^2 \quad (42)$$

Die Flächenlasten aus Anfahren und Bremsen sind in Kombination mit dem Lastmodell SW/0 (unabhängig von der ermittelten Einflusslänge) nur auf die von SW/0 belasteten Abschnitte anzusetzen (EC1-2: 6.5.3-(2)). In Kombination mit Lastmodell 71 wird allerdings über die gesamte zugehörige Einflusslänge belastet, ohne Berücksichtigung eines für Vertikalkräfte günstigen oder ungünstigen Feldes (EC1-2: 6.5.3-(1); siehe auch **Kap. 3.7.1**).

### 3.4.4 Verknüpfung und Klassifizierung der statischen Vertikalkräfte mit dem dynamischen Anteil und der Fliehkräfte bei verschiedenen Geschwindigkeiten

Die Fliehkraft  $q_{tk}$  ist immer mit der Vertikallast  $q_{vk}$  zu kombinieren, jedoch ohne den dynamischen Beiwert  $\phi$ , welche ausschließlich auf vertikale Kräfte anzuwenden ist (EC1-2: 6.5.1-(3)). **Tab. 5** zeigt die Aufschlüsselung der zu prüfenden Lastfälle mit den anzuwendenden Beiwerten, in Abhängigkeit der zulässigen örtlichen Höchstgeschwindigkeit  $V$  und des Klassifizierungsfaktors  $\alpha$  (EC1-2: 6.5.1, Tab.6.8).

**Tab. 5:** Unterteilung der Lastfälle und maßgebende Werte für die Ermittlung der Flieh- und Vertikalkräfte in Abhängigkeit der maximalen örtlichen Geschwindigkeit  $V$  und des Lastklassenbeiwertes  $\alpha$

$\alpha$ -Wert	Maximale örtliche Geschwindigkeit $V$ in km/h	Fliehkraft $q_{tk}$ aufgrund von:				Zugehörige vertikale Verkehrslast $q_{vk}$ aufgrund von:
		$V$ in km/h	$\alpha$	$f$	$q_{tk}$	
$\alpha > 1$	$V > 120$	$V$	1	$f$	$1 \times f \times$ (LM71 bzw. SW/0)	$\phi \times 1 \times 1 \times$ (LM71 bzw. SW/0)
		120	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM71 bzw. SW/0)	$\phi \times \alpha \times 1 \times$ (LM71 bzw. SW/0)
		0	–	–	–	

Es sind die Geschwindigkeiten 0, 120, 160 km/h zu untersuchen. Exemplarisch erfolgt die Berechnung für LM71 bei einer Geschwindigkeit von  $V = 120 \text{ km/h}$ . Für die jeweils anderen zu untersuchenden Geschwindigkeiten, sowie für SW/0 gilt die analoge Vorgangsweise.

Die klassifizierte Vertikallast inklusive des dynamischen Anteils berechnet sich zu:

- Grundlast:

$$q_{vk,71,gr,120} = q_{vk,71,gr} \cdot \alpha \cdot \phi = 80 \cdot 1,21 \cdot 1,168 = 113,03 \text{ kN/m} \quad (43)$$

- Überlast:

$$q_{vk,71,üb,120} = q_{vk,71,üb} \cdot \alpha \cdot \phi = 76,25 \cdot 1,21 \cdot 1,168 = 107,73 \text{ kN/m} \quad (44)$$

Die klassifizierte Fliehkraft in Abhängigkeit der charakteristischen Vertikalkraft erhält man durch die Auswertung von **Gl. (33)**.

- Grundlast:

$$q_{tk,71,gr,120} = \frac{V^2}{127 \cdot R} \cdot f \cdot q_{vk,71,gr} \cdot \alpha = \frac{120^2}{127 \cdot 1250} \cdot 1 \cdot 80 \cdot 1,21 = 8,78 \text{ kN/m} \quad (45)$$

- Überlast:

$$q_{tk,71,üb,120} = \frac{V^2}{127 \cdot R} \cdot f \cdot q_{vk,71,üb} \cdot \alpha = \frac{120^2}{127 \cdot 1250} \cdot 1 \cdot 76,25 \cdot 1,21 = 8,37 \text{ kN/m} \quad (46)$$

Die jeweils angewandten Beiwerte und die Ergebnisse der drei geprüften Geschwindigkeiten sind nachfolgend für die Lastbilder LM71 (**Tab. 6**) und SW/0 (**Tab. 7**) zusammengefasst. Bei den resultierenden Kräften  $q_{k,0}$ ,  $q_{k,120}$ ,  $q_{k,160}$  handelt es sich um Linienlasten in Brückenlängsrichtung. Die Fliehkräfte wirken dabei an den gleichen Stellen, wie die mit ihnen verbundenen Vertikalkräfte (siehe auch **Kap. 3.7.1**).

**Tab. 6:** Anzusetzende Kräfte der Flieh- und Vertikallasten des Lastbildes LM71

$V = 0 \text{ km/h}$	$q_k \text{ [kN/m]}$	$\alpha \text{ [-]}$	$\Phi_2 \text{ [-]}$	$f \text{ [-]}$	$q_{k,0} \text{ [kN/m]}$
LM71 Grundlast	80,00	1,21	1,168	-	113,03
LM71 Überlast	76,25	1,21	1,168	-	107,73
$V = 120 \text{ km/h}$	$q_k \text{ [kN/m]}$	$\alpha \text{ [-]}$	$\Phi_2 \text{ [-]}$	$f \text{ [-]}$	$q_{k,120} \text{ [kN/m]}$
LM71 Grundlast	80,00	1,21	1,168	-	113,03
LM71 Überlast	76,25	1,21	1,168	-	107,73
Fliehkraft Grundlast	7,26	1,21	-	1,000	8,78
Fliehkraft Überlast	6,92	1,21	-	1,000	8,37
$V = 160 \text{ km/h}$	$q_k \text{ [kN/m]}$	$\alpha \text{ [-]}$	$\Phi_2 \text{ [-]}$	$f \text{ [-]}$	$q_{k,160} \text{ [kN/m]}$
LM71 Grundlast	80,00	1,00	1,168	-	93,41
LM71 Überlast	76,25	1,00	1,168	-	89,04
Fliehkraft Grundlast	12,90	1,00	-	0,796	10,27
Fliehkraft Überlast	12,30	1,00	-	0,796	9,79

**Tab. 7:** Anzusetzende Kräfte der Flieh- und Vertikallasten des Lastbildes SW/0

$V = 0 \text{ km/h}$	$q_k \text{ [kN/m]}$	$\alpha \text{ [-]}$	$\Phi_2 \text{ [-]}$	$f \text{ [-]}$	$q_{k,0} \text{ [kN/m]}$
SW/0 Grundlast	133,00	1,21	1,168	-	187,92

$V = 120 \text{ km/h}$	$q_k \text{ [kN/m]}$	$\alpha \text{ [-]}$	$\Phi_2 \text{ [-]}$	$f \text{ [-]}$	$q_{k,120} \text{ [kN/m]}$
SW/0 Grundlast	133,00	1,21	1,168	-	187,92
Fliehkraft Grundlast	12,06	1,21	-	1,000	14,60

$V = 160 \text{ km/h}$	$q_k \text{ [kN/m]}$	$\alpha \text{ [-]}$	$\Phi_2 \text{ [-]}$	$f \text{ [-]}$	$q_{k,160} \text{ [kN/m]}$
SW/0 Grundlast	133,00	1,00	1,168	-	155,30
Fliehkraft Grundlast	21,45	1,00	-	0,796	17,07

### 3.5 Sonstige veränderliche Lasten

#### 3.5.1 Last zufolge Wind

Die Windlast wird als horizontal wirkende Kraft idealisiert. Der Anteil dieser Last, welcher direkt am Brückentragwerk angreift, erzeugt in der Platte unter anderem eine Querkraft  $V_y$  in Y-Richtung. Da diese Schnittgröße eine vernachlässigbar kleine Schubspannung hervorruft, spielt sie für den Querkraftnachweis keine Rolle. Von Bedeutung ist nur jener Anteil, welcher während der Überfahrt eines Zuges auf dessen Seitenfläche (= Verkehrsband) einwirken kann. Dieser Teil der Windlast erzeugt nämlich analog zum Wirkungsmechanismus der Fliehkraft und des Seitenstoßes, ebenfalls über Momentenwirkung, eine für die Bemessung relevante Querkraft  $V_z$  in Z-Richtung. Die daraus resultierende Flächenlast zufolge Wind ist deshalb an der gleichen Position wie die Verkehrslasten auf die Platte anzusetzen (siehe **Kap. 3.6.5**).

Die Ermittlung der charakteristischen Windeinwirkung darf, aufgrund des Entfalls der dynamischen Berechnung (EC1-1-4-NA: 10.2), mit dem vereinfachten Verfahren nach EC1-1-4: 8.3.2 geführt werden. Laut EC1-1-4: 4.5 bzw. EC1-1-4-NA: 10.3.2 ist der erste Teil der Formel des vereinfachten Verfahrens gleichzusetzen mit dem Grundwert des Basisgeschwindigkeitsdruckes  $q_{b,0}$ . Aufgrund örtlicher Nähe und ähnlicher Seehöhe wird die Stadt Innsbruck als Referenzort zur Festlegung dieses Grundwertes gewählt. Gemäß EC1-1-4-NA: A, Tab.A.1 beträgt dieser Wert:

$$\text{Innsbruck} \rightarrow q_{b,0} = 0,46 \text{ kN/m}^2 \quad (47)$$

Zur Berechnung des Kraftbeiwertes  $C$  für die angreifende Windlast sind die Abmessungen  $b_{tot}$  und  $d_{tot}$  zu bestimmen. Hierfür sind die Gesamtabmessungen des Nord- und Süd-Tragwerks, mit dessen Aufbauten gemeinsam zu betrachten. In die Berechnung der Breite gehen damit die Abmessung der gesamten Plattenquerschnittsbreite  $b_{ges}$  und die der beidseitig darüber hinaus abstehenden Teile der Randbalken  $b_{außen}$  ein (siehe **Abb. 17**).

$$b_{tot} = b_{ges} + 2 \cdot b_{außen} = 9,42 + 2 \cdot 0,25 = 9,92 \text{ m} \quad (48)$$

Da die Windlast in der gesuchten Form während der Zugüberfahrt auftritt, ist für die gesuchte Höhe der gesamten Windangriffsfläche  $d_{tot}$  die normative Zugabmessung (Verkehrsband oberhalb der ungeneigten SOK-Referenzebene:  $h_V = 4 \text{ m}$ ) zu den Brückenabmessungen zu inkludieren (EC1-1-4: 8.3.1-(5)). Dabei ist die Neigung des Zuges aufgrund der Überhöhung der Gleise mittels  $h_{uic}'$  und  $h_V'$  berücksichtigt (siehe auch **Abb. 24**).

$$\begin{aligned}
 d_{tot} &= h + h_s + h_{uic}' + \frac{u}{2} + h_V' = \\
 &= 0,89 + 0,45 + 0,172 \cdot \cos(4,38) + \frac{0,115}{2} + 4 \cdot \cos(4,38) = 5,56 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{49}$$

Das Verhältnis dieser beiden Abmessungen ergibt:

$$\frac{b_{tot}}{d_{tot}} = \frac{9,92}{5,56} = 1,785
 \tag{50}$$

Die Umgebung der Brücke entspricht Geländekategorie II (EC1-1-4: A.1). Der Kraftbeiwert kann deshalb anhand EC1-1-4: 8.3.2, Tab.8.2 mittels linearer Interpolation ermittelt werden. Die Referenzhöhe  $z_e$  oberhalb des tiefsten Geländepunktes beträgt weniger als 20 m (EC1-1-4: 8.3.1-(6)).

$$C = 5,7 - \frac{5,7 - 3,1}{4,0 - 0,5} \cdot (1,785 - 0,5) = 4,745
 \tag{51}$$

Somit folgt der charakteristische Wert der Windkraft nach vereinfachtem Verfahren (als Linienlast) zu:

$$f_{wk} = q_{b,0} \cdot C \cdot h_V' = 0,46 \cdot 4,745 \cdot 4 \cdot \cos(4,38) = 8,71 \text{ kN/m}
 \tag{52}$$

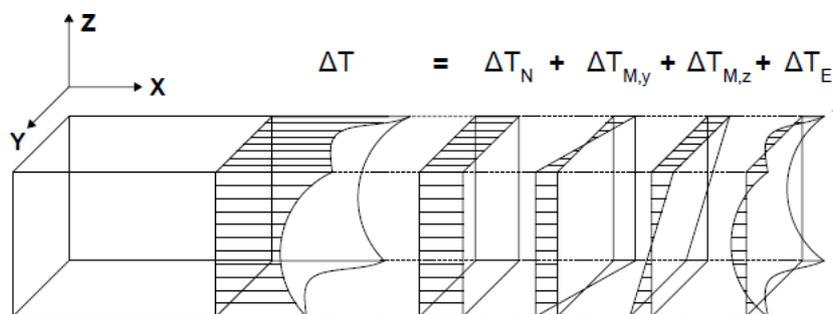
Das geneigte 4 m hohe Verkehrsband  $h_V'$  ist die relevante vertikale Lastangriffsfläche des Windes zur Ermittlung der Schnittgröße  $V_Z$ . Die berechnete resultierende Linienlast  $f_{wk}$  wird dabei horizontal in Seitenflächenmitte wirkend, auf einer Höhe von 2 m oberhalb der Fahrebene, entlang der kompletten Länge der Brücke angesetzt (siehe **Kap. 3.6.3**).

### 3.5.2 Last zufolge Temperaturänderung

Das durch Temperatureinwirkung bzw. -schwankung hervorgerufene Temperaturprofil im Querschnitt des Tragwerks kann im Wesentlichen in vier Einzelanteile getrennt werden. Dabei handelt es sich um (EC1-1-5: 4-(3)):

- $\Delta T_N$  konstanter Temperaturanteil
- $\Delta T_{M,y}$  linear veränderlicher Temperaturanteil in Y-Richtung
- $\Delta T_{M,z}$  linear veränderlicher Temperaturanteil in Z-Richtung
- $\Delta T_E$  nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil

**Abb. 22** zeigt die Einzelanteile des Temperaturprofils in beschriebener Reihenfolge.



**Abb. 22:** Zusammensetzung des Temperaturprofils

Die Ermittlung des konstanten Temperaturanteils erfolgt gemäß EC1-1-5: 6.1.3. Die drei weiteren, veränderlichen Anteile werden zusammen nach EC1-1-5: 6.1.4 berechnet. Dabei ist entsprechend EC1-1-5-NA: 6.1.2 das Verfahren 1 anzuwenden.

Die maßgebende tiefste und höchste Außenlufttemperatur ist laut EC1-1-5-NA: 6.1.3.2 folgendermaßen zu bestimmen (Koeffizient  $k = 0,006 \text{ } ^\circ\text{C/m}$ ):

$$T_{max} = 39 - k \cdot \text{Seehöhe} = 39 - 0,006 \cdot 603 = 35,38 \text{ } ^\circ\text{C} \approx 35 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (53)$$

$$\text{Nordalpiner Bereich } <1000 \text{ m:} \quad T_{min} = -29 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (54)$$

Folgende Werte der minimalen und maximalen konstanten Temperaturanteile des Tragwerks dienen der Bestimmung der Zwangskräfte (Typ 3 Brücken (= Betonkonstruktionen) nach EC1-1-5-NA: 6.1.3.1 anhand EC1-1-5: 6.1.3.1, Bild 6.1):

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 35 + 2 = 37 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (55)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -29 + 8 = -21 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (56)$$

Da keine Informationen zur Durchschnittstemperatur während der Bauausführung oder zur Temperatur zum Fertigstellungszeitpunkt des Tragwerks vorliegen, darf die Aufstelltemperatur  $T_0$  mit  $10 \text{ } ^\circ\text{C}$  angenommen werden (EC1-1-5: A.1-(3)). Bei dieser Temperatur hat sich die spannungsfreie Zwängung in der Brücke eingestellt. Davon ausgehend führen Temperaturänderungen zufolge des vorliegenden statischen Systems zu zusätzlichen Schnittgrößen. In erster Linie entstehen dabei Normalkräfte  $N$ , jedoch verursachen die resultierenden horizontalen Auflagerkräfte aufgrund derer Exzentrizitäten zur Plattenschwerachse auch geringe Querkraften  $V_z$  in Z-Richtung (ähnlich den Anfahr- und Bremskräften, siehe **Kap. 3.4.3**).

Die von der Aufstelltemperatur ausgehenden möglichen absoluten Temperaturschwankungen des konstanten Anteils, die in einer Tragwerksverkürzung ( $\Delta T_{N,con}$ ) oder -ausdehnung ( $\Delta T_{N,exp}$ ) resultieren, betragen (EC1-1-5: 6.1.1.3-(3)):

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-21) = 31 \text{ K} \quad (57)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 37 - 10 = 27 \text{ K} \quad (58)$$

Durch Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite der Brücke entsteht ein vertikaler Temperaturgradient im Tragwerk (linear veränderlicher Anteil in Z-Richtung). Für überschüttete Bauwerke aus Beton gibt EC1-1-5-NA: 6.1.4.2 folgende Werte vor (Verfahren 1):

$$\Delta T_{M,z,heat} = \Delta T_{M,z,cool} = 5 \text{ K} \quad (59)$$

Der Einfluss des nicht-linear veränderlichen Anteils wird in Verfahren 1 ausgelassen (EC1-1-5: 6.1.4.1). Der Anteil in horizontaler Richtung (Y-Achse) darf laut EC1-1-5: 6.1.4.3 vernachlässigt werden. Gemäß EC1-1-5-NA: 6.1.1.3 ist zusätzlich noch ein Temperaturzuschlag für Elastomerlager  $\Delta T_0$  als konstanter Anteil vorzusehen.

$$\Delta T_0 = \pm 12,5 \text{ K} \quad (60)$$

Die fünf Lastfälle aus **Gl. (57)** bis **(60)** können im FE-Programm direkt mit ihren Kelvin-Werten eingegeben werden. Sie müssen nicht gesondert in eine Kraft umgerechnet werden.

### 3.5.3 Last auf Dienstgehewege und Geländer

Die vertikale charakteristische Flächenlast, die während allgemeiner Instandhaltungsarbeiten auf Dienstgehwegen anfallen kann, beträgt laut EC1-2: 6.3.7-(2):

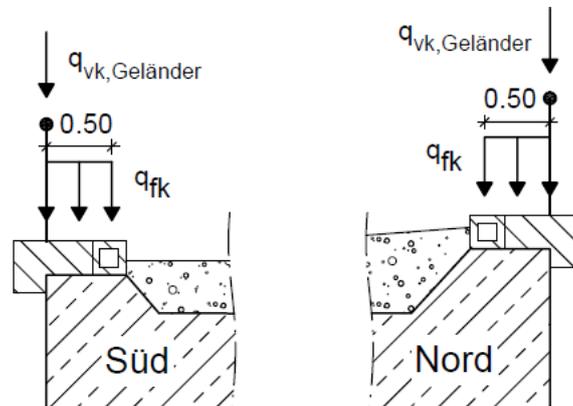
$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (61)$$

Diese wird auf einem  $0,5 \text{ m}$  breiten Abschnitt neben dem Geländer, entlang der gesamten Brücke, als gleichmäßig verteilte Flächenlast angesetzt (siehe **Abb. 23** und **Abb. 17**).

Während den Instandhaltungsarbeiten können durch Personeneinwirkung Lasten auf das Geländer entstehen. Sie kann als veränderliche Linienlast betrachtet werden, die entlang des gesamten Geländers in Längsrichtung verläuft und vertikal in Z-Richtung wirkt. Angenommen wird ein charakteristischer Wert von:

$$q_{vk, \text{Geländer}} = 1 \text{ kN/m} \quad (62)$$

Für Eisenbahnbrücken ist die Größe dieser Einwirkung nicht klar geregelt. EC1-2-NA: 10.2.9 beschreibt die Last mit einer horizontalen Wirkung. Diese Richtung der Kraft auf das Geländer wird jedoch nicht untersucht, da daraus keine unmittelbare Querkraft in Z-Richtung  $V_z$  entsteht. Ersatzweise wird deshalb der vertikale Wert gemäß **Gl. (62)** angesetzt, welcher sich am Wert für Fußgänger- bzw. Straßenbrücken orientiert (EC1-2-NA: 8.8.1).



**Abb. 23:** Last auf Dienstgehewege und Geländer (Blickrichtung X-Achse, Maße in m)

### 3.5.4 Last zufolge Schnee

Schneelasten sind im Brückenbau im Allgemeinen nur im Bauzustand anzusetzen (EC0: A.2.2.4-(1)). Da im vorliegenden Fall ein bereits fertiggestelltes Tragwerk nachgerechnet wird, ist dieser Lastfall für die hier durchgeführte Berechnung nicht relevant.

## 3.6 Querverteilung der Lasten und Ermittlung der maximalen Fälle

### 3.6.1 Allgemeines

Die aus dem Zugverkehr stammenden Einwirkungen (inkl. Wind) werden über den Gleiskörper in das Tragwerk eingeleitet. Unterhalb der Gleisschwellen kommt es zu einer Ausbreitung der Lasten in Längs- und Querrichtung. Die bisher ermittelten Linienlasten aus **Kap. 3.4** und **3.5.1** wirken dadurch als Flächenlasten ein. Deshalb wird im Folgenden die Fläche ermittelt, auf welcher sich die Kräfte bis zur Plattenoberkante verteilen. In Längsrichtung ist eine durchgehende Einwirkungsfläche in TW-OK vorhanden (ohne Unterbrechung zwischen den Schwellen). In Querrichtung wird die Breite der Fläche anhand eines vorgegebenen Ausbreitungswinkels berechnet (**Kap. 3.6.2**). Die Lasteinwirkungsfläche wird im Weiteren – wie auch die Einwirkungen – pro Meter in Längsrichtung angegeben.

### 3.6.2 Lastausbreitung in Querrichtung

Die Ausbreitung der Verkehrslasten durch Schienen, Schwellen und Schotter erfolgt wie in EC1-2: 6.3.6 angeführt. Anhand der vorliegenden Geometrien (siehe **Abb. 17** und **Tab. 1**) und eines Lastausbreitungswinkels von 4:1 kann die Breite der einwirkenden Flächenlast – in Querrichtung – grafisch bestimmt werden (**Abb. 24**).





### 3.6.4 Exzentrizitäten der Vertikallast

Die Wirkungslinie der Vertikallasten aus LM71 und SW/0 kann verschiedene Exzentrizitäten zum Kräftebezugspunkt M aufweisen. Diese Abstände können in Abhängigkeit der untersuchten Geschwindigkeit variieren und kommen sowohl durch den Achslastwechsel des Zuges während der Sinusfahrt, als auch durch die planmäßige Überhöhung des Gleises zustande.

#### Zufolge Überhöhung

Liegt die Schwelle im Gleisbett perfekt eben ohne eine Überhöhung, so wirkt die Vertikalkraft genau in Gleisachse. In diesem Fall gäbe es keinen Punkt O bzw. wäre dieser Punkt ident mit dem Punkt M. Kräfte, die eine Gewichtskraft repräsentieren, verlaufen in einem Gravitationsfeld ausnahmslos entlang der Z-Achse. Bei Ausführung einer Überhöhung bleibt deshalb die Richtung der Wirkungslinie ausgehend vom Schwerpunkt S erhalten, jedoch entspricht diese dann nicht mehr der Gleisachse. Somit bildet sich eine Exzentrizität  $e$ , welche in TW-OK dem Abstand zwischen den Punkten O und M entspricht. Sie lässt sich geometrisch wie folgt berechnen:

$$e = (h_g + h_t) \cdot \sin(\beta) = (0,681 + 1,8) \cdot \sin(4,38) = 0,190 \text{ m} \quad (65)$$

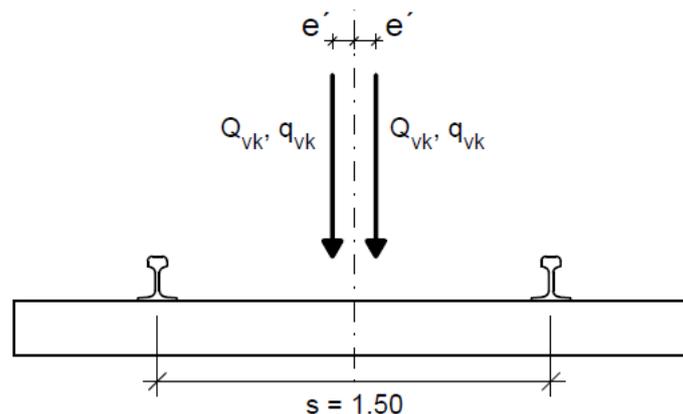
Die Lage dieser Ausmitte ist in **Abb. 25** eingezeichnet.

#### Zufolge Achslastwechsel

Die durch den Achslastwechsel im Sinuslauf entstehende seitliche Ausmitte der Vertikalkraft zu ihrer vertikalen zentrischen Wirkungslinie (= Strecke  $\overline{SO}$  mit Punkt S auf der Gleisachse) ist in EC1-2: 6.3.5 geregelt. Die Exzentrizität  $e'$  beträgt mit der Länge der Schienenverbindungsline  $s$ :

$$e' = \frac{s}{18} = \frac{1,5}{18} = \pm 0,083 \text{ m} \quad (66)$$

Dadurch kann die Vertikalkraft beidseitig, parallel zur zentrischen Wirkungslinie verlaufend, auftreten. **Abb. 26** stellt exemplarisch die Schwankungsbreite des exzentrischen Lastangriffspunktes infolge Achslastwechsels in einem allgemeinen Gleisschnitt ohne Überhöhung dar (in diesem Fall: zentrische Wirkungslinie = Gleisachse).



**Abb. 26:** Exzentrizität der Vertikallast zufolge Achslastwechsel (Maße in m)

#### Resultierende Exzentrizitäten in Abhängigkeit der Geschwindigkeit

Aus den beiden auftretenden Exzentrizitäten ist im Anschluss eine resultierende Ausmitte zum Kräftebezugspunkt M zu ermitteln. Da die Exzentrizität aus Achslastwechsel  $e'$  variabel ist, kann in TW-OK ausgehend vom Punkt O (= fixer Abstand  $e$  zum Punkt M) eine maximale oder minimale Exzentrizität zu M auftreten.

$$\begin{aligned} e_{max} &= e + e' = 0,190 + 0,083 = 0,273 \text{ m} \\ e_{min} &= e - e' = 0,190 - 0,083 = 0,107 \text{ m} \end{aligned} \quad (67)$$

Die resultierenden Exzentrizitäten aus **Gl. (67)** müssen den passenden Geschwindigkeitslastfällen des **Kap. 3.4.4** zugeordnet werden, um die jeweils ungünstigste Randspannung in Punkt A und in Punkt B bestimmen zu können (siehe Erläuterungen des **Kap. 3.6.5** für die Zuordnung und **Abb. 27** für die grafische Darstellung).

### Weitere Exzentrizitäten

Die weitere in EC1-2-NA: 10.2.4 angeführte mögliche Änderung der Exzentrizität zufolge Setzung des Schotterbettes wurde bedacht, jedoch aufgrund des Vorliegens einer Bestandsbrücke vernachlässigt. Im Unterschied zu einem Neubau hat sich das Schotterbett über die Lebensdauer bereits verdichtet und eine Veränderung der in Rechnung gestellten Bestandshöhe des Schotterbettes ist für den weiteren gewöhnlichen Gebrauchszustand nicht zu erwarten. Darüber hinaus ist bei Anwendung der B4008 die – aus EC1 stammende – Berücksichtigung der 30%-igen Schwankungsbreite der Schotterbettdicke nicht erforderlich (B4008: 5.2.2, Tab.2). Für die Berechnung der ständigen Lasten bleibt diese mögliche 30%-ige Abweichung trotzdem berücksichtigt, da der Verdichtungsgrad des Schotterbettes unbekannt ist (siehe **Kap. 3.3.2** und **3.7.2**).

Die vierte mögliche Exzentrizität, zufolge Abweichung der nominellen Gleislage (EC1-2-NA: 10.2.4), ist mittels der erstellten Modelle im FE-Programm berücksichtigt (**Kap. 3.2.4**). Bei Anwendung der B4008 dürfte diese Ausmitte von 10 cm vernachlässigt werden (B4008: 5.2.3.4). Abweichend davon bleibt sie dennoch in der Nachrechnung nach B4008 enthalten.

### 3.6.5 Ermittlung der maximalen Flächenlasten samt Lastangriff

Die aus **Kap. 3.4** und **3.5.1** stammenden Linienlasten werden in – auf die Tragwerksplatte anzusetzende – Flächenlasten umgerechnet. Die Berechnung erfolgt analog der Ermittlung einer Normalspannungsverteilung an einem Querschnitt in der Stabtheorie für die Flächenrandpunkte A und B.

$$\sigma_{A/B} = \sigma_M \pm \sigma_{EX} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} = \frac{q_k}{1 \cdot 2,75} \pm \frac{q_k \cdot e_{qk}}{1 \cdot 2,75^2/6} \quad (68)$$

Die Querschnitts- bzw. Lasteinwirkungsfläche  $A$  und das Widerstandsmoment  $W$  sind anhand der in **Kap. 3.6.2** ermittelten Lastausbreitung in Querrichtung – Werte bezogen je Meter in Längsrichtung – bestimmt ( $h/b = 2,75 \times 1,00 \text{ m}$ ). Obwohl der Punkt M nicht mittig zwischen den Punkten A und B liegt, wurde seine Position für die Normalspannungsberechnung trotzdem als in der Mitte liegend angenommen, da die Abweichung der Gleisachse zum tatsächlichen Mittelpunkt der Strecke  $\overline{AB}$  weniger als 1 cm beträgt. Somit kann die, aus einer Momenteneinwirkung resultierende Spannung, vereinfacht über das Widerstandsmoment für symmetrische Rechteckquerschnitte ( $b \cdot h^2/6$ ) gerechnet werden.

Die Linienlast  $q_k$ , mit der Einheit kN/m, kann für die Kraft  $N$  in der Einheit kN eingesetzt werden, da die Spannungsermittlung für eine 1 m breite Fläche erfolgt (die Breite entspricht in diesem Fall der X-Achse). Der erste Term der Formel ( $\sigma_M$ , siehe auch **Abb. 25**) ist nur dann ungleich null, wenn es eine Vertikalkomponente der Wirkungslinie einer einwirkenden Kraft gibt, welche normal zur Lasteinwirkungsfläche  $A$  verläuft. Dies ist nur bei der Vertikalkraft  $Q_v$  der Fall. Für den Spannungsanteil aus exzentrischer Wirkung  $\sigma_{EX}$  ist der Normalabstand  $e_{qk}$  der jeweiligen Kraft zum Kräftebezugspunkt M zu bestimmen. Die Vorzeichen der Exzentrizitäten  $e_{qk}$  sind entsprechend der im Uhrzeigersinn positiven Momentendrehrichtung zu wählen (siehe **Abb. 27**).

Es werden die Spannungszustände  $\sigma_A$  und  $\sigma_B$  in TW-OK für die drei Geschwindigkeitsfälle aus **Kap. 3.4.4** untersucht. Dies erfolgt jeweils für die Lastbilder LM71 und SW/0, bei welchen jeweils die zwei Extremfälle mit maximaler Randspannung in den Punkten A und B gewählt werden. Zwischen diesen beiden Randpunkten verläuft die Spannung linear. **Abb. 27** zeigt die einwirkenden Kräfte der Verkehrslasten (inkl. Windlast) an ihren jeweiligen Lastangriffspunkten, zusammen mit einer exemplarischen Darstellung der ermittelten Spannungen aus **Tab. 8** und **Tab. 10**.

Die Lastangriffspunkte orientieren sich an den Bezugspunkten gemäß **Kap. 3.6.3** und folgen EC1-2: 1.5.3, Bild 1.1. Im Schwerpunkt des Zuges (Punkt S) greift die in Richtung positiver Z-Achse wirkende Vertikalkraft  $Q_v$  und die in Richtung positiver Y-Achse wirkende Fliehkraft  $Q_t$  an. Da beide Kräfte in direktem Zusammenhang stehen, kann die daraus resultierende Kraft  $Q_R$  beispielhaft in **Abb. 27** grafisch konstruiert werden. Der Schnittpunkt der  $Q_R$ -Wirkungslinie mit der TW-OK wird als neuer Punkt R definiert.

Die Windkraft  $F_w$  greift im Punkt W an und kann in beiden Y-Richtungen verlaufen. Aus diesem Grund werden zwei mögliche Spannungsverteilungen für den Wind angegeben (**Tab. 10**).

Der maßgebende Lastangriffspunkt des Seitenstoßes  $Q_s$  befindet sich auf Höhe der jeweiligen Schienenoberkanten. Abweichend von EC1-2: 6.5.2-(1) ist die Wirkungslinie nicht rechtwinklig zur Gleisachse, sondern – entsprechend EC1-2: 1.5.3, Bild 1.1 – horizontal in Y-Achse verlaufend. Die Kraft kann an beiden Schienen auftreten, jedoch ist nur die an der Außenschiene relevant, weil diejenige die Randspannung  $\sigma_B$  erhöht (Seitenstoß nach innen würde in diesem Fall entlastend für  $\sigma_B$  wirken). Der Seitenstoß auf die Innenschiene würde theoretisch  $\sigma_A$  erhöhen, allerdings entfällt diese Lastkomponente beim maßgebenden Geschwindigkeitslastfall (stehender Zug;  $V = 0 \text{ km/h}$ ) für den Punkt A (siehe **Tab. 8** + **Tab. 9** und weitere Erklärungen im Verlauf dieses Kapitels).

Einwirkungen aus Anfahren  $Q_{la}$  und Bremsen  $Q_{lb}$  wirken im Schnittpunkt der Gleisachse und der Fahrebene, in Längsrichtung des Gleises (EC1-2: 6.5.3-(1)). Die Ausbreitung dieser beiden Lasten beschränkt sich dabei nicht auf die betrachtete Breite von 2,75 m (siehe **Kap. 3.4.3**). Die dabei entstehenden Flächenlasten wirken, im Unterschied zu den anderen aus Zugverkehr stammenden Lasten, in Richtung der X-Achse.

Um die korrekte Exzentrizität für die Vertikalkraft wählen zu können, muss geprüft werden, auf welcher Seite von Punkt M, die aus dem Schwerpunkt S ausgehende Wirkungslinie der resultierenden Kraft  $Q_R$  die TW-OK schneidet (Punkt R). Für den Geschwindigkeitslastfall  $V = 0 \text{ km/h}$  (stehender Zug; keine Horizontallasten) liegt der Punkt R genau im Punkt O ( $Q_R$  deckungsgleich mit  $Q_v$ ). Damit verläuft die Resultierende links von Punkt M und darum ist die Exzentrizität  $e_{max}$  in diesem Fall jene, welche den Normalabstand der Vertikalkraft zum Drehpunkt M nach links vergrößert, um die Seite der Innenschiene (Punkt A) maximal zu belasten.

Würde die resultierende Kraft  $Q_R$  allerdings rechts von Punkt M verlaufen, so müsste für die Vertikalkraft  $Q_v$  die Exzentrizität  $e_{min}$  angesetzt werden, weil der Normalabstand von  $Q_R$  zu M damit nach rechts vergrößert und die Außenseite (Punkt B) maximal belastet wird. Für die Geschwindigkeitslastfälle  $V = 120 \text{ km/h}$  und  $V = 160 \text{ km/h}$  gilt es demzufolge zu ermitteln, auf welcher Seite die entsprechende Wirkungslinie von  $Q_R$  verläuft. Durch Kenntnis der Zahlenwerte der kombinierten Vertikal- und Fliehkkräfte aus **Kap. 3.4.4**, kann der Winkel der Wirkungslinie von  $Q_R$  über trigonometrische Funktionen berechnet werden. Diese Winkel betragen  $6,26^\circ$  ( $V = 120 \text{ km/h}$ ) und  $7,31^\circ$  ( $V = 160 \text{ km/h}$ ). Sie sind größer als der Neigungswinkel der Gleisachse  $\beta$  und infolgedessen liegt der Punkt R rechts von Punkt M. Aus diesem Grund ist in den Geschwindigkeitslastfällen des fahrenden Zuges die Exzentrizität  $e_{min}$  für die Vertikalkraft anzusetzen. Die weiteren Exzentrizitäten der Fliehkraft, des Seitenstoßes und der Windkraft sind **Abb. 27** zu entnehmen.

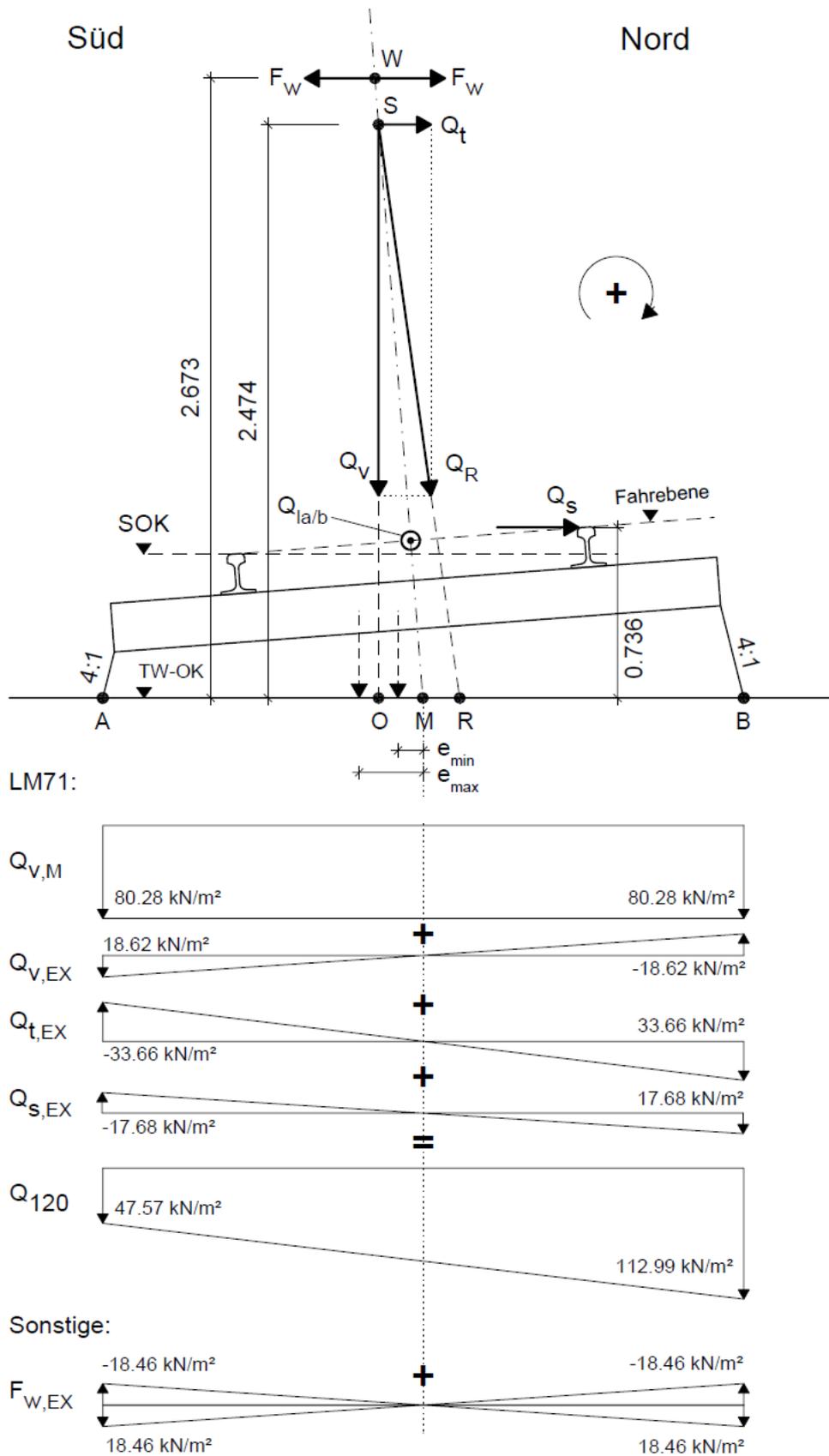


Abb. 27: Lastangriffspunkte der querkrafterzeugenden Einwirkungen aus Zugverkehr und Wind mit der exemplarischen Spannungsverteilung der Einwirkungen aus Lastbild LM71 bei  $V=120$  km/h und der Windkraft gemäß Tab. 8 und Tab. 10 (Blickrichtung X-Achse, Maße in m)

Die Auflistung und Berechnung aller Werte gemäß **Gl. (68)** sind nachfolgend für Lastbild LM71 (**Tab. 8**), Lastbild SW/0 (**Tab. 9**) und sonstige Einwirkungen (**Tab. 10**) zusammengestellt. Mit den ermittelten Flächenlasten wird anhand der möglichen Kombinationen, jene Gesamtspannung gesucht, welche die insgesamt größte Einwirkung auf das Tragwerk erzeugt. Durch Aufsummieren der einzelnen Randspannungen  $\sigma_A$  und  $\sigma_B$  erkennt man, bei welchem Geschwindigkeitslastfall der jeweils maximale Gesamtwert auftritt. Die gelb markierten Zellen in **Tab. 8** und **Tab. 9** kennzeichnen die Maximalspannung jeder Seite. Sowohl bei LM71, als auch bei SW/0, treten diese für Punkt A bei  $V = 0 \text{ km/h}$  und für Punkt B bei  $V = 120 \text{ km/h}$  auf. Die Lastkomponenten, welche für eine bestimmte Geschwindigkeit ermittelt wurden, dürfen nicht mit Komponenten einer anderen Geschwindigkeit vermischt werden. Deshalb sind im FE-Programm zwei verschiedene Varianten untersucht, welche jeweils die Lastkomponenten für  $V = 0 \text{ km/h}$  und für  $V = 120 \text{ km/h}$  enthalten. Beim stehenden Zug ( $V = 0 \text{ km/h}$ ) wird keine Fliehkraft und kein Seitenstoß erzeugt. Da der Wind in positive und negative Y-Richtungen wirken kann, ist für die Maximierung von  $\sigma_A$  und  $\sigma_B$  die jeweils ungünstigere der beiden Spannungsverteilungen der Windkraft anzusetzen.

**Tab. 8:** Berücksichtigung der Querverteilung für Lastbild LM71

$V = 0 \text{ km/h}$	$q_{k,0} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
LM71 Grundlast	113,03	-0,273	41,10	-24,48	65,58	16,62
LM71 Überlast	107,73	-0,273	39,18	-23,33	62,51	15,84
					<b>Σ</b>	128,09

$V = 120 \text{ km/h}$	$q_{k,120} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
LM71 Grundlast	113,03	-0,107	41,10	-9,53	50,64	31,57
LM71 Überlast	107,73	-0,107	39,18	-9,09	48,26	30,09
Fliehkraft Grundlast	8,78	2,474	0,00	17,23	-17,23	17,23
Fliehkraft Überlast	8,37	2,474	0,00	16,43	-16,43	16,43
Seitenstoß	30,25	0,736	0,00	17,68	-17,68	17,68
					<b>Σ</b>	47,57

$V = 160 \text{ km/h}$	$q_{k,160} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
LM71 Grundlast	93,41	-0,107	33,97	-7,88	41,85	26,09
LM71 Überlast	89,04	-0,107	32,38	-7,51	39,89	24,87
Fliehkraft Grundlast	10,27	2,474	0,00	20,15	-20,15	20,15
Fliehkraft Überlast	9,79	2,474	0,00	19,20	-19,20	19,20
Seitenstoß	30,25	0,736	0,00	17,68	-17,68	17,68
					<b>Σ</b>	24,71

**Tab. 9:** Berücksichtigung der Querverteilung für Lastbild SW/0

$V = 0 \text{ km/h}$	$q_{k,0} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
SW/0 Grundlast	187,92	-0,273	68,33	-40,70	109,03	27,63

$V = 120 \text{ km/h}$	$q_{k,120} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
SW/0 Grundlast	187,92	-0,107	68,33	-15,85	84,18	52,48
Fliehkraft Grundlast	14,60	2,474	0,00	28,65	-28,65	28,65
Seitenstoß	30,25	0,736	0,00	17,68	-17,68	17,68
				$\Sigma$	37,86	98,81

$V = 160 \text{ km/h}$	$q_{k,160} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
SW/0 Grundlast	155,30	-0,107	56,47	-13,10	69,57	43,37
Fliehkraft Grundlast	17,07	2,474	0,00	33,50	-33,50	33,50
Seitenstoß	30,25	0,736	0,00	17,68	-17,68	17,68
				$\Sigma$	18,40	94,55

**Tab. 10:** Berücksichtigung der Querverteilung weiterer Lasten

<i>Sonstige</i>	$q_{k,w} \text{ [kN/m]}$	$e_{qk} \text{ [m]}$	$\sigma_M \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_{EX} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_A \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\sigma_B \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Wind in Y-Richtung	8,71	2,673	0,00	18,46	-18,46	18,46
Wind entgegen Y	8,71	-2,673	0,00	-18,46	18,46	-18,46

### 3.7 Ermittlung der maximalen Querkräfte

#### 3.7.1 Einflusslinien zur Maximierung der Querkraft

Zur Maximierung der Querkraft  $V_z$  sind die ungünstigsten Laststellungen der äußeren Lasten entlang der Brücke zu berücksichtigen (u. a. Position der Wanderlasten). Zum Einsatz kommt die baustatische Methode der Einflusslinien. Hierfür wird an der Stelle der gesuchten Schnittgröße die energetisch konjugierte Verschiebungsgröße entgegen der Krafrichtung angesetzt (Definitionsfaser auf der Unterseite; Schnittufer gemäß Schnittprinzip). Im vorliegenden Fall wird deshalb ein Querkraftgelenk jeweils unmittelbar neben den Auflagern eingefügt und in Z-Richtung um den Betrag „1“ auseinandergeschoben. Dadurch entsteht ein Verschiebungsfeld des Systems, das in Abhängigkeit der Wirkungsrichtung der äußeren Lasten den steigernden oder senkenden Einfluss auf die gesuchte lastabtragende Spannungsresultante (Querkraft  $V_z$ ) anzeigt.

In **Abb. 28** sind die qualitativen Verläufe dieser Einflusslinien gezeichnet. Diese sind jeweils für die Maximierung der Querkräfte  $V_{ab}, V_{ba}, V_{bc}$  bestimmt. Felder mit einem Plus zählen zu den ungünstigen (Querkraft wird gesteigert), mit einem Minus zu den günstigen Feldern (Querkraft wird reduziert). Zusätzlich dazu, wurden noch die Einflusslinien für die größten Auflagerkräfte  $A_V, B_V$  ermittelt, indem das Auflager an der jeweiligen Stelle entfernt und eine Verschiebung entgegen der Wirkungsrichtung der vertikalen Auflagerkraft eingeführt wurde. Man erkennt, dass sich stets die gleiche Verteilung der günstigen und ungünstigen Felder für Querkräfte am Randauflager und Querkräfte am Mittelaflager ergeben. Analog können die Einflusslinien der Auflager- und Querkräfte an den Achsen C und D bestimmt werden. Aufgrund des symmetrischen statischen Systems können dazu die Verläufe in der Abbildung gespiegelt werden. Die Auskragungen spielen eine untergeordnete Rolle, da sie mit der Länge von 0,68 m nur einen Bruchteil der Gesamtlänge betragen. Die Lasten wurden trotzdem auch an den Plattenenden angesetzt, sofern eine ungünstige Wirkung gegeben ist.

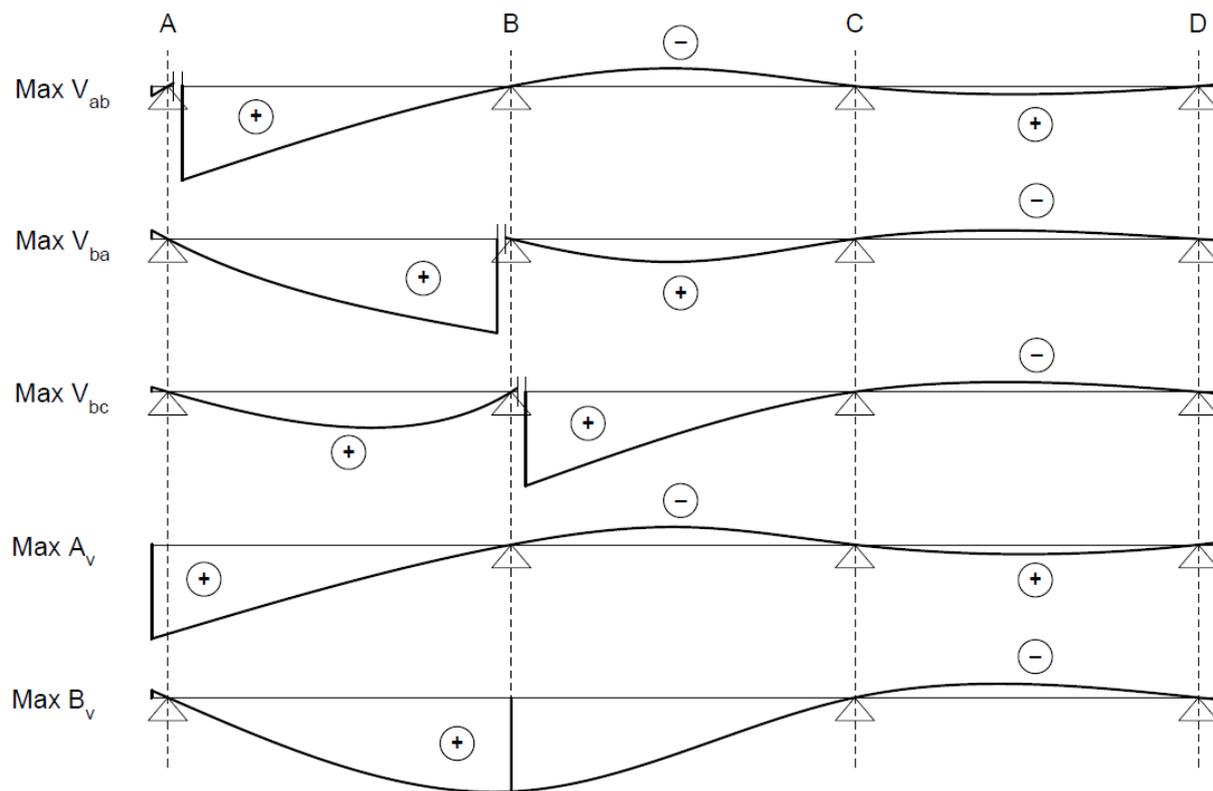


Abb. 28: Qualitative Verläufe der Einflusslinien

Die Unterteilung der Felder ist insbesondere für die Vertikalkräfte von Lastmodell 71 und der damit kombinierten Fliehkräfte (**Kap. 3.4.4**) von Bedeutung, denn die feldweise Differenzierung erfolgt nur für diesen Lastfall. Dies bedeutet, dass auf Feldern mit entlastender Wirkung, alle Kräfte, inklusive der unbegrenzt wirkenden Grundgleichlast  $q_{vk,71,gr}$  und der zugehörigen Fliehkraft  $q_{tk,71,gr}$ , Null betragen (EC1-2-NA: 10.2.1). Horizontalkräfte aus Anfahen und Bremsen in Verbindung mit LM71 werden auf die gesamte in **Kap. 3.4.3** beschriebene Einflusslänge angesetzt (Anfahen mit den Varianten: Randfeld I + Mittelfeld II; Mittelfeld II + Randfeld III).

Das Lastmodell SW/0 ist in seiner Konfiguration unteilbar (**Kap. 3.4.2**). Selbst wenn die Wanderlast abschnittsweise in einem günstigen Feld angreift, ist SW/0 ebenso in gleichem Maße anzusetzen, wie auf einem ungünstigen (inkl. der ungünstigen Teilsicherheitsbeiwerte, siehe **Kap. 3.7.2**). Das Gleiche gilt für die mit diesem Lastmodell verknüpften Flieh-, Anfahr- und Bremskräfte (siehe **Kap. 3.4.3** und **3.4.4**).

Der Seitenstoß tritt immer zusammen mit einer vertikalen Verkehrslast auf (EC1-2: 6.5.2-(1)). Zur Bestimmung der ungünstigsten Stellungen zur Maximierung der Querkraft wird die auf eine Länge von 4 m verteilte Gleichlast, als Wanderlast an allen möglichen Positionen der X-Achse entlanggeführt und mit den maßgebenden Laststellungen von LM71 bzw. SW/0 kombiniert.

Die ständigen Lasten sind nicht in günstige und ungünstige Felder unterteilt, weil es in der Realität nicht vorkommt, dass das Eigengewicht (bei konstanten Querschnittsabmessungen) feldweise variierende Lasten aufweist. In **Kap. 3.7.2** wird weiter erläutert, wie deshalb die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zu erfolgen hat.

Die Windkraft ist auf alle Felder entlang der Brücke gleichzeitig anzusetzen, da ihre Wirkung, als Ganzes, einen negativen Einfluss auf die Querkraft  $V_z$  hat (EC1-1-4: 8.1-(2)). Lasten aus Temperaturänderungen und Instandhaltungsarbeiten werden ebenfalls entlang des gesamten Tragwerks gleichzeitig wirkend angesetzt und im Gesamten als ungünstig betrachtet (es liegt keine Abschattung des Tragwerks vor; EC1-1-5: 5.1).

### 3.7.2 Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

#### Anwendung der Verkehrslasten auf Eisenbahnbrücken

Die zeitgleiche Wirkung der veränderlichen Lasten aus Eisenbahnverkehr können mittels zusammengefasster Lastgruppen berücksichtigt werden. Dabei werden, in Abhängigkeit der Anzahl der belasteten Gleise und der dominierenden Leiteinwirkung, Beiwerte festgelegt, mit denen die dazugehörigen Kräfte zu multiplizieren bzw. abzumindern sind. **Tab. 11** bietet einen Überblick der relevanten Lastgruppen für eingleisig belastete Tragwerke (EC1-2: 6.8.2, Tab.6.11). Das jeweils grau hinterlegte Feld ist der dominierende Anteil der entsprechenden Einwirkungskombination.

**Tab. 11:** Beiwerte der Lastgruppen für Eisenbahnverkehr

Lastgruppen		Vertikalkräfte			Horizontalkräfte			Bemerkungen
Anzahl belastete Gleise	Lastgruppe	LM71 SW/0 HSLM	SW/2	Unb. Zug	Anf./Brems.	Fliehkraft	Seitenstoß	
1	gr11	1			1	0,5	0,5	Max. vertikal 1 mit max. längs
1	gr12	1			0,5	1	1	Max. vertikal 2 mit max. quer
1	gr13	1			1	0,5	0,5	Max. längs
1	gr14	1			0,5	1	1	Max. quer
1	gr15			1		1	1	Seitenstabilität mit „unbelastetem Zug“
1	gr16		1		1	0,5	0,5	SW/2 mit max. längs
1	gr17		1		0,5	1	1	SW/2 mit max. quer

Da für die Nachrechnung der Enterbachbrücke die maximale Vertikalkraft gesucht wird und die resultierenden Querkkräfte zufolge Fliehkraft und Seitenstoß, diejenigen aus Anfahren/Bremsen deutlich übersteigen, wird die Kombination der Lastgruppe 12 gewählt. Bei Kombination mit den Nicht-Verkehrslasten, ist diese Lastgruppe für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, als eine einzelne veränderliche Einwirkung zu betrachten (EC1-2: 6.8.2-(1)). Obwohl auch die anzusetzende Windlast nur während des Zugverkehrs auftritt, ist sie dennoch in keiner der Lastgruppen zu integrieren und wird als eigene veränderliche Last in Rechnung gestellt. Diese kann anschließend mit der Lastgruppe 12 bei der Ermittlung des Bemessungswertes kombiniert werden (EC0: A.2.2.4-(3)).

#### Ermittlung des Bemessungswertes nach Eurocode

Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkung  $E_d$  für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird im Eurocode folgende Formel herangezogen (EC0: 6.4.3.2-(3)):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (69)$$

Der EC0 liefert ebenfalls die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  (EC0: A.2.3.1, Tab.A.2.4(B)) und die Kombinationsbeiwerte  $\psi_0$  (EC0: A.2.2.6, Tab.A.2.3) aller Lastfälle, welche in **Tab. 12**, gemeinsam mit den Beiwerten aus Lastgruppe 12, zusammengefasst sind.

**Tab. 12:** Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte des Eurocode

Lastfälle	$\gamma$	$\psi_0$	Lgr12	res. Faktor	
				ungünstig	günstig
Ständige Lasten	1,35/1,0	–	–	1,35	1,0
Vertikallasten (LM71, SW/0)	1,45/0	–	1,0	1,45	0
Fliehkräfte	1,45/0	–	1,0	1,45	0
Seitenstoß	1,45/0	–	1,0	1,45	0
Anfahren/Bremsen	1,45/0	–	0,5	0,73	0
Wind	1,5/0	0,75	–	1,12	0
Dienstgehwege/ Instandhaltung	1,5/0	0,8	–	1,2	0
Temperatur	1,5/0	0,6	–	0,9	0

Für jede ständige Einwirkung darf innerhalb eines Tragwerks durchgängig auf allen Feldern entweder der obere oder der untere Bemessungswert verwendet werden, je nachdem welcher Teilsicherheitsbeiwert sich negativer auswirkt (EC2-1-1: 2.4.3-(2)). Eine feldweise Differenzierung ist bei den Eigenlasten nicht erfolgt. Solange sie aus dem gleichen Ursprung stammen, sind sie nämlich als Ganzes zu betrachten (EC0: A.2.3.1, Tab.A.2.4(B), Anm.3; siehe **Kap. 3.7.1**).

Gemäß EC1-1-1: 5.2.3-(2) ist eine Variation der Nennhöhe des Schotterbettes  $h_s$  von  $\pm 30\%$  erforderlich. Aus diesem Grund wird der charakteristische Wert  $g_{Schotter}$  nach **Kap. 3.3.2** zusätzlich mit 0,7 bzw. 1,3 multipliziert und der ungünstigere der beiden in Rechnung gestellt.

Die aus den Zugverkehrslasten stammende Einwirkung der Lastgruppe 12, ist die führende veränderliche Einwirkung  $Q_{k,1}$  für die Ermittlung des Bemessungswertes  $E_d$  in **Gl. (69)**.

Laut EC1-1-4: 8.1-(5) ist die Begleiteinwirkung aus Wind  $\psi_0 \cdot F_{wk}$  bei Kombination mit Eisenbahnverkehrslasten auf den Wert  $F_w^{**}$  zu begrenzen bzw. der kleinere der beiden Werte zu wählen. Nach den Bestimmungen von EC1-1-4-NA: 10.1.4 ist der Wert  $q_{b,0}^{**}$  aber mit  $q_{b,0}$  gleichzusetzen und dadurch haben die Windkräfte  $F_{wk}$  und  $F_w^{**}$  ebenfalls die gleiche Größe (siehe auch **Kap. 3.5.1**). Da  $F_w^{**}$  den Kombinationsbeiwert  $\psi_0 = 1,0$  besitzt (EC0: A.2.2.6, Tab.A.2.3), folgt daraus, dass die mit  $\psi_0 = 0,75$  abzumindernde Windkraft  $F_{wk}$  den maßgebenden Wert für die Bemessung im ULS darstellt.

Die gleichzeitige Berücksichtigung der konstanten und veränderlichen Temperaturanteilen aus **Kap. 3.5.2** erfolgt gemäß EC1-1-5: 6.1.5 und kann in folgenden Kombinationen erfolgen (Beiwerte  $\omega_N$  und  $\omega_M$  normativ vorgegeben):

$$\begin{aligned}
 \Delta T_{M,z,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} &= 5 + 0,35 \cdot 27 = 14,45 \text{ K} \\
 \Delta T_{M,z,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} &= 5 + 0,35 \cdot 31 = 15,85 \text{ K} \\
 \omega_M \cdot \Delta T_{M,z,heat} + \Delta T_{N,exp} &= 0,75 \cdot 5 + 27 = 30,75 \text{ K} \\
 \omega_M \cdot \Delta T_{M,z,cool} + \Delta T_{N,con} &= 0,75 \cdot 5 + 31 = 34,75 \text{ K}
 \end{aligned}
 \tag{70}$$

Es sind die Werte mit den ungünstigsten Auswirkungen zu wählen. Dies ist bei **Gl. (70)** in der dritten und vierten Zeile der Fall. Dementsprechend wird der linear veränderliche Temperaturanteil  $\Delta T_{M,z}$  gemäß **Gl. (59)** in der ULS-Lastkombination zusätzlich mit dem maßgebenden Beiwert  $\omega_M = 0,75$  multipliziert.

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma$  des Lastfalls Temperatur ist nicht auf den Lagerzuschlag für Elastomerlager  $\Delta T_0$  gemäß **Gl. (60)** anzuwenden (EC1-1-5-NA: 6.1.3.3).

Die Spalte mit den resultierenden Faktoren in **Tab. 12** für etwaig günstige Wirkungen werden entsprechend den Erläuterungen in **Kap. 3.7.1** berücksichtigt.

### Ermittlung des Bemessungswertes nach ÖNORM B 4008-2

Alternativ zu der in **Gl. (69)** angeführten Ermittlung nach Eurocode, bietet die B4008: 5.2.3.1 folgende Formel zur Berechnung des Bemessungswertes für Eisenbahnbrücken:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \psi \cdot \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (71)$$

Damit gehen auch leichte Änderungen der Beiwerte einher. Der Kombinationsbeiwert  $\psi$  beträgt für alle Begleiteinwirkungen einheitlich 0,9. Es muss allerdings auch geprüft werden, ob eine ungünstigere Schnittgrößenverteilung entstehen würde, wenn nur eine einzelne veränderliche Last (zusätzlich zur Leiteinwirkung  $Q_{k,1}$ ) mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi = 1,0$  in Rechnung gestellt wäre.

Die von den Vorgaben des Eurocode abweichenden Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  sind aus B4008: 5.2.2, Tab.2, Tab.3 und 5.2.3.1, Tab. 5 zu entnehmen. **Tab. 13** fasst die Beiwerte für alle auftretenden Lastfälle zusammen.

**Tab. 13:** Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte der ÖNORM B 4008-2

Lastfälle	$\gamma$	$\psi$	(Lgr12)	res. Faktor	
				ungünstig	günstig
Dauerhaft wirkende Eigenlasten	1,2/1,0	–	–	1,2	1,0
Unbefestigte ständige Lasten	1,3/1,0	–	–	1,3	1,0
Vertikallasten (LM71, SW/0)	1,45/0	–	1,0	1,45	0
Fliehkräfte	1,1/0	0,9	1,0	0,99	0
Seitenstoß	1,1/0	0,9	0,5	0,5	0
Anfahren/Bremsen	1,1/0	0,9	0,5	0,5	0
Wind	1,1/0	0,9	–	0,99	0
Dienstgehewege/ Instandhaltung	1,1/0	0,9	–	0,99	0
Temperatur	1,1/0	0,9	–	0,99	0

Im Zuge der durchgeführten Nachrechnung wird vorausgesetzt, dass die für die Berechnung der Eigenlasten erforderlichen Abmessungen am Bauwerk festgestellt wurden und mit den Bestandsplänen übereinstimmen. Mit dieser Annahme dürfen die (im Vergleich zum Eurocode) reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zur Anwendung kommen. Eine Reduktion bedürfe im Normalfall eine tatsächliche Kontrolle der Naturmaße. Für die Eigengewichte ist zu unterscheiden, ob es sich um befestigte oder unbefestigte Teile der Brücke handelt. Die im Eurocode vorgesehene mögliche 30%-ige Abweichung der Schotterbettstärke  $h_s$  ist laut B4008: 5.2.2, Tab.2 nicht zu berücksichtigen.

Nach der Bemessungsmethode der B4008 gibt es kein Zusammenfassen der Verkehrslasten in Lastgruppen. Die veränderlichen Einwirkungen werden alle als eigenständig betrachtet, mit der Leiteinwirkung  $Q_{k,1}$  aus den vertikalen Verkehrslasten  $q_{vk}$  (LM71 bzw. SW/0). Die Fliehkraft  $q_{tk}$  und der Seitenstoß  $q_{sk}$  sind gleichzeitig anzusetzen, wobei eines der beiden mit 0,5 multipliziert werden darf. Im vorliegenden Fall ist die Variante mit dem 0,5-fachen Seitenstoß ungünstiger und ist deswegen maßgebend. Der reduzierte charakteristische Wert des Seitenstoßes nach **Kap. 3.4.3** kann ebenfalls angewendet werden.

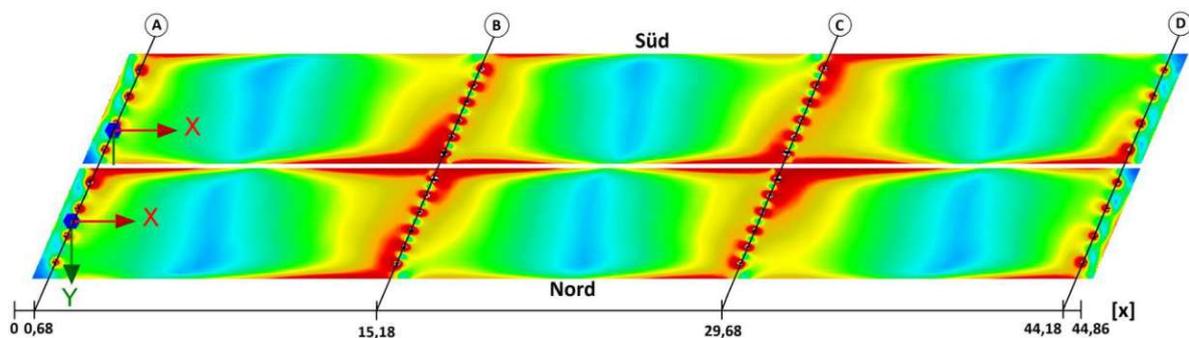
Die Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen werden weiterhin zusätzlich mit dem Beiwert 0,5 multipliziert (wie in Lastgruppe 12 des Eurocodes vorgesehen), damit deren Bemessungslast nicht höher liegt als mit der EC-Kombination. Die zuvor in den Erläuterungen der Bemessung nach Eurocode beschriebene Anwendung der Beiwerte für die Temperatureinwirkungen  $\Delta T_{M,z}$  und  $\Delta T_0$  bleibt auch für die Kombination nach B4008 bestehen.

### 3.8 Ergebnisse aus dem FE-Programm

#### 3.8.1 Schnittgrößenverläufe

Nach Konstruktion des Modells und Eingabe aller Lastfälle in das FE-Programm werden die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgewertet. Die Maximal- und Minimalwerte sind durch Berechnung der in **Kap. 3.7** beschriebenen Ergebniskombinationen für alle möglichen Lastpositionen ermittelt. **Abb. 29** zeigt die Absolutwerte der Querkraftflächenschnittgrößen  $v_{max}$  beider Tragwerke. Dabei handelt es sich um die maximalen resultierenden Querkräfte aus Biegeanteilen, die über folgende Formel berechnet werden [20]:

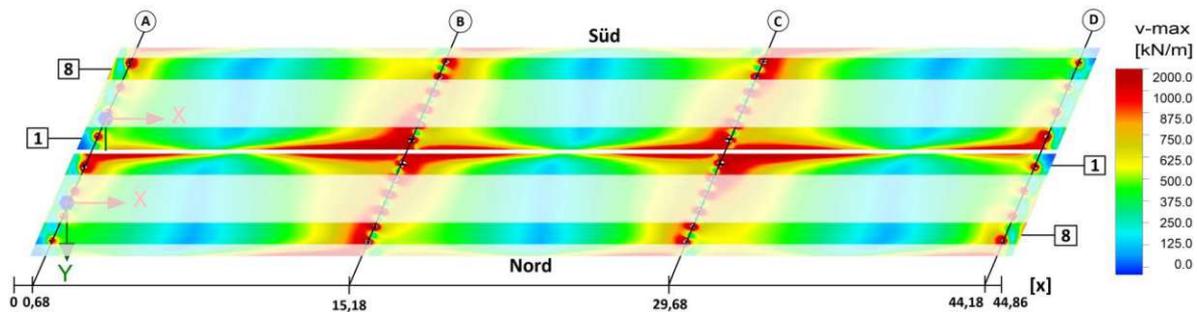
$$v_{max} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (72)$$



**Abb. 29:** Querkraftflächenschnittgrößen  $v_{max}$

Gut zu erkennen ist, dass sich beide Tragwerke im Querkraftabtrag ähnlich verhalten. Spiegelt man die Schnittgrößenverläufe von einem der Tragwerke doppelachsig (Brücken- und Symmetrieachse), so erhält man qualitativ die exakt gleichen Verläufe des anderen Tragwerks. Betrachtet man die betragsmäßigen Maximalwerte der Querkräfte genauer (rote Flächen), so erkennt man, dass diese überwiegend in den stumpfwinkligen Ecken der Felder auftreten. Im Gegensatz dazu, liegen bei den spitzen Winkeln eher die betragsmäßig kleineren Schnittgrößen vor (gelbe Flächen). Hervorzuheben sind noch die dunkelblauen Bereiche an den spitzen Tragwerksenden neben den Randauflagern A und D. Diese kleinsten Querkräfte – nahe Null – zeigen, dass sich dort so gut wie keine Lasten ausbreiteten. Ein Abheben der Lager ist aber aufgrund der berechneten Auflagerkräfte und -steifigkeiten nicht zu erwarten (siehe **Kap. 3.2.2** und **3.8.2**).

Die Unterteilung der Platten in 1 m breite Streifen erfolgt wie in **Kap. 3.1.2** beschrieben und in **Abb. 14** dargestellt. Die Flächenschnittgrößen können dadurch als Schnittgrößen entlang der neun Stäbe mit den Einheiten kN/m bzw. kNm/m dargestellt werden (pro Meter in Breitenrichtung). Damit können die Querkraftnachweise auf Schnittgrößenebene geführt werden (siehe **Kap. 4**). Die Extremwerte der Querkräfte in den auflagernahen Bereichen sind allesamt in *Stab 1* und *Stab 8* zu finden. In **Abb. 30** ist die Lage der maßgebenden Streifen (*Stäbe 1* und *8*) nochmals optisch hervorgehoben. Die Farbskala daneben zeigt die Größenordnung der jeweiligen Farben der Querkräfte in der Grafik.



**Abb. 30:** Lokalisierung der Maximalstreifen

Innerhalb der Einflussbreite des *Stabes 9* – in Randachsennähe – gäbe es zwar lokal begrenzt noch höhere Spitzenwerte in der Querkraftlinie, allerdings gehört dieser Stab trotzdem nicht zu den maßgebenden, weil die über die gesamte Streifenbreite aufsummierten Schnittgrößen entlang *Stab 8* insgesamt größer sind. Die Randüberhöhung des Tragwerks befindet sich am äußeren Plattenrand, welche für lokale Maximalwerte in diesem Bereich als zusätzliche Querkraftwiderstandsreserve dient. Alle sonstigen Stäbe haben niedrigere Maximalwerte.

Nachfolgend sind die relevanten Schnittgrößenverläufe der *Stäbe 1* und *8*, von dem jeweils maßgebenden der sechs Modelle des Nord- und Süd-Tragwerks dargestellt (**Abb. 31** bis **Abb. 34**). Beispielsweise ist für *Stab 1* am Nord-Tragwerk das Modell +0,1 ausschlaggebend, da durch den Versatz des Plattenkörpers, sich die Gleisachse zur Innenseite (Brückenachse) bewegt und somit die veränderlichen Lasten durch Zugverkehr näher am innersten Streifen angreifen. Wird das Tragwerk im Gegensatz dazu in die andere Richtung verschoben (Modell -0,1), so greifen die Verkehrslasten näher zur Randachse und somit zum *Stab 8* an, was dazu führt, dass die Schnittgrößen an dieser Stelle entsprechend steigen. Die analoge Erklärung gilt gleichermaßen für das Süd-Tragwerk. Für die Darstellung eines Mittelstreifens (hier nicht abgebildet) wird in **Kap. 4.2.3** und **4.3.4** der *Stab 4* ausgewählt. Maßgebend ist das Modell mit der Gleisachse in geplanter Lage (Modell 0,0).

Die Darstellung der Verläufe erfolgt entlang den Stabachsen, mit der Koordinate  $X = 0,00$  m am linken Stabende und  $X = 44,86$  m am rechten Stabende. Die Zahlenwerte der Schnittgrößen und die vertikalen Hilfslinien innerhalb der Farbflächen sind in einem Intervall von 1 m in X-Richtung abgebildet. An jedem Meter sind die Maximal- und Minimalwerte enthalten, mit den lokalen Spitzenwerten in entsprechender Schriftfarbe. Der Verlauf des Biegemomentes um die Y-Achse  $M_y$  ist in der vorliegenden Bemessung nur für die Bestimmung der möglichen Stellen bzw. Bereiche des Zugseitenwechsels der Biegenormalspannung relevant.

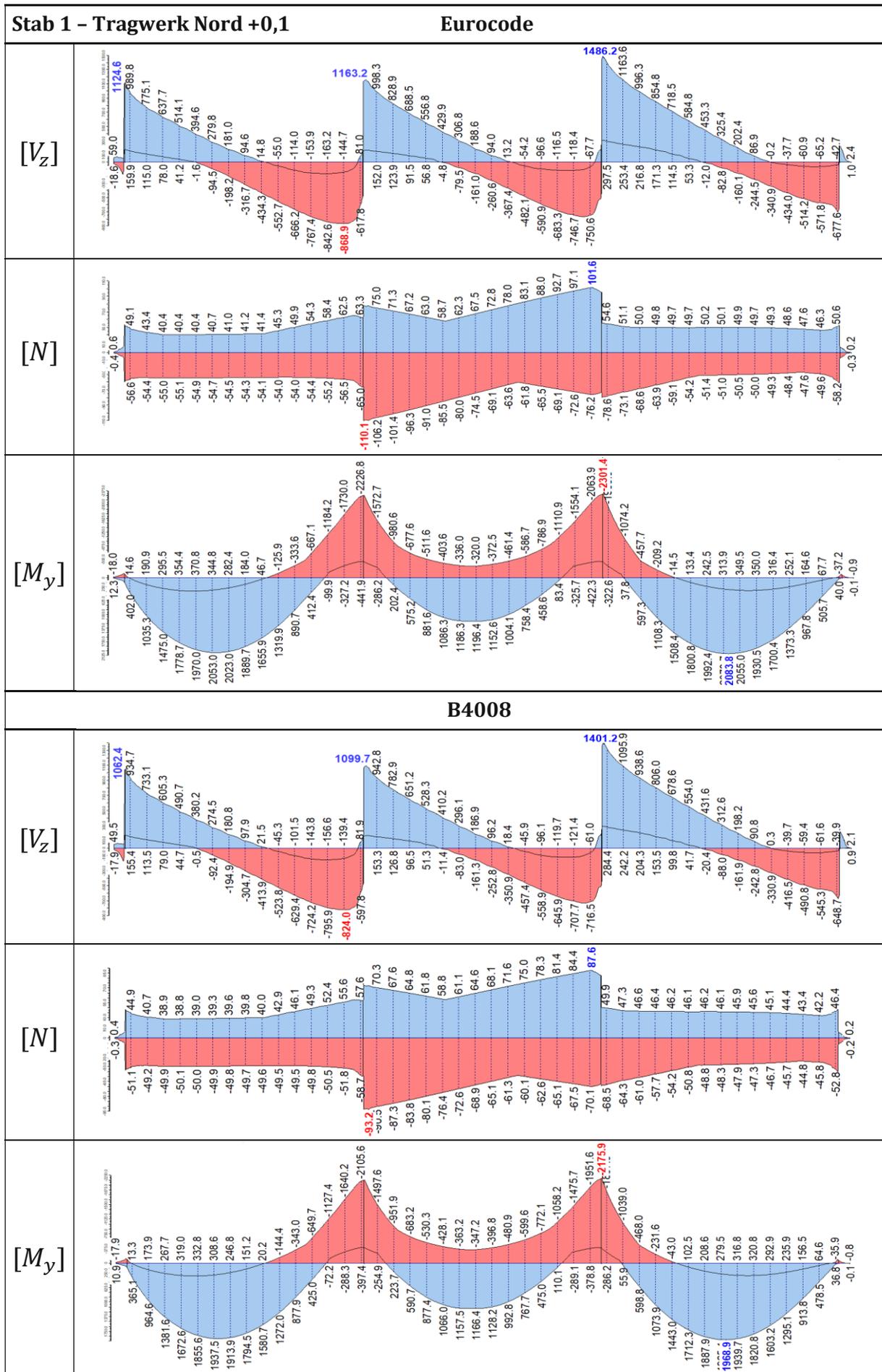


Abb. 31: Schnittgrößen Tragwerk Nord +0,1 – Stab 1 (Kräfte in kN/m, Momente in kNm/m)

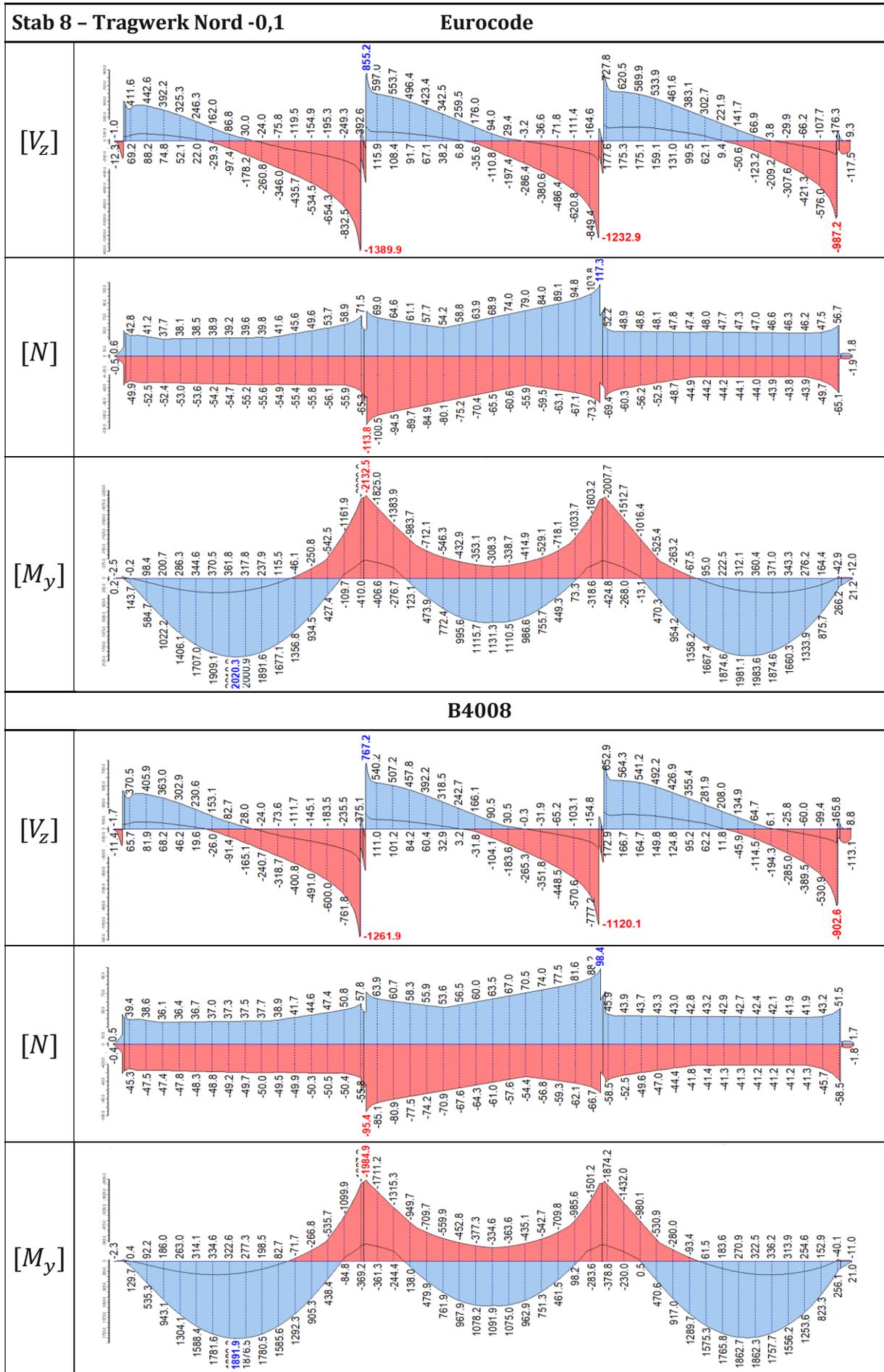


Abb. 32: Schnittgrößen Tragwerk Nord -0,1 – Stab 8 (Kräfte in kN/m, Momente in kNm/m)

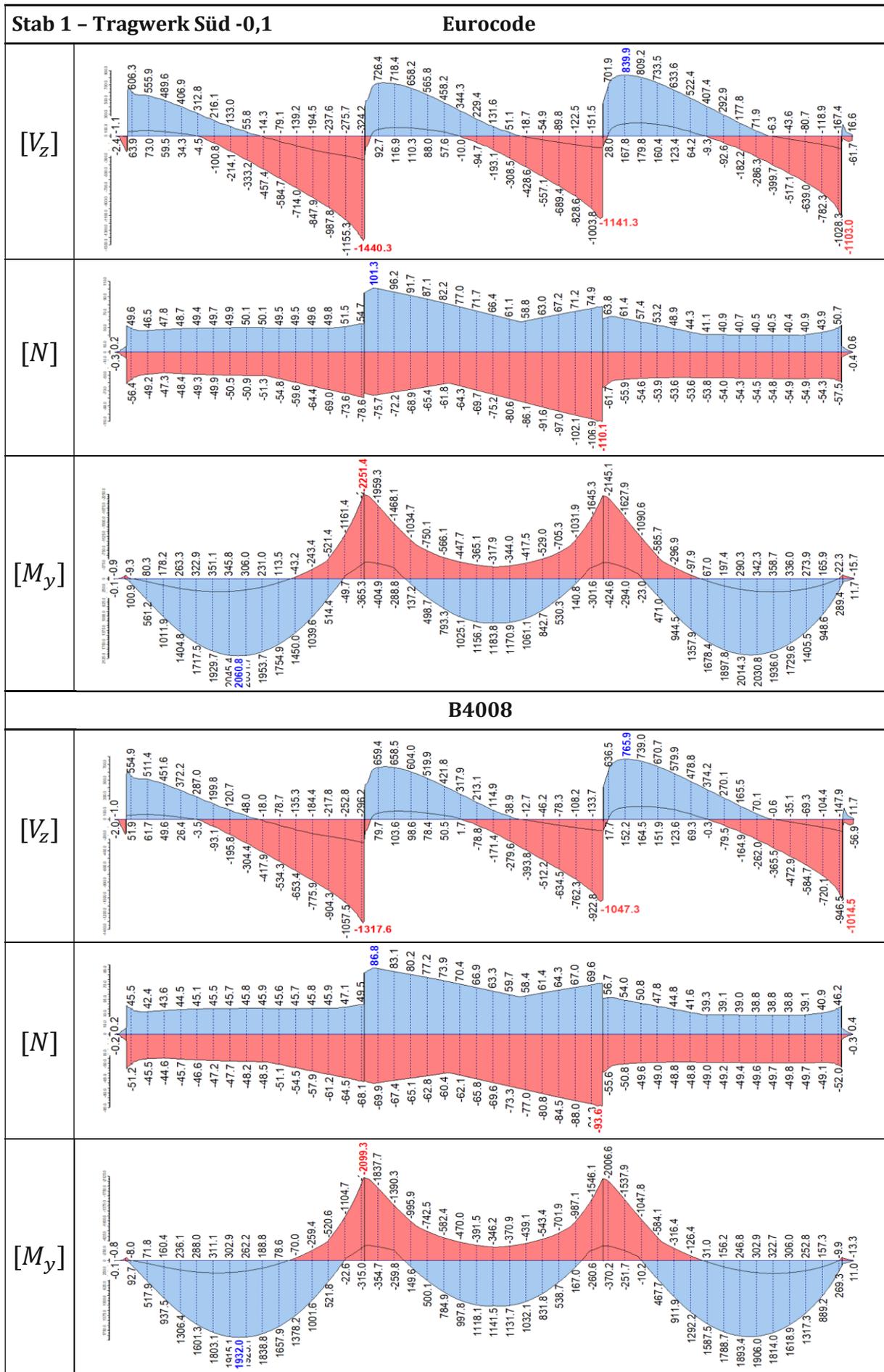


Abb. 33: Schnittgrößen Tragwerk Süd -0,1 – Stab 1 (Kräfte in kN/m, Momente in kNm/m)

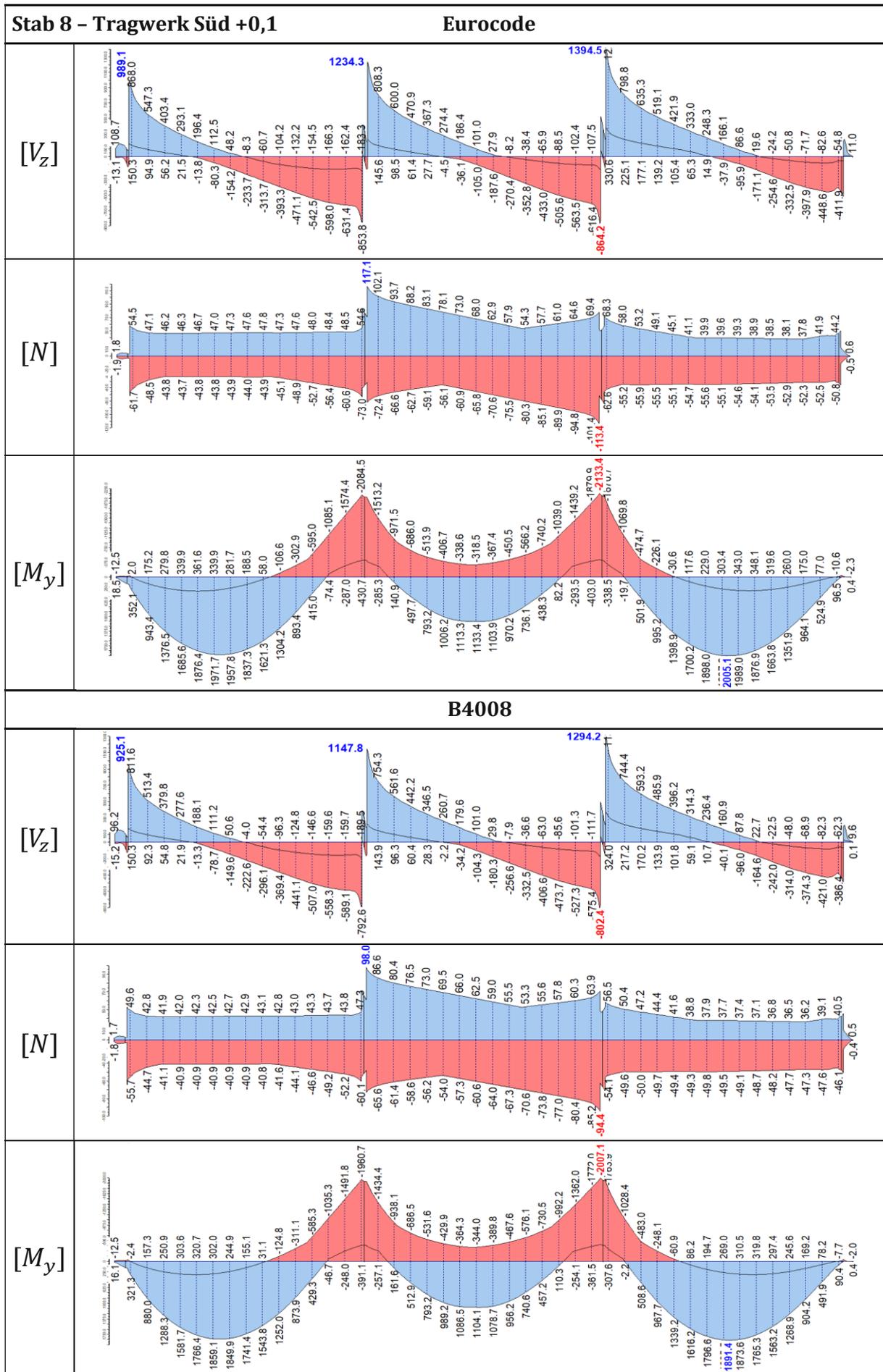
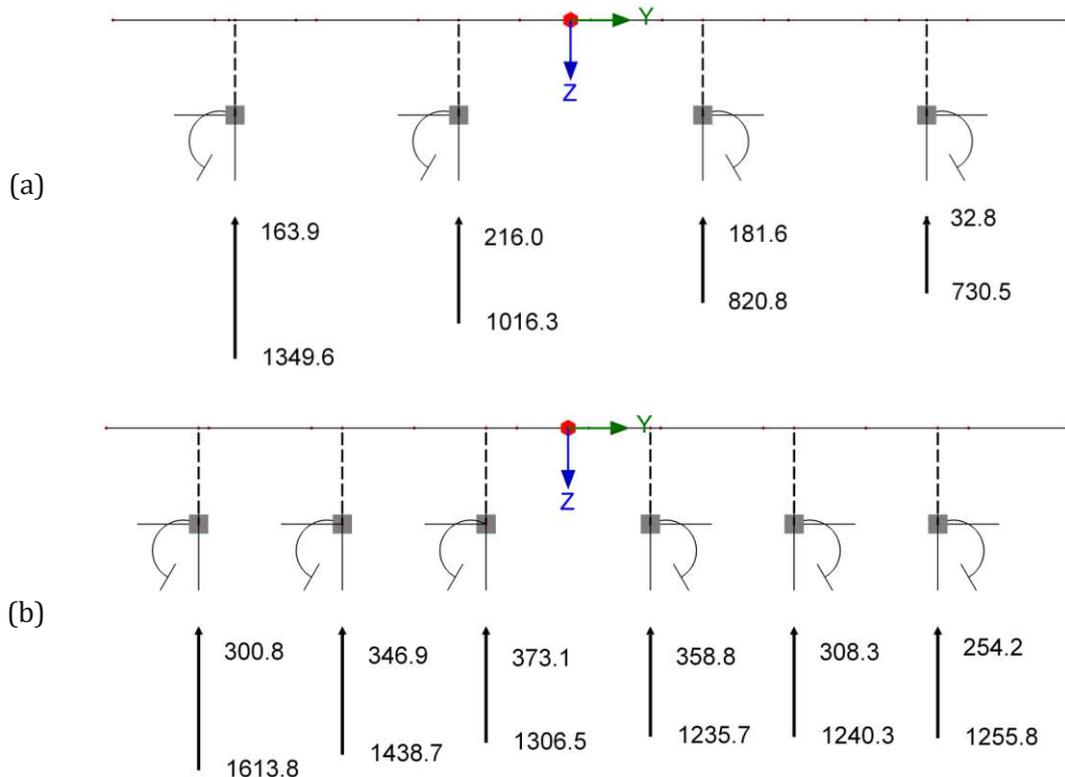


Abb. 34: Schnittgrößen Tragwerk Süd +0,1 – Stab 8 (Kräfte in kN/m, Momente in kNm/m)

### 3.8.2 Vertikale Auflagerkräfte

Aufgrund der Plattenmodellierung und der betrachteten Exzentrizitäten ergibt sich, dass die äußersten und innersten Streifen (und damit Auflager) der jeweiligen Tragwerke maximal belastet werden. Exemplarisch ist in **Abb. 35** die größte auftretende Auflagerkraft in Z-Richtung eingefügt. Diese ergibt sich aus der EC-Lastkombination, TW Nord +0,1: für die Achse A (**Abb. 35a**) und die Achse C (**Abb. 35b**). Es werden die Maximal- und Minimalwerte an jedem Einzelaufleger entlang der Auflagerachse mit Blickrichtung in X-Achse dargestellt. Mit drei der in der Abbildung ersichtlichen Auflagerkräfte wird in **Kap. 4.4** der Nachweis der Druckstrebe geführt. Eine vollständige Auflistung aller relevanten vertikalen Auflagerkräfte findet sich im **Anhang A**.



**Abb. 35:** Höchste vertikale Auflagerkraft aus TW Nord +0,1: (a) an einer Randauflagerachse, (b) an einer Mittelauflagerachse (Blickrichtung X-Achse, Kräfte in kN)

## 4 Querkraftnachweis

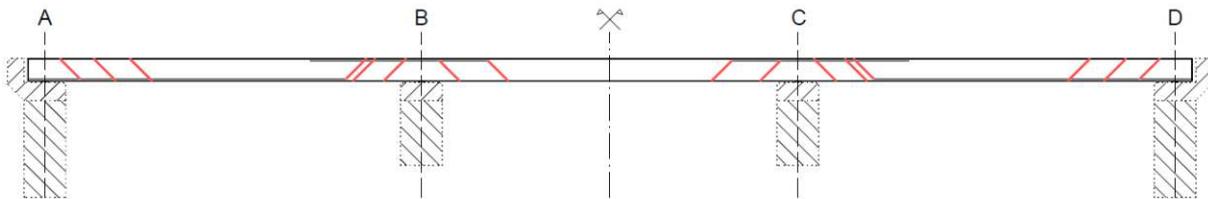
### 4.1 Modellierung der Widerstandsseite

#### 4.1.1 Allgemeines

Der Ablauf der Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbrücken nach ÖNORM B 4008-2 ist in vier Stufen unterteilt (B4008: 4.6.2, siehe **Kap. 1.1**). Im Zuge dieser Arbeit wird die 1. und 2. Stufe untersucht. Im Stufe-1-Nachweisformat erfolgt die Berechnung der Einwirkungen und Widerstände nach letztgültigem Normenstand für den Brückenbau, gemäß den Eurocode-Normen (B4008: 5.1). Können die Nachweise nicht erfüllt werden, dann dürfen im Stufe-2-Nachweisformat alternative Berechnungsgrundlagen angewendet werden (B4008: 5.2.1). Diese sind einerseits angepasste Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für die Ermittlung des Bemessungswertes der Querkraft  $V_{Ed}$  (B4008: 4.6.1.3, 5.2.2 und 5.2.3.1) und andererseits ein zu den Gegebenheiten der Brücke geeigneteres Bemessungsmodell, zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes  $V_{Rd}$  (B4008: 4.6.1.2 und 5.2.4). Zu beachten gilt, dass die 2. Stufe weiterhin den aktuellen Normenstand beinhaltet, jedoch die erwähnten Abweichungen zu Stufe 1 zulässig sind, weil es sich um ein bereits in Betrieb befindliches Bauwerk handelt.

Nachdem die Einwirkungsgrößen in **Kap. 3** bestimmt wurden, wird nun die Widerstandsfähigkeit des Tragwerks ermittelt. Gesucht wird die aufnehmbare Querkraft, aufgrund der auf Schnittgrößenebene geführten Nachweise ( $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ ). Für die Widerstandsseite werden dazu die vorhandenen Bewehrungen und die potenziellen Verläufe der Schubrisse grafisch konstruiert und anhand dessen wird die Ermittlung des Querkraftwiderstandes (mit den jeweiligen Querkraftmodellen) durchgeführt.

#### 4.1.2 Bewehrungsführung / Aufbiegungen



**Abb. 36:** Verteilung der Aufbiegungen (rot) in Längsrichtung - Schema

Bei der eingebauten Bewehrung handelt es sich um einen Betonstahl mit gerippter Oberfläche (*Rippentorstahl IV*, siehe **Kap. 3.1.5**). Die Bewehrungsstäbe der Hauptbewehrung (*Pos1 – 11* in **Anhang A**) sind gleichmäßig über den Plattenquerschnitt verteilt und liegen parallel zur X-Achse, gegebenenfalls abschnittsweise aufgebogen (einachsige gespannte Platte). Die Wirkung der Verteilereisen (Querbewehrung: *Pos12 – 26*, siehe **Anhang A**) wurde nicht berücksichtigt, denn die querliegenden Bewehrungsstäbe haben nicht genügend Übergreifungslänge an den Plattenrändern, um gemäß den Vorschriften zur Ausführung einer Querkraftbewehrung nach EC2-1-1: 8 und 9.3 als Teil einer Bügelbewehrung gelten zu dürfen.

Anders als bei den Schnittgrößen, hat die Schiefe der Brücke im Grundriss keinen Einfluss auf den Verlauf der Widerstände in den Streifen, da die Anordnung der Bewehrungsstäbe über die gesamte Breite identisch ist. Die Wirkung unterscheidet sich daher nicht von dem eines rechteckigen Grundrisses. Folglich ist der Querkraftwiderstand in jedem Plattenstreifen gleich groß. Darüber hinaus ist die Längsbewehrung bzw. die Widerstandslinie symmetrisch und die Ermittlung kann sich auf eine Symmetriehälfte beschränken.

Als Grundlage für die Modellierung dienen die Bestandspläne, insbesondere der Bewehrungsplan der Platte (siehe **Anhang A**). Die Lagen der Hauptbewehrungsstäbe wurden in eine Excel-Programmierung eingespielt, womit in weiterer Folge, die für jeden Nachweisschnitt relevanten Bewehrungsgrade bestimmt werden konnten.

Um die Bewehrungsstäbe in den Nachweisschnitten bis zur Fließgrenze belasten zu können, muss eine ausreichende Verankerung sichergestellt sein (B4008: C.3.2.1). Deshalb wird die erforderliche Verankerungslänge der Längsbewehrungen berechnet und diese mit den vorhandenen Längen abgeglichen. Dafür wird als Erstes der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctd}$  gemäß EC2-2: 3.1.6-(102) ermittelt. Der Beiwert zur Berücksichtigung der Langzeitauswirkung auf die Betonzugfestigkeit  $\alpha_{ct}$  beträgt in Österreich 1,0 (EC2-2-NA: 5.1.3.2).

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{1,86}{1,5} = 1,24 \text{ N/mm}^2 \quad (73)$$

Die Bemessungswerte der Verbundfestigkeit für Rippenstäbe bei mäßigem und gutem Verbund betragen (EC2-1-1: 8.4.2-(2)):

$$\begin{aligned} f_{bd,m\ddot{a}ssig} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,24 = 1,95 \text{ N/mm}^2 \\ f_{bd,gut} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,24 = 2,79 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (74)$$

Der Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen  $\eta_1$  beträgt bei mäßigem Verbund 0,7 und bei gutem Verbund 1,0. Es wurde angenommen, dass auf der Oberseite der Platte konstant mäßige und auf der Unterseite konstant gute Verbundbedingungen vorliegen. Bei Bewehrungsstabdurchmessern  $\leq 32 \text{ mm}$  ist  $\eta_2 = 1,0$  zu wählen.

Für den Betonstahl errechnet sich der Bemessungswert der Fließgrenze zu (charakteristische Fließgrenze  $f_{yk}$  und Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  gemäß **Tab. 2**):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 \quad (75)$$

Die Stahlspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $\sigma_{sd}$  wird gleich dem Bemessungswert der Fließgrenze gesetzt und wirkt ab dem Erreichen der erforderlichen Verankerungslänge im Bewehrungsstab.

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2 \quad (76)$$

Damit ergibt sich der Grundwert der Verankerungslänge jeweils für beide Verbundqualitäten (EC2-1-1: 8.4.3-(2)):

$$\begin{aligned} l_{b,rqd,m\ddot{a}ssig} &= \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd,m\ddot{a}ssig}} = \frac{30}{4} \cdot \frac{434,78}{1,95} = 1672 \text{ mm} = 1,67 \text{ m} \\ l_{b,rqd,gut} &= \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd,gut}} = \frac{30}{4} \cdot \frac{434,78}{2,79} = 1169 \text{ mm} = 1,17 \text{ m} \end{aligned} \quad (77)$$

Schließlich lässt sich der Bemessungswert der Verankerungslänge ermitteln (EC2-1-1: 8.4.4-(1)):

$$\begin{aligned} l_{b,erf,m\ddot{a}ssig} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,m\ddot{a}ssig} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,67 = 1,67 \text{ m} \\ l_{b,erf,gut} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd,gut} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,17 = 1,17 \text{ m} \end{aligned} \quad (78)$$

Die Berechnung wurde auf der sicheren Seite geführt, weshalb alle  $\alpha_i$ -Werte mit 1,0 gewählt wurden. Die Untergrenze  $l_{b,min}$  ist eingehalten.

Für den Fall, dass die im untersuchten Schubriss gekreuzten Bewehrungsstäbe die erforderliche Verankerungslänge  $l_{b,erf}$  noch nicht erreicht haben, kann für einzelne Bewehrungsstab-

positionen eine reduzierte aufnehmbare Stahlspannung – entsprechend der vorhandenen Verankerungslänge  $l_{b,eff}$  – angenommen werden (B4008: C.3.2.1):

$$\sigma_{sd,i} = \frac{l_{b,eff}}{l_{b,erf}} \cdot f_{yd,i} \leq f_{yd,i} \quad (79)$$

Sämtliche aufgebogene Bewehrungsstababschnitte erreichen bis zum jeweiligen 1. NW-Schnitt die erforderliche Verankerungslänge ( $l_{b,eff} \geq l_{b,erf}$ ). Daher kann der Stahl in allen aufgebo- genen Stababschnitten (Aufbiegungen) vollständig bis zur Fließgrenze  $f_{yd}$  belastet werden. Bei geraden Bewehrungsstababschnitten, die als Biegezugbewehrung fungieren (Längsbewehrung), wird auf die Möglichkeit der prozentuellen Reduktion der Stahlspannung gemäß **Gl. (79)** ver- zichtet. Bei Nicht-Erfüllung der notwendigen Verankerungslänge  $l_{b,erf}$  ist die Spannung gleich Null ( $\sigma_{sd} = 0$ ), bei Erfüllung wirkt die volle Stahlspannung ( $\sigma_{sd} = f_{yd}$ ). Diese Unterscheidung ist wesentlich für den Längsbewehrungsgehalt  $\rho_{sl}$  bei der Berechnung des Querkraftwiderstandes  $V_{Rd,c}$ .

**Tab. 14** listet die Eigenschaften aller Hauptbewehrungsstäbe auf. Es wird angenommen, dass die Mindestbiegeradien gemäß EC2-1-1: 8.3 eingehalten sind (B4008: C.3.2.1). Die Werte der leeren Zellen sind für die Berechnung im vorliegenden Fall nicht relevant. Die unterstrichenen Positionsnummern kennzeichnen Bewehrungsstäbe mit einer Aufbiegung. Die Werte der Zeile  $l_{b,eff}$  geben die Länge zwischen Bewehrungsstabanfang/-ende bis zum Beginn seines aufgebo- genen Abschnittes an (siehe **Abb. 8** und vgl. Bewehrungspläne im **Anhang A**).

**Tab. 14:** Hauptbewehrungsstäbe

Position	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	4	<u>5</u>	<u>6</u>	<u>7</u>	8	<u>9</u>	10	<u>11</u>
Stab-Ø [mm]	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30	Ø 30
Anzahl pro TW	18	30	18	38	28	20	19	19	14	10	18
$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	27,07	45,12	27,07	57,15	42,11	30,08	28,58	28,58	21,06	15,04	27,07
$l_{b,eff}$ [m]	3,92	2,03	4,85	–	2,53	4,45	4,96	–	2,00	–	2,03
$l_{b,erf,m\ddot{a}ssig}$ [m]	1,67										
$l_{b,erf,gut}$ [m]	1,17										

Die einzelnen Positionen sind in den **Abb. 41** bis **Abb. 43** farblich gekennzeichnet. Zu sehen ist unter anderem ein allgemeiner Überblick über die Bewehrungsführung. Gut zu erkennen ist, welche der Positionen an den jeweiligen Feldenden aufgebogen sind (alle im Winkel von 45° zur Plattenschwerachse). Für detaillierte Maße der Bewehrungsstäbe wird diesbezüglich auf den Bewehrungsplan verwiesen (**Anhang A**).

#### 4.1.3 Ermittlung der Eingangsparameter zur Rissbestimmung nach dem PSC-Modell

Die Verläufe der potenziellen Schubrisse im Längsschnitt des Tragwerks hängen im Wesen- tlichen von zwei Parametern ab. Einerseits ist das der allgemeingültige idealisierte Risswinkel  $\beta_{cr}$ , welcher entweder 36° (CS im querkraftbewehrten Bereich) oder 45° (CS im nicht- querkraftbewehrten Bereich) betragen kann. Andererseits ist es die tragwerksspezifische statische Nutzhöhe  $d$ , welche den Risslinienverlauf maßgeblich beeinflusst.

Um die Schubrissverläufe am Tragwerk korrekt konstruieren zu können, gilt es zu beachten, auf welcher Seite der Platte sich die Zugzone befindet. An den Randauflagern A+D liegt sie auf der Unterseite, an den Mittelaufleger B+C auf der Oberseite der Tragwerksplatte. Dementsprechend gibt es, von der Oberseite aus betrachtet, zwei mögliche Punkte im Nachweisschnitt (A–A), von denen aus sich der Riss diagonal in Richtung des nächstgelegenen Auflagers ausbreitet (Abstand vom oberen Plattenrand entweder  $d_1$  oder Länge  $r$ , siehe **Abb. 8** und vgl. **Abb. 41** bis **Abb. 43**). In diesem Zusammenhang ist in den Nachweisen zu beachten, dass die passende Längsbewehrung angesetzt wird. Im vorliegenden Fall beträgt der Abstand der mittleren Lageebene der Längsbewehrungsstäbe zum Plattenrand der jeweiligen Zugzone (inkl. 5 mm Abzug der Betondeckung, siehe **Kap. 3.1.6**):

$$d_1 = \frac{0,03 + 0,10}{2} = 0,065 \text{ m} \quad (80)$$

Aufgrund der gewählten Plattenquerschnittshöhe von  $h = 0,89 \text{ m}$  ergibt sich die statische Nutzhöhe zu:

$$d = h - d_1 = 0,89 - 0,065 = 0,825 \text{ m} \quad (81)$$

Es gäbe eine zweite Möglichkeit zur Berechnung von  $d_1$  indem die Verteilung der im NW-Schnitt vorhanden Stahlflächen zwischen den einzelnen Lageebenen mitberücksichtigt wird (geometrische Schwerlinie).

$$d_1 = \frac{\sum A_{sl,1} \cdot 0,03 + \sum A_{sl,2} \cdot 0,10}{\sum A_{sl,1} + \sum A_{sl,2}} \quad (82)$$

Falls erforderlich, könnte eine rechnerische Erhöhung der statischen Nutzhöhe  $d$  durch die alternative Ermittlung von  $d_1$  erreicht werden. Auf die Berechnungsmethode nach **Gl. (82)** wird im ersten Iterationsschritt verzichtet. Sollte es in einem Abschnitt der Platte zu knappen Überschreitungen der Nachweisgrenze kommen, kann die resultierende Lageebene der Zuglängsbewehrungen  $d_1$  in einem zweiten Iterationsschritt genauer bestimmt werden ( $d_1$  wäre in dem Fall kleiner als nach der Berechnungsmethode der mittleren Lageebene).

Mit der statischen Nutzhöhe lässt sich der Hebelarm der inneren Kräfte bestimmen. Er beträgt vereinfacht (B4008: C.3.2.1):

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,825 = 0,743 \text{ m} \quad (83)$$

Auch hier könnte eine genauere Ermittlung des inneren Hebelarms zu einer größeren Risslänge  $l_{cr}$  führen, und damit zu einem günstigeren Verlauf des Querkraftwiderstandes.

Der auch als Rissebene bezeichnete schräge Abschnitt des Schubrisses ist im Winkel  $\beta_{cr}$  zur Plattenschwerachse geneigt. Die Ausbreitung kann mittels der Abmessungen in X- und in Z-Richtung angegeben werden (siehe **Abb. 8**). Die vom Risswinkel unabhängige vertikale Rissebenenlänge beträgt (B4008: C.3.2.1):

$$h_{cr} = 0,8 \cdot z = 0,8 \cdot 0,743 = 0,594 \text{ m} \quad (84)$$

Die horizontale Rissebenenlänge besitzt in Abhängigkeit des Risswinkels folgende Maße:

$$\begin{aligned} l_{cr,36} &= h_{cr} \cdot \cot(\beta_{cr}) = 0,594 \cdot \cot(36) = 0,818 \text{ m} \\ l_{cr,45} &= h_{cr} \cdot \cot(\beta_{cr}) = 0,594 \cdot \cot(45) = 0,594 \text{ m} \end{aligned} \quad (85)$$

Der Risswinkel beträgt im Normalfall  $45^\circ$ . Wird in einem Nachweisschnitt (A–A) eine gerippte Aufbiegung geschnitten, darf die Neigung bei Anwendung des PSC-Modells auf  $36^\circ$  reduziert werden (B4008: C.3.2.1; vgl. **Abb. 9**). Die zuvor ermittelten Werte für  $d_1$ ,  $d$ ,  $z$  und  $h_{cr}$  sind entlang des Tragwerks konstant und gelten damit für alle NW-Schnitte.

## 4.2 Nachrechnung Stufe 1: Querkraftwiderstand nach Eurocode 2

### 4.2.1 Allgemeines

Für die Bewertung der Tragfähigkeit nach Stufe 1 werden die Nachweise gemäß dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept geführt. Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkung wurden die charakteristischen Lasten aus EC1 mit den Regeln des EC0 kombiniert (**Kap. 3.7.2**) und die Schnittgrößenverläufe für jeden Plattenstreifen ausgewertet (**Kap. 3.8.1**).

Im Tragwerk sind keine Bügelbewehrungen eingebaut. Um die Aufbiegungen für die Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach Fachwerkmodell des EC2 rechnerisch erfassen zu dürfen (vgl. EC2-1-1: 6.2.3 und EC2-2: 6.2.3), müssen die zulässigen Abstände zwischen den Aufbiegereihen eingehalten sein (siehe **Kap. 2.3.2**). Der maximale Längsabstand  $s_{b,max}$  für aufgebogene Bewehrungsstäbe darf nicht höher als die statische Nutzhöhe  $d$  betragen (EC2-1-1: 9.3.2-(4)). Bis auf eine Ausnahme ist dies nirgends der Fall. Einzig im Randfeld am Mittelaufleger liegen die Aufbiegungen der  $Pos1$  und  $Pos6$  ausreichend nah beieinander, um in diesem Abschnitt die Berechnung mittels Fachwerkmodell durchführen zu können (siehe **Abb. 43**). Die Querkraftbewehrung darf allerdings an den Mittelauflagerachsen gemäß EC2-1-1: 9.3.2-(3) nicht ausschließlich aus aufgebogenen Bewehrungsstäben bestehen (siehe **Kap. 4.4**). Aus diesem Grund kann das Fachwerkmodell für die Ermittlung des Querkraftwiderstandes nicht zur Anwendung kommen. Die Berechnung des Widerstandes für das Betonplattentragwerk erfolgt daher nach EC2-2: 6.2.2 für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung (siehe **Kap. 2.3.1**).

Von der Definition des Kontrollschnittes (A–A) gemäß EC2-2: 6.2.2, Bild 6.3 wird geringfügig abgewichen. Anders als dort abgebildet, wird die idealisierte Rissebene gemäß den Erläuterungen des **Kap. 4.1.3** angesetzt. Dabei gilt am gesamten Tragwerk der Rissneigungswinkel von  $\beta_{cr} = 45^\circ$ . Anhand des Schnittpunktes der Rissebene mit der Zuglängsbewehrung kann der zu berücksichtigende Längsbewehrungsgrad angegeben werden. Diese Vorgangsweise führt ebenfalls dazu, dass der 1. NW-Schnitt nicht im Abstand  $d$  (EC2-1-1: 6.2.1-(8)), sondern im Abstand  $l_{cr,45}$  vom Auflagerrand erfolgt.

### 4.2.2 Exemplarische Nachweisführung in einem Kontrollschnitt (Eurocode-Modell)

Die exemplarische Nachweisführung erfolgt im Kontrollschnitt (A–A) an der Stelle  $X = 2,05 \text{ m}$ , für einen 1 m breiten Plattenstreifen ( $b_w = 1 \text{ m}$ ).

Zu Beginn wird geprüft, welche Bewehrungsquerschnittsfläche in Rechnung gestellt werden kann. Die Gesamtfläche der Längsbewehrungsstäbe, welche in der Risslinie geschnitten werden ( $\beta_{cr} = 45^\circ$ ), beträgt:

$$\sum A_{sl} = A_{s,Pos3} + A_{s,Pos6} = 27,07 + 30,08 = 57,15 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (86)$$

Der Längsbewehrungsgrad  $\rho_{sl}$  darf dabei nicht über 2% liegen.

$$\rho_{sl} = \frac{\sum A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{57,15}{100 \cdot 82,5} = 0,007/\text{m} \quad (87)$$

Der Maßstabsfaktor  $k$  ist anhand der statischen Nutzhöhe  $d$  zu ermitteln und beträgt:

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d_{[mm]}} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left( \frac{200}{825} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,492 \leq 2 \quad (88)$$

Infolge einer Belastung der Platte in Normalenrichtung kommt es entweder zur Reduktion oder zur Steigerung des Querkraftwiderstandes. Da der ungünstigere Fall eines gesenkten Widerstandes gesucht wird, ist der Bemessungswert der Zugnormalkraft  $N_{Ed}$  des entsprechenden Kontrollschnittes zu wählen. Zu beachten gilt hier die umgekehrte Vorzeichenkonvention der

Normalkraft, welche den Querkraftwiderstand beeinflusst. Die in diesem Fall widerstandsmindernde Normalspannung aus zusätzlicher Normalkraftbelastung beträgt (*Stab 1 Nord +0,1; EC-Last*):

$$\sigma_{cp} = \frac{-(N_{Ed,Zug,x=2.05})}{b_w \cdot h} = \frac{-(43,3)}{1 \cdot 0,89 \cdot 1000} = -0,049 \frac{N}{mm^2}/m \quad (89)$$

Da keine Bügelbewehrungen vorhanden sind und die Aufbiegungen nicht berücksichtigt werden dürfen, ist der Querkraftwiderstand für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zu berechnen. Die dafür noch fehlenden Werte für den landesspezifischen Beiwert  $C_{Rk,c}$  und den Faktor zur Berücksichtigung einer Normalkraft  $k_1$  sind ebenfalls in EC2-2: 6.2.2 angeführt. Die Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  und der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  sind **Tab. 2** zu entnehmen. Daraus folgt der Widerstand im Kontrollschnitt zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \max \left\{ \left[ \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{sl} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \right. \\ &\quad \left. \left( 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \right. \\ &= \max \left\{ \left[ \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,492 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 26,4)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot (-0,049) \right] \cdot 1 \cdot 0,825 \cdot 1000 = \right. \\ &\quad \left. \left( 0,035 \cdot 1,492^{\frac{3}{2}} \cdot 26,4^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot (-0,049) \right) \cdot 1 \cdot 0,825 \cdot 1000 = \right. \\ &= \max \left\{ \begin{aligned} &= 383,23 \text{ kN/m} \\ &= 264,47 \text{ kN/m} \end{aligned} \right. \\ &\rightarrow V_{Rd,c} = V_{Rd,x=2.05} = 383,2 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (90)$$

In diesem Fall entspricht der Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$  bereits dem gesamten Querkraftwiderstand des Plattenstreifens  $V_{Rd}$ .

Nun ist noch die Einwirkungsseite mit der Widerstandsseite gegenüberzustellen. Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im Kontrollschnitt beträgt (*Stab 1 Nord +0,1; EC-Last*):

$$V_{Ed,x=2.05} = 766,1 \text{ kN/m} \quad (91)$$

Somit lautet der Querkraftnachweis im Schnitt  $X = 2,05 \text{ m}$ :

$$V_{Ed} = 766,1 \text{ kN/m} > 383,2 \text{ kN/m} = V_{Rd} \rightarrow \text{Nachweis nicht erfüllt} \quad (92)$$

Der Ausnutzungsgrad  $\eta$  beträgt hier:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{766,1}{383,2} = 2,00 = 200\% \quad (93)$$

Der Querkraftnachweis nach Stufe 1 mit dem Eurocode-Modell ist somit nicht erfüllt. Die Einwirkung überschreitet den Widerstand bzw. die Nachweisgrenze im untersuchten Kontrollschnitt um das Doppelte. Die Brücke wäre an dieser Stelle nach aktuellem Normenstand des EC2 deshalb nicht tragsicher.

#### 4.2.3 Querkraftdeckungslinien und Ausnutzungsgrade

Der Querkraftwiderstand nach dem Eurocode-Modell und der Stufe-1-Nachweis wurde an jedem Millimeter entlang des Tragwerks ausgewertet (Vorgangsweise gemäß **Kap. 4.2.2**). Die Querkraftdeckung und der Ausnutzungsgrad sind in **Abb. 37** bis **Abb. 40** jeweils für die Nord- und Südseite dargestellt. Zu sehen sind die Verläufe an einem Innen-, Mittel- und Randstreifen.

Im nicht-querkraftbewehrten Feldbereich ist die alternative Widerstandslinie bei etwaigem Zugseitenwechsel mittels hellrot-strichlierter Linie sichtbar (= obere Längsbewehrungslage liegt in der Zugzone). Die durchgezogene rote Linie stellt den Widerstand mit der unteren Lageebene der Längsbewehrung dar (= Zugzone auf der Unterseite). Die Stelle des möglichen Zugseitenwechsels ist anhand der Biegemomentenlinien  $M_y$  aus **Kap. 3.8.1** abzuleiten.

Es ist ersichtlich, dass die Nachweise im Stufe-1-Nachweisformat lediglich in den Feldmitten erfüllt sind. In Auflagernähe, wo sich die aufgebogenen Bewehrungsstäbe befinden und die Querkraft üblicherweise am höchsten ist, werden die Nachweisgrenzen stellenweise um den Faktor 3 überschritten.

**Nord**      **Innenstreifen**      **Mittelstreifen**      **Randstreifen**  
 Stab 1 (Nord +0,1)      Stab 4 (Nord 0,0)      Stab 8 (Nord -0,1)

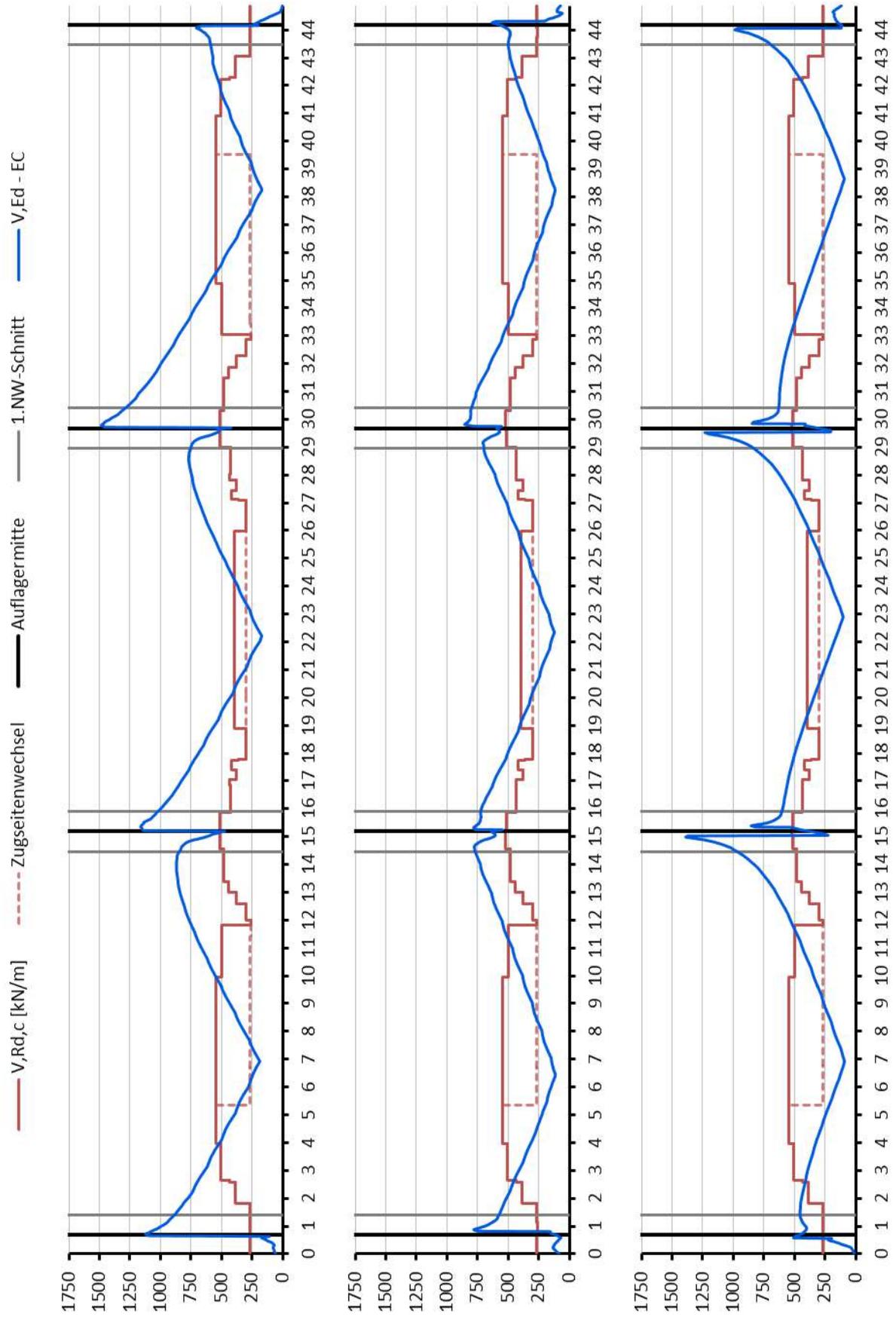
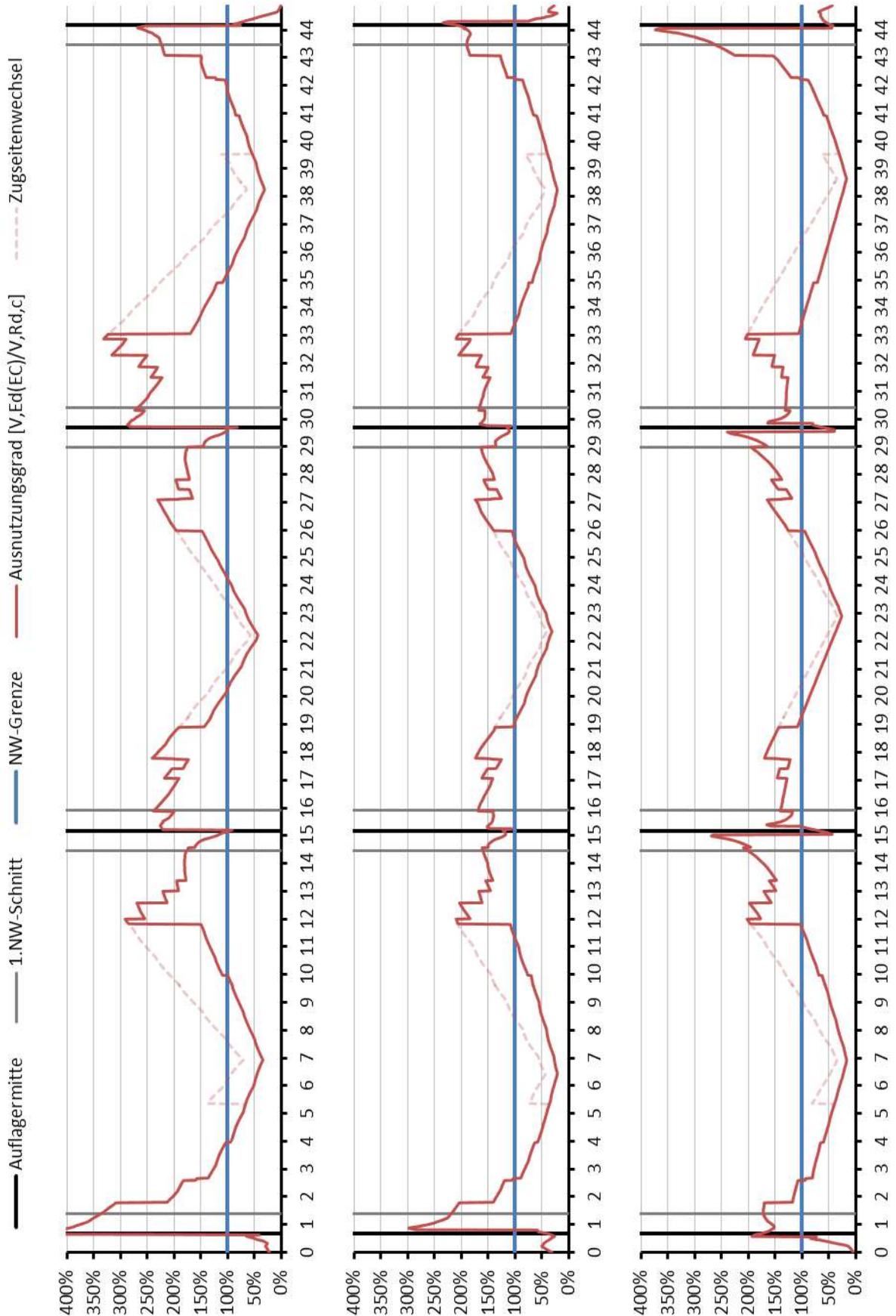


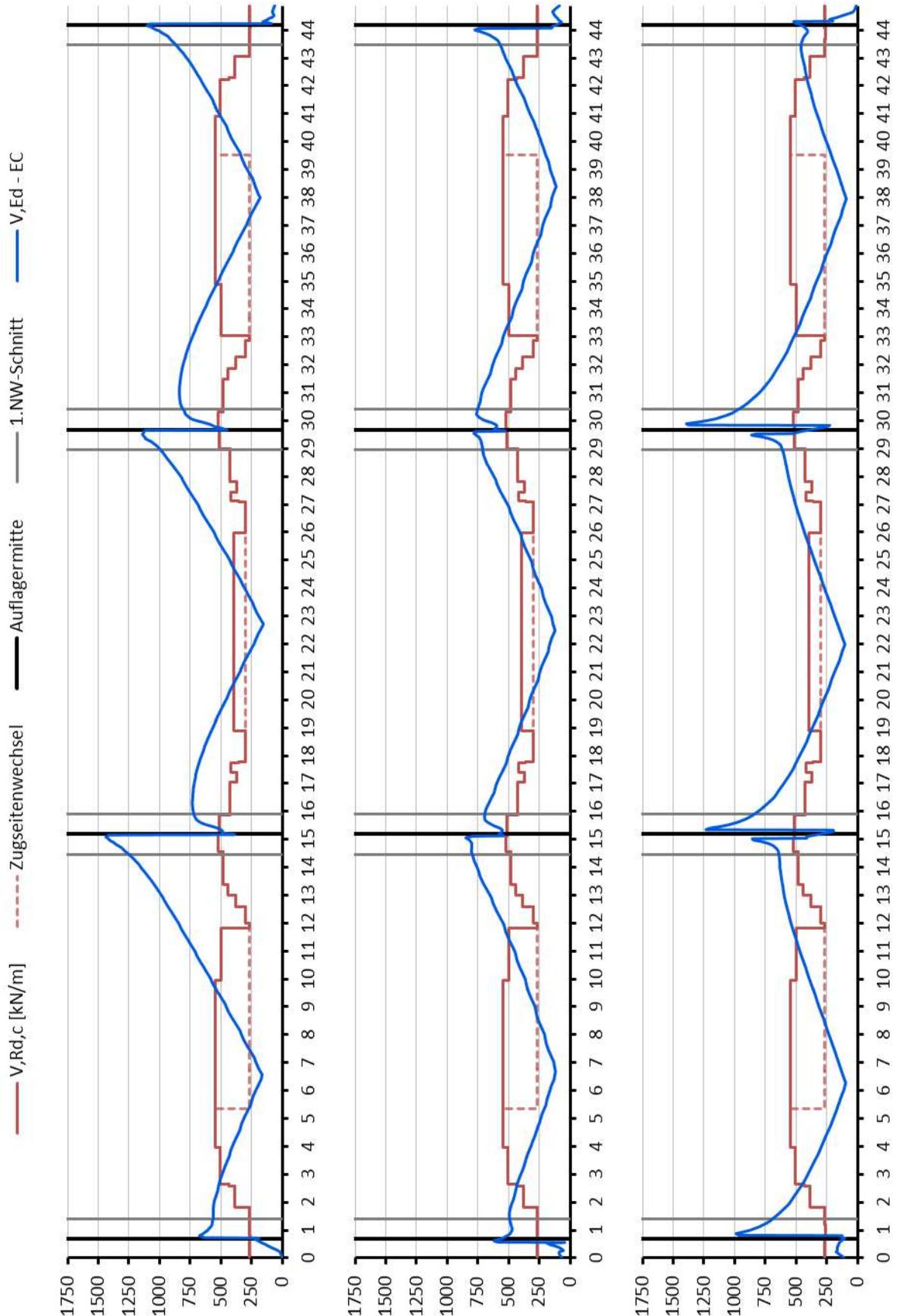
Abb. 37: Querkraftdeckungslinien für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Nord-Tragwerk (Stufe 1)

**Nord**      **Innenstreifen**      **Mittelstreifen**      **Randstreifen**  
 Stab 1 (Nord +0,1)      Stab 4 (Nord 0,0)      Stab 8 (Nord -0,1)

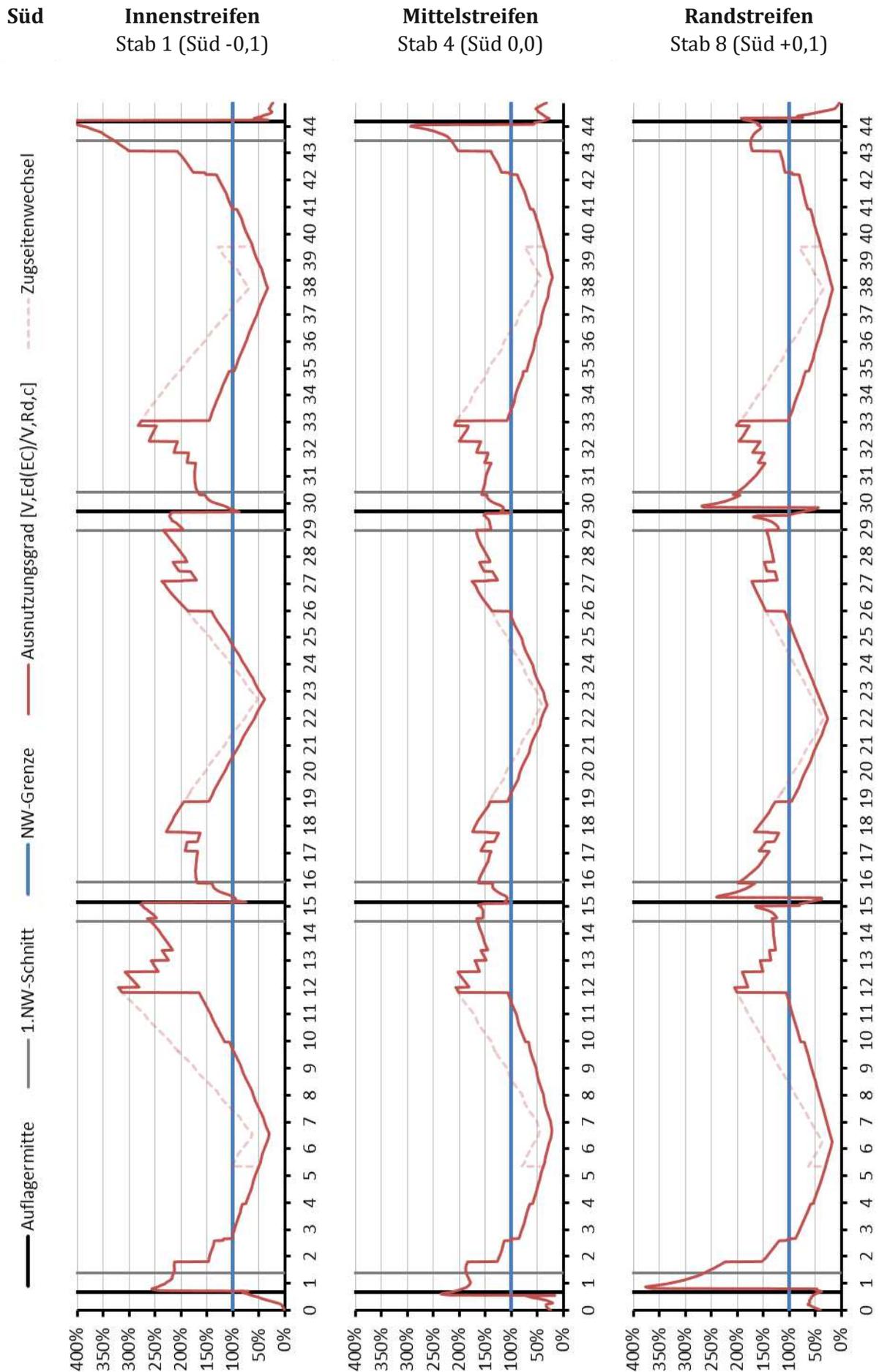


**Abb. 38:** Ausnutzungsgrade für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Nord-Tragwerk (Stufe 1)

**Süd**      **Innenstreifen**      **Mittelstreifen**      **Randstreifen**  
 Stab 1 (Süd -0,1)      Stab 4 (Süd 0,0)      Stab 8 (Süd +0,1)



**Abb. 39:** Querkraftdeckungslinien für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Süd-Tragwerk (Stufe 1)



**Abb. 40:** Ausnutzungsgrade für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Süd-Tragwerk (Stufe 1)

### 4.3 Nachrechnung Stufe 2: Querkraftwiderstand nach PSC-Modell

#### 4.3.1 Allgemeines

Für die Bewertung der Tragfähigkeit nach Stufe 2 werden die Nachweise ebenfalls gemäß dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept geführt. Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkung wurden die charakteristischen Lasten aus EC1 mit den alternativen Regeln der B4008 kombiniert (**Kap. 3.7.2**) und die Schnittgrößenverläufe für jeden Plattenstreifen ausgewertet (**Kap. 3.8.1**).

Die Berechnung des Widerstandes für das Betonplattentragwerk erfolgt gemäß B4008: C.3 nach dem Modell des potenziellen Schubrisses (PSC = potential shear crack, siehe **Kap. 2.4**). Damit kann die lastabtragende Wirkung der Aufbiegungen, zusätzlich zu einem Betontraganteil, berücksichtigt werden. Um die aufgebogenen Bewehrungsstäbe im Riss aktivieren zu können, müssen sie im schrägverlaufenden Rissabschnitt (= Rissebene) gekreuzt werden (**Abb. 8**). Für die Ermittlung des Betontraganteils ohne Querkraftbewehrung bleiben dessen Grundannahmen aus Stufe 1 und die Vorgangsweise nach EC2-2: 6.2.2 gleichermaßen erhalten. Der um einen Interaktionsbeiwert reduzierte Betonwiderstand ergibt gemeinsam mit dem Stahltraganteil der Aufbiegungen den Gesamtquerkraftwiderstand des Tragwerks.

Die Grundbedingungen zur Anwendung des PSC-Modells nach B4008: C.3.1 sind erfüllt (Aufbiegewinkel von 45° und einachsig gespannte Platte). Der Ablauf der Nachweisführung wird in den nachfolgenden **Kap. 4.3.2** und **4.3.3** genauer erläutert.

#### 4.3.2 Exemplarische Nachweisführung in einem Kontrollschnitt (PSC-Modell)

Die exemplarische Nachweisführung erfolgt zu direkten Vergleichszwecken erneut im gleichen Kontrollschnitt (A–A) wie in **Kap. 4.2.2**, an der Stelle  $X = 2,05 \text{ m}$ , für einen 1 m breiten Plattenstreifen ( $b_w = 1 \text{ m}$ ). Die normativ vorgegebenen Werte des EC2-2: 6.2.2 und die Ergebnisse aus **Gl. (86)** bis **(88)** können übernommen werden.

Die Reduktion der Schnittgrößen im Stufe-2-Nachweisverfahren ergibt, aufgrund des veränderten Bemessungswertes der Zugnormalkraft  $N_{Ed}$ , einen leicht erhöhten Querkraftwiderstand des Betons  $V_{Rd,c}$  im Vergleich zum Stufe-1-Verfahren. Somit beträgt die neue widerstandsminimierende Normalspannung aus zusätzlicher Normalkraftbelastung (*Stab 1 Nord +0,1*; B4008-Last):

$$\sigma_{cp} = \frac{-(N_{Ed,Zug,x=2.05})}{b_w \cdot h} = \frac{-(40,6)}{1 \cdot 0,89 \cdot 1000} = -0,046 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} / \text{m} \quad (94)$$

Daraus lässt sich der Querkraftwiderstand des Betontraganteils (ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung) ermitteln zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \max \left\{ \left[ \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{sl} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \right. \\ &\quad \left. \left( 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \right. \\ &= \max \left\{ \left[ \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,492 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 26,4)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot (-0,046) \right] \cdot 1 \cdot 0,825 \cdot 1000 = \right. \\ &\quad \left. \left( 0,035 \cdot 1,492^{\frac{3}{2}} \cdot 26,4^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot (-0,046) \right) \cdot 1 \cdot 0,825 \cdot 1000 = \right. \\ &= \max \left\{ \begin{aligned} &= 383,61 \text{ kN/m} \\ &= 264,85 \text{ kN/m} \end{aligned} \right. \\ &\rightarrow V_{Rd,c} = 383,6 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (95)$$

In diesem Fall ist  $V_{Rd,c}$  nicht mehr der alleinige Widerstand an dieser Stelle, sondern die durch das PSC-Modell ermöglichte Berücksichtigung der Aufbiegungen fügt noch den Querkraftwiderstand der Stahleinlagen  $V_{Rd,s}$  hinzu. Um den Stahlwiderstand berechnen zu können, sind als Erstes die Querschnittsflächen der – im potenziellen Schubriss aktivierten – aufgebogenen Bewehrungsstäbe zu bestimmen (siehe rot-markierten Schubriss in **Abb. 41**). Der Kontrollschnitt (A–A) befindet sich im querkraftbewehrten Bereich, somit bildet sich die Rissebene in einem Winkel von  $\beta_{cr} = 36^\circ$  zur Schwerachse. In der vorliegenden Rissebene wird eine Querkraftbewehrung getroffen. Es handelt sich um die 1. Aufbiegerreihe, bestehend aus *Pos2* und *Pos11*. Damit beträgt die Gesamtfläche der Aufbiegungen im untersuchten Schnitt:

$$\sum A_{bu} = A_{s,Pos2} + A_{s,Pos11} = 45,12 + 27,07 = 72,19 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (96)$$

Der Aufbiegewinkel der Bewehrungsstäbe  $\alpha_{bu}$  beträgt einheitlich  $45^\circ$ . Die Stahlspannung  $\sigma_{sd}$  wird aufgrund der ausreichenden Verankerungslänge mit dem vollen Bemessungswert der Fließgrenze nach **Gl. (76)** angesetzt. Somit errechnet sich der Querkraftwiderstand der Stahleinlagen wie folgt (B4008: C.3.2.1):

$$V_{Rd,s} = \sum A_{bu} \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin(\alpha_{bu}) = \frac{72,19 \cdot 434,78 \cdot \sin(45)}{10} = 2219,4 \text{ kN/m} \quad (97)$$

Der Stahltraganteil kann mit dem Betontraganteil nicht direkt superponiert werden. Die Interaktion der beiden Widerstände wird über ein bestimmtes Verhältnis ermittelt. Da es sich bei der eingebauten Bewehrung um gerippten Torstahl handelt, kann der Interaktionsbeiwert  $k_i$  folgendermaßen berechnet werden (B4008: C.3.2.1):

$$k_i = 1 - 0,125 \cdot \frac{V_{Rd,s}}{V_{Rd,c}} \geq 0,0 \quad (98)$$

$$k_i = 1 - 0,125 \cdot \frac{2219,4}{383,6} = 0,277$$

Der gesamte Querkraftwiderstand des Plattenstreifens  $V_{Rd}$  ergibt sich aus dem größeren Wert der beiden Folgenden (B4008: C.3.2.1):

$$V_{Rd,x=2.05} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} + k_i \cdot V_{Rd,c} \\ V_{Rd,c} \end{array} \right. =$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} 2219,4 + 0,277 \cdot 383,6 \\ 383,6 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 2325,6 \text{ kN/m} \\ 383,6 \text{ kN/m} \end{array} \right. \quad (99)$$

$$\rightarrow V_{Rd,x=2.05} = 2325,6 \text{ kN/m}$$

Nun ist noch die Einwirkungsseite mit der Widerstandsseite gegenüberzustellen. Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im Kontrollschnitt beträgt (*Stab 1 Nord +0,1*; B4008-Last):

$$V_{Ed,x=2.05} = 724,7 \text{ kN/m} \quad (100)$$

Somit lautet der Querkraftnachweis im Schnitt  $X = 2,05 \text{ m}$ :

$$V_{Ed} = 724,7 \text{ kN/m} \leq 2325,6 \text{ kN/m} = V_{Rd} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \quad (101)$$

Der Ausnutzungsgrad  $\eta$  beträgt hier:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{724,7}{2325,6} = 0,31 = 31\% \quad (102)$$

Der Querkraftnachweis nach Stufe 2 mit dem PSC-Modell ist somit im untersuchten Kontrollschnitt erfüllt und die Brücke ist dementsprechend an dieser Stelle tragsicher. Vergleicht man

die Ergebnisse des Schnittes  $X = 2,05 \text{ m}$  von Stufe 1 (**Kap. 4.2.2**) und Stufe 2, so erkennt man, dass die im PSC-Modell ermöglichte Einbeziehung des Stahlwiderstandes der Aufbiegungen, eine positive Nachweisführung zur Folge hat. Der Widerstand ist in diesem Kontrollschnitt, im Vergleich zu Stufe 1, um das 6-fache angestiegen. Anstelle der doppelten Überschreitung des Nachweises, hat hier das Tragwerk eine große Reserve.

### 4.3.3 Detaillierte Nachweisführung nach dem PSC-Modell

In **Abb. 41** bis **Abb. 43** finden sich jene detaillierten Nachweisführungen grafisch dargestellt (inkl. der enthaltenen Parameter), bei denen durch die Bemessung nach dem PSC-Modell, im Vergleich zum Eurocode-Modell, eine veränderte Querkraftwiderstandslinie resultiert. Diese treten in den auflagnahen Bereichen auf, wo eine Querkraftbewehrung in der Rissebene getroffen wird. Da die eingebaute Bewehrung symmetrisch zur Tragwerksmitte verlegt ist (siehe **Abb. 36** und **Anhang A**), lässt sich die detaillierte Berechnung nach PSC-Modell auf drei Bereiche einschränken. Diese sind:

- Randfeld am Randauflager (gilt für:  $A_{rechts}$  und  $D_{links}$ )
- Randfeld am Mittelaflager (gilt für:  $B_{links}$  und  $C_{rechts}$ )
- Mittelfeld am Mittelaflager (gilt für:  $B_{rechts}$  und  $C_{links}$ )

Um die Unterschiede in einem einheitlichen Format vergleichen zu können, wurde in den Abbildungen jeweils die rechte Seite der Auflager auf einer Länge von 5,5 m, ausgehend vom Tragwerksrand bzw. von der Auflagerachse, dargestellt. Aufgrund der Symmetrie gelten die Ergebnisse ebenfalls in den gespiegelten Abschnitten.

Die Nachweisführung für das gesamte Tragwerk erfolgt mit Hilfe einer Excel-Berechnung nach dem in B4008: C.3.2.2 beschriebenen Konzept, des gedanklich entlang des Bauteils verschobenen Schubrisses (vgl. **Abb. 10**). Dabei wird jedem Kontrollschnitt sein potenzieller Riss zugeordnet und anhand dessen die Berechnung gemäß B4008: C.3.2.1 durchgeführt (siehe Rechenweg **Kap. 4.3.2**). Der X-Wert des Kontrollschnittes wird immer für das an der Oberseite der Platte liegende Rissende angegeben. Die Schubrisse verlaufen vom Kontrollschnitt ausgehend immer in Richtung des nächstgelegenen Auflagers. Da angrenzend zu allen Auflagern querkraftbewehrte Bereiche liegen (Rissneigung von  $36^\circ$ ), beginnt der 1. NW-Schnitt für den Feldnachweis überall in einer Entfernung von  $0,125 + 0,818 = 0,943 \text{ m}$  zur Auflagerachse ( $0,125 =$  halbe Elastomerlagerlänge;  $0,818 = l_{cr,36}$ ). Des Weiteren ist auch ein Auflagernachweis anhand der Druckstreben tragfähigkeit zu führen, welcher in **Kap. 4.4** erfolgt.

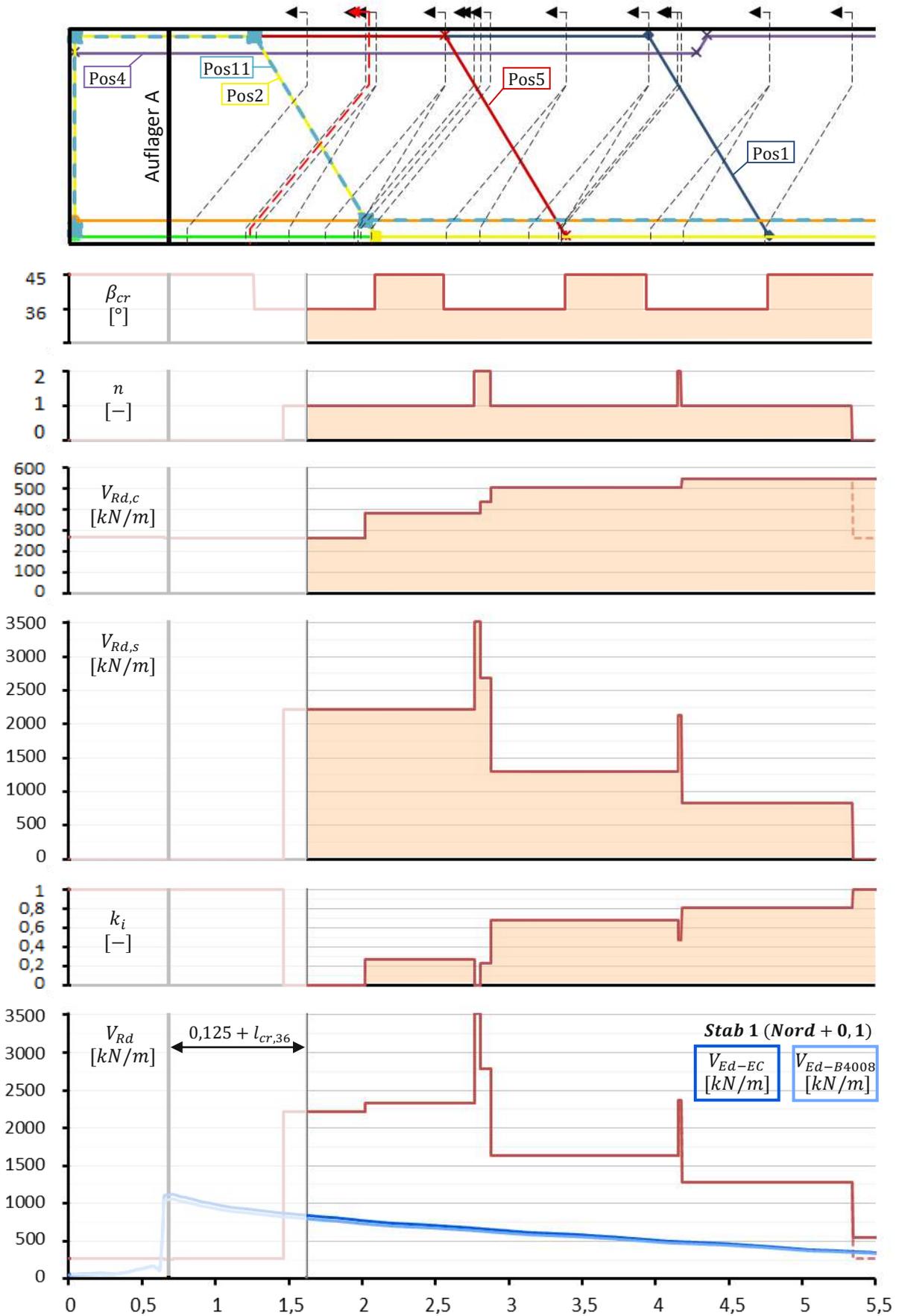


Abb. 41: Querkraftnachweise im Randfeld am Randauflager A (X = 0,00 m bis X = 5,50 m)

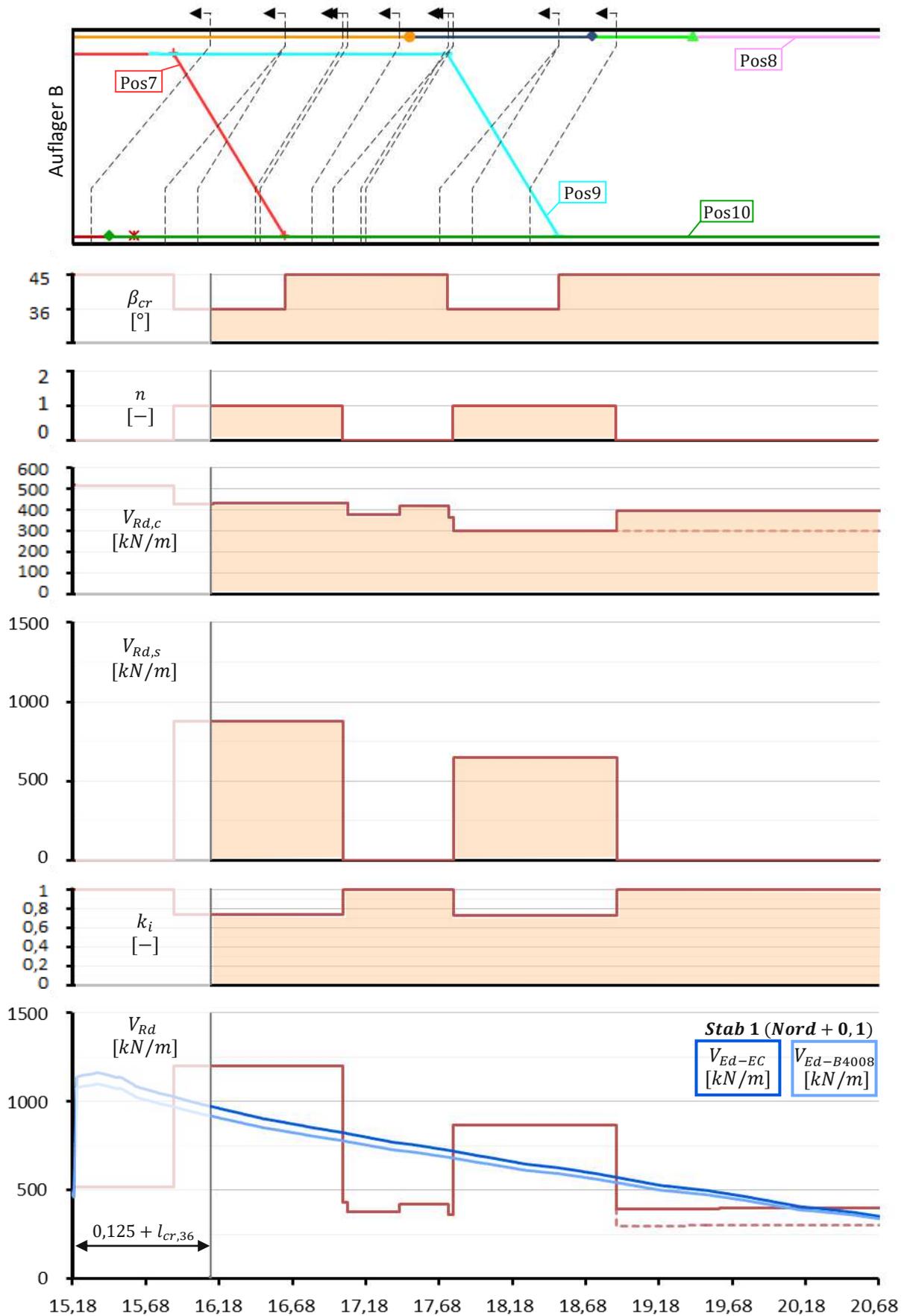


Abb. 42: Querkraftnachweise im Mittelfeld am Mittellauger B (X = 15,18 m bis X = 20,68 m)

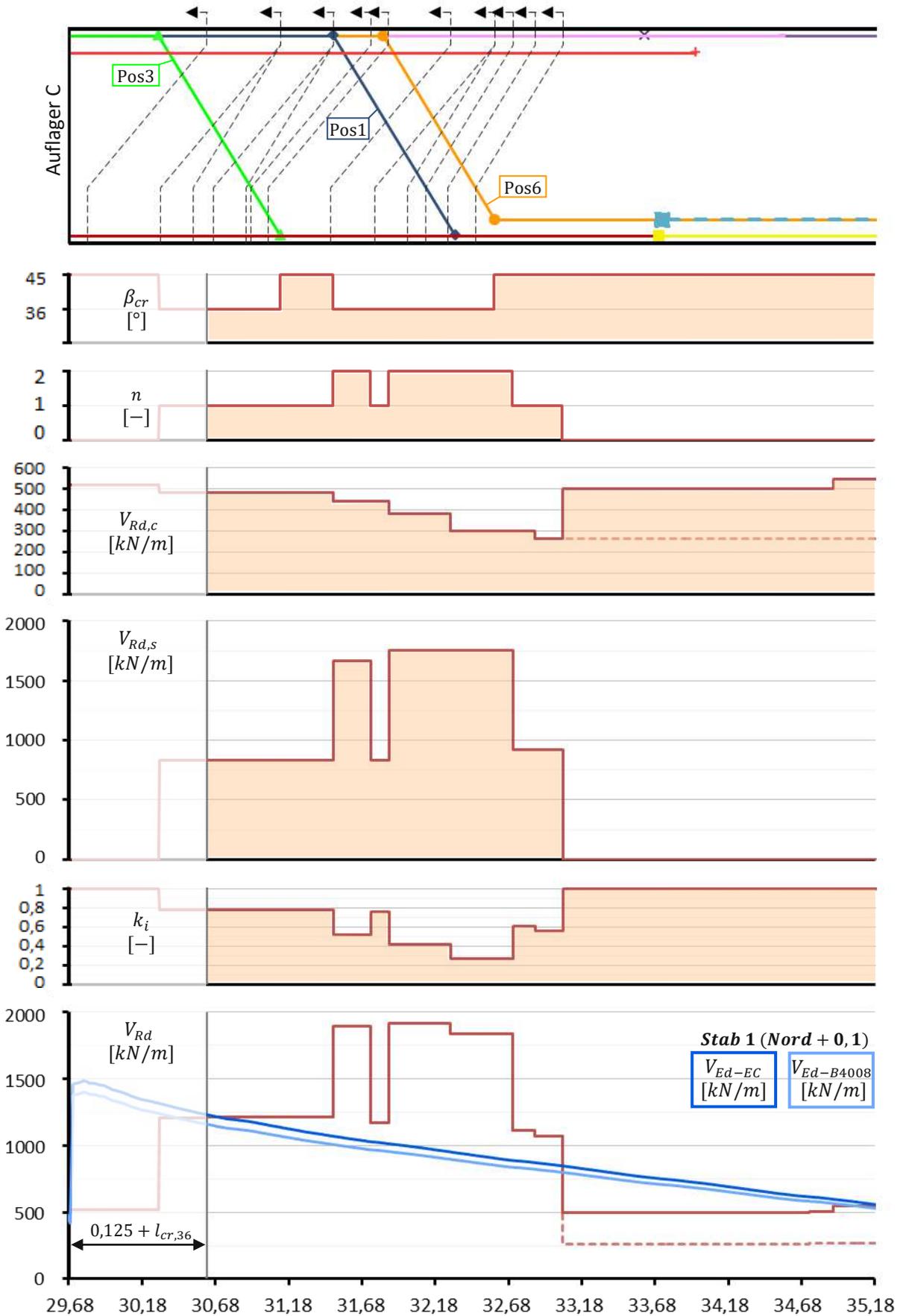


Abb. 43: Querkraftnachweise im Randfeld am Mittellauger C (X = 29,68 m bis X = 35,18 m)

Entlang des Tragwerks sind die wichtigsten Kontrollschnitte (A–A) mit ihren zugehörigen potenziellen Schubrisse dargestellt (grau-strichlierte Linien). Sie zeigen jene Stellen, an denen es zu einem Sprung in der Widerstandslinie kommt. Der Grund dafür ist eine Änderung der im Riss ansetzbaren Bewehrungsquerschnittsfläche, entweder der aufgebogenen Bewehrungsstäbe  $A_{bu}$ , oder der Längsbewehrungsstäbe  $A_{sl}$  (z. B. durch Erfüllung der Verankerungslänge  $l_{b,erf}$ ). Zusätzlich sind die Grenzschnitte zwischen querkräftbewehrten und nicht-querkräftbewehrten Bereichen, mit den Risslinien in beiden möglichen Winkeln ( $36^\circ$  und  $45^\circ$ ), eingezeichnet.

Die Abbildungen beinhalten außerdem die Verläufe der folgenden fünf Parameter, welche in die Ermittlung des Gesamtquerkräftwiderstandes  $V_{Rd}$  eingehen:

- $\beta_{cr}$  Winkel der idealisierten Rissebene zur Schwerachse des Tragwerks
- $n$  Anzahl der gekreuzten Aufbiegereihen in der idealisierten Rissebene
- $V_{Rd,c}$  Querkräftwiderstand des Betontraganteils (wie EC2)
- $V_{Rd,s}$  Querkräftwiderstand des Stahltraganteils
- $k_i$  Interaktionsbeiwert zur Reduktion des Betontraganteils

Damit können die zugrundeliegenden Werte und Zustände für jeden möglichen Schnitt bzw. Riss einzeln nachvollzogen werden. Die  $V_{Rd,c}$ -Linie entspricht dem Querkräftwiderstand nach EC2 gemäß Stufe 1 (siehe **Kap. 4.2**). Beim Vergleich mit der Gesamtlinie  $V_{Rd}$ , ist der Vorteil der Berechnung nach PSC-Modell in den auflagernahen Bereichen deutlich erkennbar.

Die in blau dargestellte einwirkende Querkräft zeigt sowohl den Schnittgrößenverlauf in der B4008-Kombination, als auch – zu Vergleichszwecken – in der EC-Kombination (vgl. **Kap. 3.8.1**). Es fällt auf, dass die abgeminderten Lasten nach Stufe 2 nur unwesentlich geringer sind, als jene nach Eurocode (siehe Erläuterung in **Kap. 5.1**). Einzig im Randfeld am Randauflager (des dargestellten *Stabes 1* in **Abb. 43**) bietet die Lastkombination nach B4008 einen maßgeblichen Vorteil, da bei Ansatz der Lastkombination gemäß Eurocode die Querkräft im 1. NW-Schnitt geringfügig über der Widerstandslinie liegen würde (Stufe-2-Nachweis wird mit B4008 erfüllt).

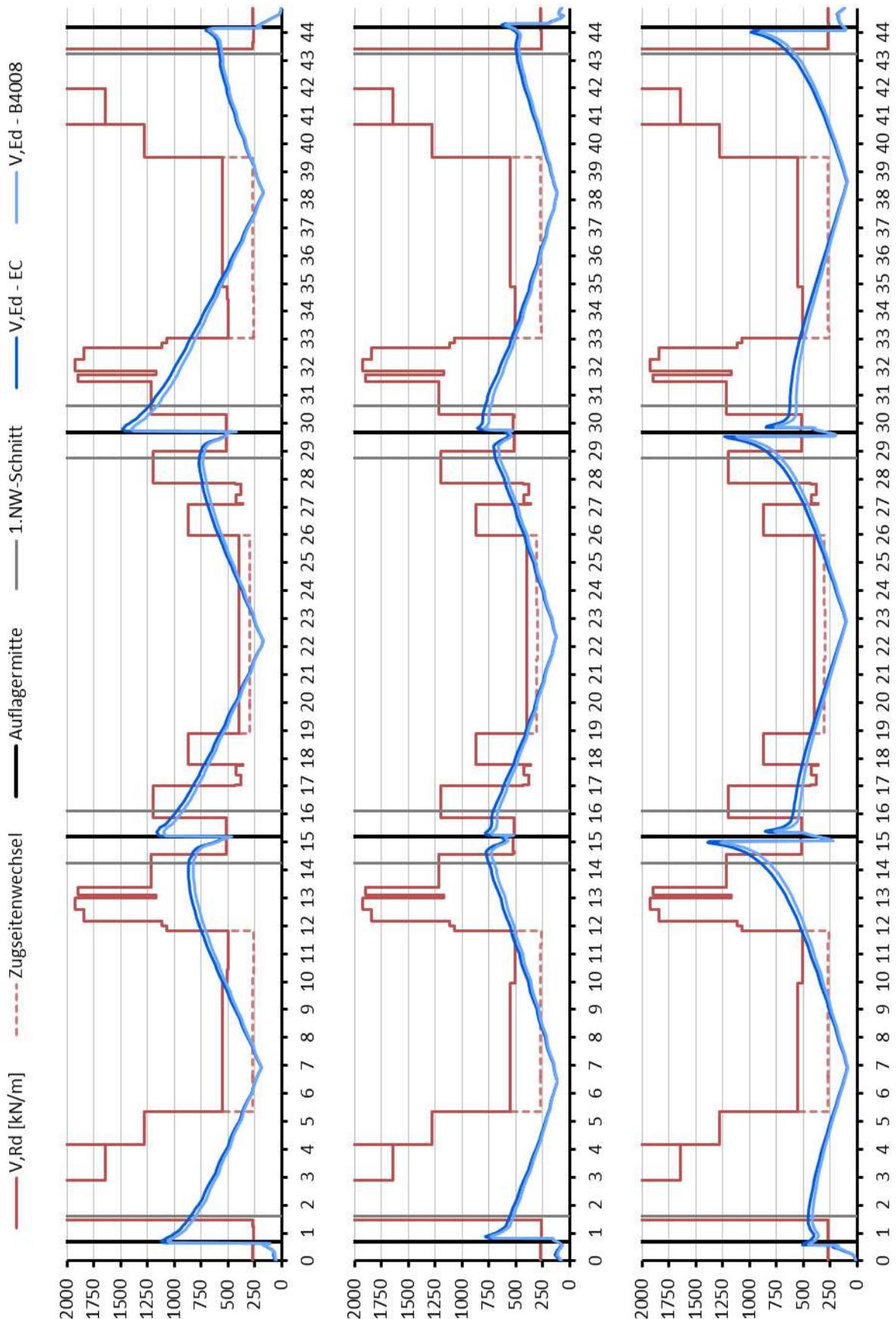
#### 4.3.4 Querkräftdeckungslinien und Ausnutzungsgrade

Der Querkräftwiderstand nach dem PSC-Modell und der Stufe-2-Nachweis wurde an jedem Millimeter entlang des Tragwerks ausgewertet (Vorgangsweise gemäß **Kap. 4.3.2** und **4.3.3**). Die Querkräftdeckung und der Ausnutzungsgrad sind in **Abb. 44** bis **Abb. 47** jeweils für die Nord- und Südseite dargestellt. Zu sehen sind die Verläufe an einem Innen-, Mittel- und Randstreifen. Die genaue Analyse der Ergebnisse erfolgt in **Kap. 5.1**.

In den Darstellungen der Querkräftdeckungslinien sind zu Vergleichszwecken die Einwirkungslinien beider Kombinationsformate enthalten (EC und B4008). Der Ausnutzungsgrad ist gemäß Stufe 2 nur mit dem reduzierten Bemessungswert der Einwirkung  $V_{Ed-B4008}$  ermittelt.

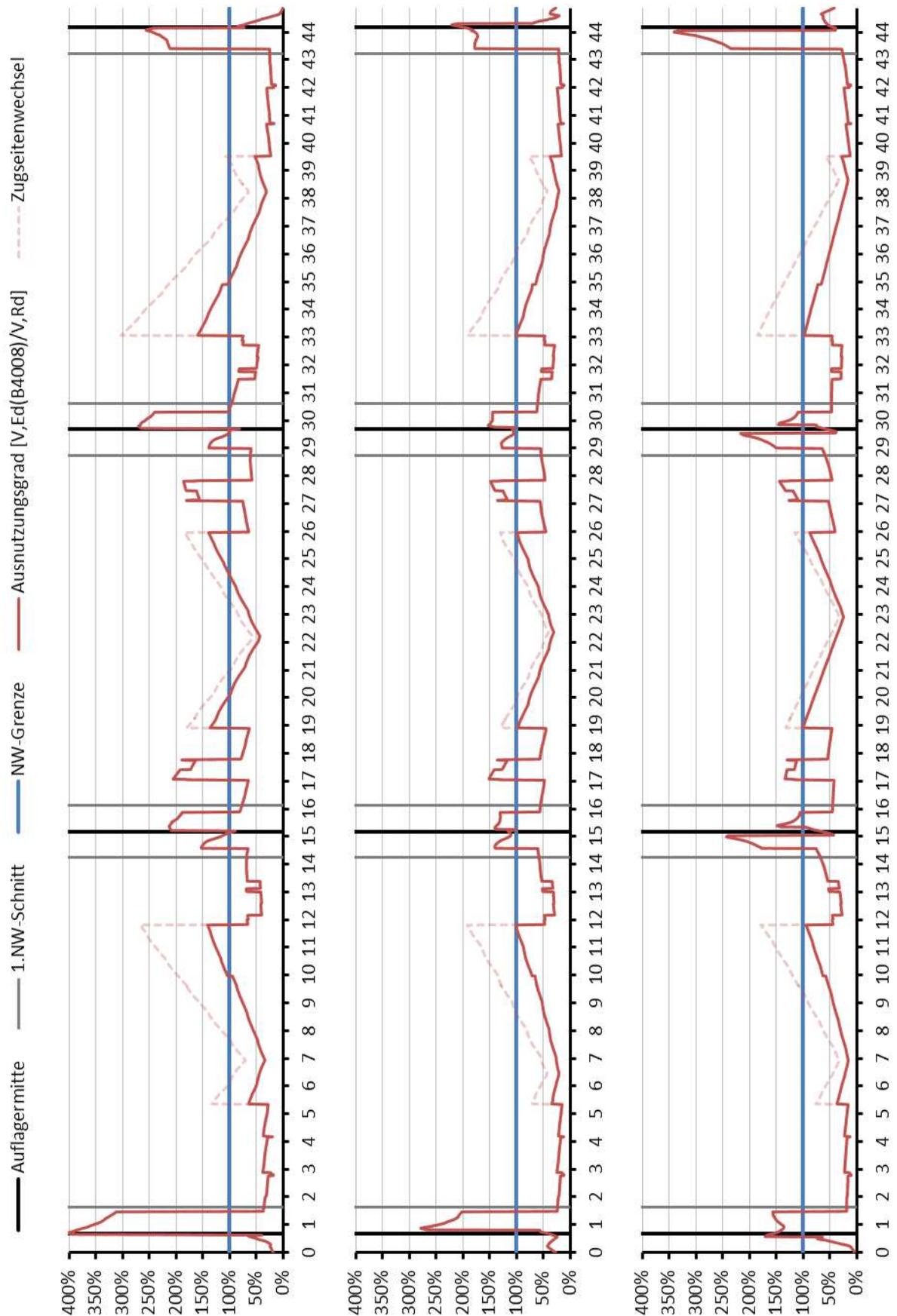
Im nicht-querkräftbewehrten Feldbereich ist die alternative Widerstandslinie bei etwaigem Zugseitenwechsel mittels hellrot-strichlierter Linie sichtbar (= obere Längsbewehrungslage liegt in der Zugzone). Die durchgezogene rote Linie stellt den Widerstand mit der unteren Lageebene der Längsbewehrung dar (= Zugzone auf der Unterseite). Die Stelle des möglichen Zugseitenwechsels ist anhand der Biegemomentenlinien  $M_y$  aus **Kap. 3.8.1** abzuleiten.

**Nord**      **Innenstreifen**      **Mittelstreifen**      **Randstreifen**  
 Stab 1 (Nord +0,1)      Stab 4 (Nord 0,0)      Stab 8 (Nord -0,1)

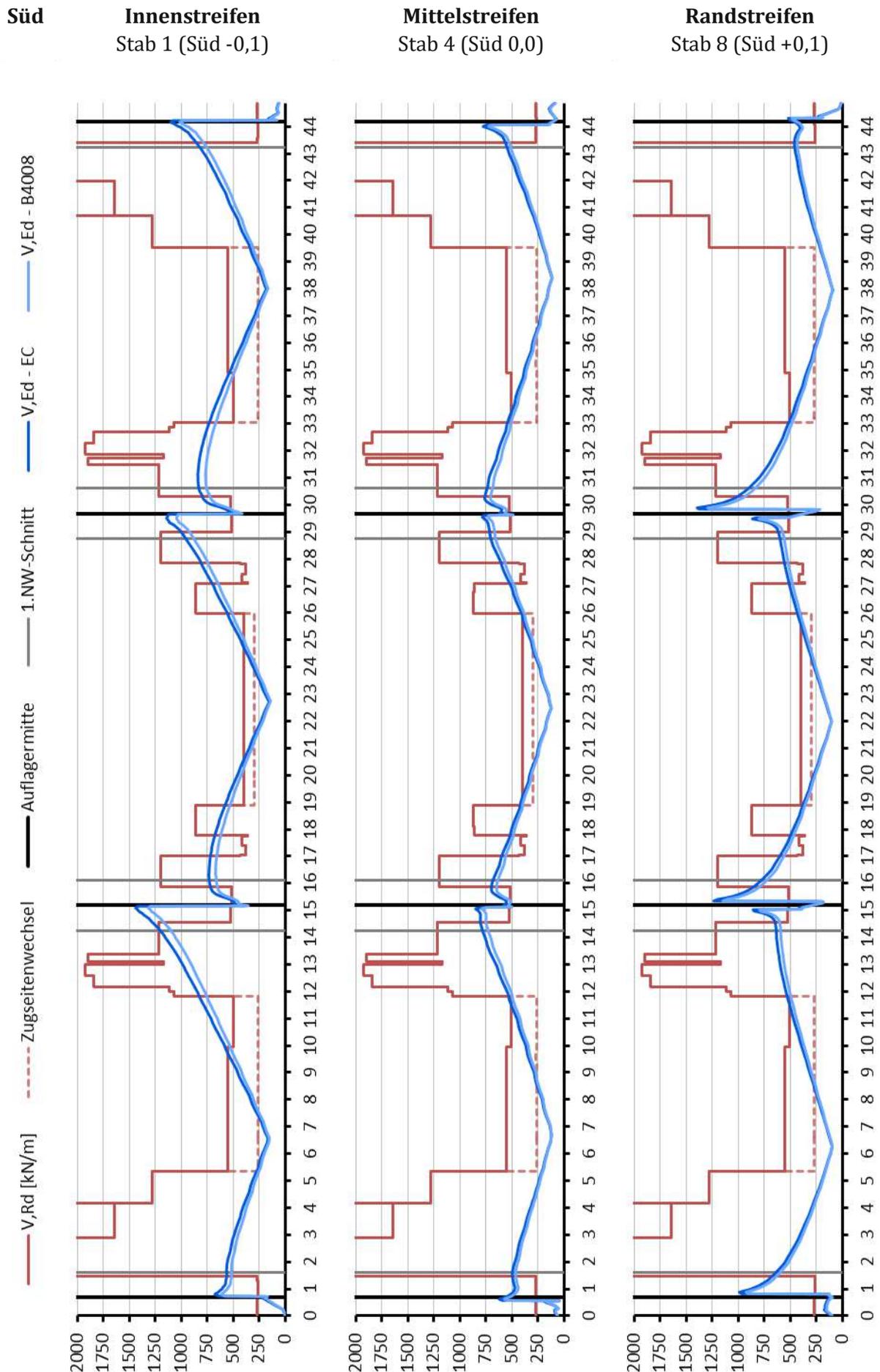


**Abb. 44:** Querkraftdeckungslinien für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Nord-Tragwerk (Stufe 2)

**Nord**      **Innenstreifen**      **Mittelstreifen**      **Randstreifen**  
 Stab 1 (Nord +0,1)      Stab 4 (Nord 0,0)      Stab 8 (Nord -0,1)



**Abb. 45:** Ausnutzungsgrade für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Nord-Tragwerk (Stufe 2)



**Abb. 46:** Querkraftdeckungslinien für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Süd-Tragwerk (Stufe 2)

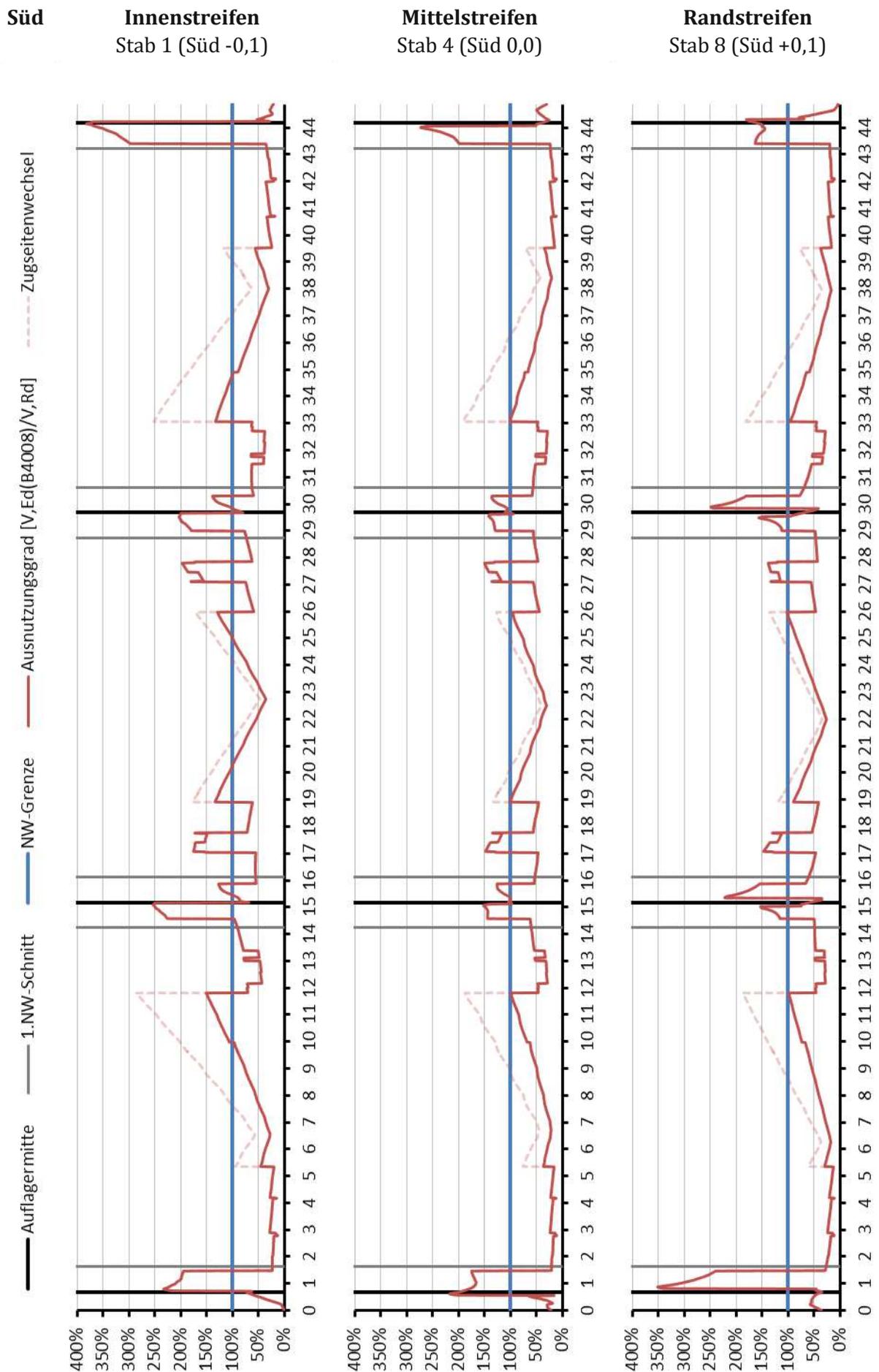


Abb. 47: Ausnutzungsgrade für Rand-, Mittel- und Innenstreifen am Süd-Tragwerk (Stufe 2)

#### 4.4 Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit am Auflager

Zusätzlich zu den Querkraften im Feldbereich ist nachzuweisen, dass die Tragfähigkeit der Druckstrebe  $V_{Rd,max}$  im Auflagerbereich nicht überschritten wird (B4008: C.3.2.2). Hierfür ist nach EC2-1-1: 6.2.2-(6) zu verfahren. Für den Bemessungswert der Druckstrebenkraft  $V_{Ed}$  wird der Maximalwert einer Auflagerkraft angesetzt (siehe **Kap. 3.8.2**). Der Wert  $b_w$  ist die Einflussbreite des jeweiligen Einzelauf­lagers und ergibt sich aus dem halben Achsabstand der Auflager zu beiden Seiten bzw. zum freien Rand für die äußersten Auflager (siehe **Abb. 16a** und **b**).

Der Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton beträgt:

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{26,4}{250}\right) = 0,537 \quad (103)$$

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit errechnet sich zu (charakteristische Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  und Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  gemäß **Tab. 2**):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{26,4}{1,5} = 17,6 \text{ N/mm}^2 \quad (104)$$

Der Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit wird an mehreren Auflagern geprüft.

- Mittelauf­lagerachse (**Abb. 35b**, erstes Auflager von links = größte aller Auflagerkräfte):

$$\begin{aligned} V_{Ed} &\leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = V_{Rd,max} \\ 1613,8 \text{ kN} &\leq 0,5 \cdot (0,46 + 0,4 + 0,15) \cdot 0,825 \cdot 0,537 \cdot 17,6 \cdot 1000 \\ 1613,8 \text{ kN} &\leq 3934,97 \text{ kN} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \\ \eta &= \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{1613,8}{3934,97} = 0,41 = 41\% \end{aligned} \quad (105)$$

In der Norm wird nicht explizit geregelt, welche Breite für  $b_w$  im Druckstreben­nachweis anzusetzen ist. Probeweise wird auch das Nebenauf­lager mit der kleinsten Einflussbreite geprüft.

- Mittelauf­lagerachse (**Abb. 35b**, zweites Auflager von links):

$$\begin{aligned} 1438,7 \text{ kN} &\leq 0,5 \cdot (0,15 + 0,4 + 0,15) \cdot 0,825 \cdot 0,537 \cdot 17,6 \cdot 1000 \\ 1438,7 \text{ kN} &\leq 2727,2 \text{ kN} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \\ \eta &= \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{1438,7}{2727,2} = 0,53 = 53\% \end{aligned} \quad (106)$$

In den Randauf­lagerachsen sind die Einflussbreiten für jedes Einzellager größer und die Auflagerkräfte kleiner. Im Folgenden wird die Randauf­lagerachse geprüft, mit einer Mischung der ungünstigsten Werte. Für  $V_{Ed}$  wird in diesem Fall die größte Auflagerkraft und für  $b_w$  die geringste Einflussbreite eines Einzellagers aller Randauf­lagerachsen eingesetzt.

- Randauf­lagerachse (vgl. **Abb. 35a**):

$$\begin{aligned} 1349,6 \text{ kN} &\leq 0,5 \cdot (0,35 + 0,4 + 0,4) \cdot 0,825 \cdot 0,537 \cdot 17,6 \cdot 1000 \\ 1349,6 \text{ kN} &\leq 4480,41 \text{ kN} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \\ \eta &= \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{1349,6}{4480,41} = 0,30 = 30\% \end{aligned} \quad (107)$$

Demzufolge sind auch alle weiteren Druckstreben­nachweise am Tragwerk erfüllt.

Eine Bedingung kann allerdings nicht vollständig eingehalten werden. Liegt der Ausnutzungsgrad unter einem Drittel ( $\eta \leq 1/3$ ), dürfte die Querkraftbewehrung gemäß EC2-1-1: 9.3.2-(3) vollständig aus aufgebogenen Bewehrungsstäben bestehen. Im vorliegenden Beispiel ist diese Art der ausgeführten Bewehrung nur an den Randauf­lagerachsen A+D möglich. Die Mittelauf­lagerachsen B+C würden laut EC2 den Einbau einer Bügelbewehrung erfordern (siehe **Kap. 2.3**).

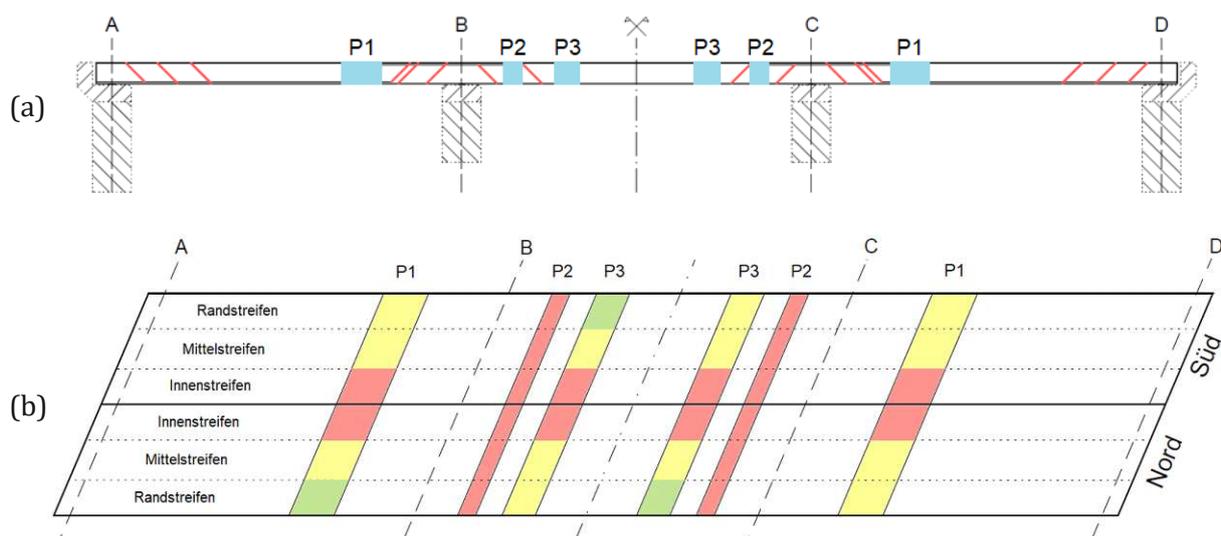
## 5 Schlussfolgerung

### 5.1 Analyse der Ergebnisse

Mit dem PSC-Modell bzw. dem Stufe-2-Nachweisverfahren konnte die Tragfähigkeit im Vergleich zum Eurocode in allen Abschnitten, in welchen die Rissebene des potenziellen Schubrisses einen aufgebogenen Längsbewehrungsstab kreuzt, erfolgreich nachgewiesen werden. In Bereichen in denen keine Aufbiegung getroffen wurde, kommt es allerdings, trotz Erfüllung aller Randbedingungen zur Anwendung des PSC-Modells, abschnittsweise weiterhin zu einer Überschreitung des Querkraftwiderstandes. Der Grund dafür ist, dass die Berechnung mittels PSC-Modell, die eine Kombination des Stahl- und Betontraganteils zulässt, nur bei Kreuzung der Rissebene mit einer Aufbiegung eine rechnerisch verbesserte Widerstandslinie ermöglicht. Ansonsten kann lediglich der Betontraganteil berücksichtigt werden und der Querkraftwiderstand ist gleich wie im Eurocode zu berechnen.

Wie in **Abb. 48** dargestellt wird, bleiben folgende Zonen mit Querkraftdefiziten aufrecht, in denen die Querkraftnachweise weiterhin nicht erfüllt werden können (variable X-Koordinaten in Abhängigkeit des Streifens und dessen zugehörige Biegemomentenlinie):

- **Zone P1:** ( $X = \text{variabel} - 11,812 \text{ m}$ ) und ( $X = 33,050 \text{ m} - \text{variabel}$ )  
vor/nach den Aufbiegungen des Mittelauflegers zur Feldmitte des Randfeldes;  
siehe **Abb. 43**
- **Zone P2:** ( $X = 17,023 \text{ m} - 17,775 \text{ m}$ ) und ( $X = 27,087 \text{ m} - 27,839 \text{ m}$ )  
nicht-querkraftbewehrter Abschnitt zwischen *Pos7* und *Pos9* im Mittelfeld am Mittelaufleger; siehe **Abb. 42**
- **Zone P3:** ( $X = 18,893 \text{ m} - \text{variabel}$ ) und ( $X = \text{variabel} - 25,969 \text{ m}$ )  
nach/vor den Aufbiegungen des Mittelauflegers zur Feldmitte des Mittelfeldes;  
siehe **Abb. 42**



**Abb. 48:** Visualisierung der Zonen mit Querkraftdefiziten am Gesamttragwerk gemäß den Ergebnissen des Stufe-2-Nachweises – Schema: (a) Längsansicht (Aufbiegungen in rot), (b) Grundriss (Farbskala gemäß Tab. 15 und Tab. 16)

**Tab. 15** und **Tab. 16** bieten eine tabellarische Zusammenstellung der maximalen prozentuellen Ausnutzungsgrade  $\eta$  je Defizitzone beider Tragwerke, gemäß den grafisch dargestellten Ergebnisverläufen aus **Abb. 45** und **Abb. 47**.

**Tab. 15:** Maximalen Ausnutzungsgrade  $\eta$  in den Zonen mit Querkraftdefiziten gemäß den Ergebnissen der Stufe 2 am Nord-Tragwerk (gelbe Zellen:  $\eta$  innerhalb  $\pm 5\%$  der NW-Grenze; Reihenfolge der Spalten wie Abb.48 in Richtung der X-Achse)

TW-Nord	P1 [%]	P2 [%]	P3 [%]	P3 [%]	P2 [%]	P1 [%]
Innenstreifen	140,9	205,5	136,4	139,5	185,7	159,7
Mittelstreifen	101,0	151,2	97,7	98,3	148,0	100,9
Randstreifen	94,5	133,8	100,2	87,5	144,2	97,6

**Tab. 16:** Maximalen Ausnutzungsgrade  $\eta$  in den Zonen mit Querkraftdefiziten gemäß den Ergebnissen der Stufe 2 am Süd-Tragwerk (gelbe Zellen:  $\eta$  innerhalb  $\pm 5\%$  der NW-Grenze; Reihenfolge der Spalten wie Abb.48 in Richtung der X-Achse)

TW-Süd	P1 [%]	P2 [%]	P3 [%]	P3 [%]	P2 [%]	P1 [%]
Innenstreifen	150,9	175,4	134,0	129,0	197,3	132,9
Mittelstreifen	99,0	147,8	100,1	96,2	149,8	101,1
Randstreifen	98,7	147,4	89,8	102,3	138,1	95,7

In der Zone P2 herrscht eine große Lücke (ein nicht-querkraftbewehrter Bereich gemäß PSC-Modell) zwischen den beiden Aufbiegerreihen der *Pos7* und *Pos9* (siehe **Abb. 42**). Aufgrund des zu großen horizontalen Abstands kommt es hier zu einem ungedeckten Abschnitt mit negativer Nachweisführung. In beiden Tragwerken erstreckt sich die Zone P2 über die gesamte Plattenbreite und hat überwiegend einen Ausnutzungsgrad von rund 130% bis 205% (höchste Überschreitung im gesamten Tragwerk). Eine 3. Aufbiegerreihe mit vergleichbarem Bewehrungsgrad wäre notwendig gewesen, um den Querkraftnachweis normgemäß zu erfüllen. Es ist nach heutigem Wissensstand nicht nachvollziehbar, weshalb an dieser Stelle eine derart große Lücke zwischen den Aufbiegerreihen besteht. Insbesondere die Anmerkung bei den Schubspannungsnachweisen in der Originalstatik „*Aufbiegungen wie links*“ lässt offene Fragen, denn diese Notiz suggeriert eine beidseitig idente Verteilung der Aufbiegungen an den Mittelauflagern, so wie in **Abb. 43**. Gemäß Bewehrungsplan wurden die linke und die rechte Seite der Mittelaufleger jedoch unterschiedlich ausgeführt (einmal mit zwei Reihen und einmal mit drei Reihen inkl. verschiedener Horizontalabstände).

Die Zonen P1 und P3 kommen aufgrund der nicht ausreichend ins Feld hineinragenden Aufbiegungen zustande. Die querkraftbewehrten Bereiche sollten erst enden, wenn die einwirkende Querkraft  $V_{Ed}$  unterhalb des Querkraftwiderstandes des Betontraganteils  $V_{Rd,c}$  liegt. Die Zone P3 könnte bei Vorhandensein der für P2 notwendigen 3. Aufbiegerreihe besser abgedeckt sein (unter der Voraussetzung einer geeigneten Verteilung der Reihen). Alternativ hätte auch ein erhöhter Längsbewehrungsgrad  $\rho_{sl}$  im Mittelfeld nützlich sein können (mögliche Verstärkungsmaßnahme, siehe **Kap. 5.2**). Die Problematik bei P1 entsteht, weil die letzte Aufbiegerreihe (*Pos6*) sich zu nah zur 2. Reihe (*Pos1*) befindet. Betrachtet man die Widerstandslinie (**Abb. 43**), wäre die Verschiebung des aufgebogenen Teils von *Pos6* in Richtung der Feldmitte möglich. Gemäß der Originalstatik ist die abzudeckende Schubfläche am Mittelaufleger deutlich kleiner als am Randaufleger (siehe **Anhang A**). Die Frage, warum diese Art der Ausführung mit zwei eng nebeneinander liegenden Aufbiegungen gewählt wurde, kann trotz Analyse der zur Bauzeit gültigen ÖNORM B 4200-8 [11] und der Bestandsstatik nicht einwandfrei beantwortet werden.

Die Zonenlängen von P1 und P3 sind in jedem Streifen vom jeweiligen Schnittgrößenverlauf der Bemessungsquerkraft  $V_{Ed}$  abhängig (siehe Querkraftdeckungslinien **Kap. 4.3.4**). An den Innenstreifen sind die Nachweise beider Tragwerke in P1 und P3 deutlich nicht erfüllt, wohingegen der Bemessungswert der Querkraft der Mittel- und Randstreifen, meist nur knapp ober- oder unterhalb der NW-Grenze liegt (siehe **Abb. 48b**). Daher bedarf es jeweils eine gesonderte Beurteilung, wie mit den Zonen P1 und P3 in den Mittel- und Randstreifen verfahren werden soll. Die Ausnutzungsgrade der Platte werden bei obenliegender Zugzone öfters überschritten (hellrot-strichlierte Linien in den Ergebnisverläufen des **Kap. 4.3.4**).

Die Überschreitung der NW-Grenze in der Tragfähigkeitsbewertung nach Stufe 2 ist also ursächlich auf die suboptimale Verteilung der Aufbiegereihen an den Mittelauflagern B+C zurückzuführen. Gäbe es gleichmäßigere Abstände zwischen den Reihen und die für P2 benötigte 3. Aufbiegereihe im Mittelfeld (ähnlich dem Randaufleger A+D; siehe **Abb. 41**), dann wäre der durch die Aufbiegungen erzeugte Querkraftwiderstand  $V_{Rd,s}$  – zusammen mit dem Betontraganteil – ausreichend groß, um die einwirkenden Querkraften abzudecken (vgl. vorhandene  $V_{Rd,s}$  mit  $V_{Ed}$  in ungedeckten Zonen; **Abb. 41** bis **Abb. 43**). Es ist zu erkennen, dass überall wo aufgebogene Bewehrungsstäbe von der Rissebene getroffen werden, ein ausreichender Querkraftwiderstand vorliegt. Folglich hätte die optimale Verteilung der Aufbiegereihen für die vollständige Erfüllung der Querkraftnachweise am gesamten Tragwerk sorgen können.

Im Gegensatz dazu liegt an den Randauflagern A+D ein sehr hoher Querkraftbewehrungsgrad vor (große Reserven; keine Gefahr eines Schubversagens). Der Grund für diese Diskrepanz ist, dass in der ursprünglichen statischen Berechnung aus dem Jahr 1970, die Querkraften bzw. die Schubspannungen an den Randachsen A+D deutlich höher waren, als an den Mittelachsen B+C (vgl. **Anhang A**). Das lag vor allem daran, dass die Querkraft am Randaufleger auf einen 2 m-Streifen bezogen wurde, während die Querkraft am Mittelaufleger auf die gesamte Querschnittsbreite bezogen wurde. Anhand der im Zuge dieser Arbeit neu ermittelten Schnittgrößenverläufe der Querkraft  $V_z$ , zeigt sich ein gegenteiliges Bild (siehe **Kap. 3.8.1**). Dadurch ergibt sich, dass die Platte hinsichtlich der Querkraftbewehrung an den Randachsen A+D überbewehrt und an den Mittelachsen B+C unterbewehrt ist.

Neben der Analyse der Aufbiegungen ist es ebenfalls interessant, weshalb die Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte im Stufe-2-Nachweisverfahren nur zu einer geringen Senkung der Bemessungsquerkraft  $V_{Ed}$  führt. Die prozentuelle Änderung liegt beispielsweise am Innenstreifen des Nord-Tragwerks im Durchschnitt bei rund 5% (**Tab. 17**). Das liegt hauptsächlich daran, dass dort die maßgebenden Querkraften aus dem Geschwindigkeitslastfall  $V = 0 \text{ km/h}$  (stehender Zug) resultieren. In diesem Lastfall fehlen die Horizontallasten, wobei der Teilsicherheitsbeiwert der Vertikallasten (= Leiteinwirkung) mit  $\gamma_Q = 1,45$  unverändert bleibt (siehe **Kap. 3.7.2**). Für den Innenstreifen effektiv abgemindert werden somit lediglich die ständigen Lasten und die veränderlichen Begleiteinwirkungen. Bei Berücksichtigung des tatsächlichen Lastbildes von Betriebszügen, ließe sich der rechnerische Nachweis möglicherweise erfüllen (siehe **Kap. 5.2**).

**Tab. 17:** Exemplarischer Vergleich der Bemessungswerte der Querkraft  $V_{Ed}$  zwischen Stufe 1 und Stufe 2 im jeweiligen 1. NW-Schnitt des Innenstreifens am Nord-Tragwerk (Nord +0,1; Stab 1)

1. NW-Schnitt	$V_{Ed-EC}$		$V_{Ed-B4008}$	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Randaufleger A,rechts	844,4	100	798,4	94,6
Mittelaufleger B,links	864,5	100	820,7	94,9
Mittelaufleger B,rechts	973,9	100	919,6	94,4
Mittelaufleger C,links	767,2	100	730,7	95,2
Mittelaufleger C,rechts	1232,6	100	1160,7	94,2
Randaufleger D,links	581,2	100	554,7	95,4

## 5.2 Handlungsempfehlungen

Im Falle eines knappen Nachweises bestünde eine rechnerische Reserve in der Berechnung des Widerstandes, denn die statische Nutzhöhe  $d$  ließe sich, in Abhängigkeit der Stelle des Risses, etwas erhöhen. Aktuell ist in allen Kontrollschnitten die gleiche statische Nutzhöhe angesetzt (geometrische Mittellage der Bewehrungsstäbe). Würde man allerdings nach der Querschnittsflächenverteilung des Stahles mitteln (siehe **Gl. (82)**), könnte die Länge der Zonen P1 und P3 verkürzt werden. Die mögliche Steigerung von  $V_{Rd}$  liegt in einer Größenordnung von 5 bis 20 kN/m (zwischen 1% - 5% bezogen auf den jetzigen Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$  in P1 bzw. P3). Im Zuge dessen könnte auch die tatsächliche Druckzonenhöhe geprüft werden, um den inneren Hebelarm der Kräfte  $z$  zu vergrößern. In Plattentragwerken ist die Höhe der Druckzone im Normfall geringer als in Balkentragwerken.

Zusätzlich sollte untersucht werden, wo die Momenten-Nullpunkte und die Wechsel der Biegezugseiten vorliegen (siehe Biegemomentenlinien  $M_y$  in **Kap. 3.8.1**). Eine solche Kontrolle ist wichtig, um negative Auswirkungen auf den Querkraftwiderstand, durch Aktivierung der oberliegenden Zugbewehrung im Feldbereich, ausschließen zu können. Die Untersuchung hilft ebenfalls die Längsausbreitung der Zonen P1 und P3 zu bestimmen.

Folgende weitere Maßnahmen können – auch in Kombination – für die Enterbachbrücke angedacht werden:

- **Vertiefende statische Analysen (Tragfähigkeitsbewertung nach Stufe 3)**

In der Abfolge der Tragfähigkeitsbewertung gemäß B4008: 4.6.2 müsste nun die Berechnung mit dem Stufe-3-Nachweisformat folgen. Diese erfolgt unter Anwendung einer probabilistischen Analyse (siehe auch **Kap. 1.1**).

- **Nutzung weiterer Reserven der ÖNORM B 4008-2**

Es könnte eine Berechnung mit den tatsächlichen Lastbildern der Betriebszüge durchgeführt werden. Anstelle der Normlastmodelle LM71 und SW/0 könnten die Einwirkungen für spezielle Fahrzeuge ermittelt werden, bei denen die Achsgeometrie, die Radsatzlasten und die Lage des Schwerpunktes bekannt sein müssen. Mit diesen Vertikallasten dürfte der Teilsicherheitsbeiwert der Leiteinwirkung  $\gamma_{Q,1}$  zur Ermittlung des Bemessungswertes  $V_{Ed}$  von 1,45 auf 1,2 reduziert werden (B4008: 5.2.2, Tab.3; siehe auch **Kap. 3.7.2**). Diese Änderung würde das Querkraftdefizitproblem in P2 vermutlich nicht lösen, jedoch besteht die Wahrscheinlichkeit einer erfolgreichen Nachweisführung in P1 und P3. Eine Option wäre auch, dass in der Berechnung nach Stufe 2 nur die real vorliegende Gleisachse berücksichtigt wird (Modell 0,0). B4008: 5.2.3.4 ermöglicht ein solches Vorgehen.

- **Experimentelle Bewertungsmöglichkeiten am Bauwerk**

Wenn der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit des Tragwerks nicht möglich ist, kann alternativ eine experimentelle Bewertung, mittels eines zerstörungsfreien Belastungsversuchs, oberhalb der Gebrauchslast erfolgen (B4008: 4.6.4 und 8.1). Ein solcher Versuch hat auf der Enterbachbrücke bereits stattgefunden [14].

- **Verstärkungsmaßnahmen**

Etwaige Verstärkungsmaßnahmen sind ebenfalls anzudenken. Aufgrund der deutlichen Überschreitung der Tragfähigkeit in der Zone P2 wäre ein Einbau von Betonschrauben, Spannstäben, oder eingeklebter Bewehrung möglich (wie auch ersichtlich in **Kap. 4.4** für die Mittelaufleger).

Für die Zonen P1 und P3 wäre die Erhöhung des Längsbewehrungsgrades, oder eine andere statisch wirksame Querschnittsergänzung (z. B. Aufbeton auf die Fahrbahnplatte mit Verdübelung) eine Option, falls rechnerische Maßnahmen allein nicht ausreichen.

- **Überwachungsmaßnahmen**

Weiters gehören eine permanente Bauwerksüberwachung oder eine in kürzeren Intervallen stattfindenden Bauwerksprüfung zu den möglichen Maßnahmen (gemäß Tragfähigkeitsbewertung der Stufe 4, B4008: 5.4)

- **Einschränkungen für den Zugverkehr**

Der über die Brücke fahrende Zugverkehr könnte auf höchstzulässige Achslasten oder spezielle Zugtypen beschränkt werden. Eine Herabsetzung der Geschwindigkeit von  $V = 160 \text{ km/h}$  würde – zumindest rechnerisch – keinen Vorteil bieten, da die Geschwindigkeitslastfälle  $V = 0 \text{ km/h}$  und  $V = 120 \text{ km/h}$  die größten einwirkenden Flächenlasten erzeugen (siehe **Kap. 3.6.5**).

### 5.3 Zusammenfassung

Abschließend werden die in **Kap. 1.2** angeführten Fragestellungen beantwortet. Es lässt sich zusammenfassend festhalten:

- Im 20. Jahrhundert waren Aufbiegungen übliche Ausführungsformen der Querkraftbewehrung. Normativ wurden sie das erste Mal mit der Veröffentlichung der ÖNORM B 4200-8 (1969) [11] genauer geregelt. Dennoch blieben dem planenden Ingenieur viele Freiheiten bei der Wahl der Abstände oder der Durchmesser. Heute ist die mittlerweile historische Bauweise von aufgebogenen Längsbewehrungsstäben als Querkraftbewehrung, in der Regel, nicht mehr vorgesehen. Nach EC2 darf sie nur in Kombination mit einer Bügelbewehrung oder bei geringer Ausnutzung der Druckstrebentragungsfähigkeit ausgeführt werden und muss bestimmte Maximalabstände einhalten.
- Unter Zuhilfenahme eines FE-Programms erfolgte die Schnittgrößenermittlung anhand der Lasten des EC1 und der Kombinationsregeln des EC0 (bzw. der B4008). Die aus dem Zugverkehr stammenden Verkehrslasten werden über den Gleiskörper in das Tragwerk eingeleitet. Unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung unterhalb der Gleisschwellen, wurden die Einwirkungen des Zugverkehrs in Flächenlasten umgerechnet, welche auf die Tragwerksplatte einwirken. Sie wurden jeweils an ungünstigster Stelle angesetzt.
- Aufgrund der Abmessungen der tragenden Platte sollte die statische Berechnung gemäß der Plattentheorie erfolgen. Es konnten verschiedene Vereinfachungen für die Berechnung getroffen werden, unter anderem die Vernachlässigung der Krümmung im Grundriss und die Wahl eines einheitlichen Rechteckquerschnitts. Exzentrizitäten der Vertikallasten ergeben sich zufolge Achslastwechsel während der Sinusfahrt und zufolge Überhöhung der Außenschiene. Darüber hinaus ist eine mögliche Abweichung der planmäßigen Gleislage in Betracht zu ziehen. Die maßgebenden Schnittgrößenverläufe treten an den Innen- und Randstreifen auf.
- Als Auflager sind Elastomere eingebaut. Zur Berücksichtigung des Brückenunterbaus wurde die Gesamtsteifigkeit, über die Serien- bzw. Parallelschaltung der jeweiligen Steifigkeiten der Einzelbauteile, ermittelt. Es sind keine Lagerabhebungen zu erwarten.
- Es gibt sechs Bereiche mit Aufbiegungen, wobei es aufgrund der Symmetrie ausreichend ist, die Ermittlung des Querkraftwiderstandes auf eine Seite der Symmetriehälfte zu beschränken. Die Horizontalabstände sind zwischen den Aufbiegerreihen sehr unregelmäßig und zu groß, um sie rechnerisch im Fachwerkmodell gemäß EC2 ansetzen zu dürfen. Somit kann der Querkraftwiderstand nur für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ermittelt werden, womit für den Stufe-1-Nachweis ausschließlich der Betonwiderstand berücksichtigt wird. Demnach kann der Nachweis nach den aktuellen Bemessungsnormen an den Auflagern nicht erbracht werden.

- Die Tragwerksplatte ist einachsig gespannt und die Bewehrungsstäbe haben eine gerippte Oberfläche. Damit sind die Bedingungen zur Anwendung des PSC-Modells erfüllt. Wenn der Nachweisschnitt innerhalb eines querkräftbewehrten Bereichs liegt, darf der Risswinkel des potenziellen Schubrisses reduziert werden. In Bereichen, in welchen die Rissebene des potenziellen Schubrisses keine Aufbiegung kreuzt, bleibt derselbe Querkraftwiderstand wie nach EC2 erhalten.
- Die Querkrafttragfähigkeitsnachweise können nicht am gesamten Tragwerk erfüllt werden. Im Gegensatz zu Stufe 1, bleiben mit dem Stufe-2-Nachweisverfahren allerdings deutlich kleinere Bereiche mit Querkraftdefiziten übrig (in allen Abschnitten, in welchen die Rissebene des potenziellen Schubrisses einen aufgebogenen Längsbewehrungsstab kreuzt, kann die Querkrafttragfähigkeit erfolgreich nachgewiesen werden.). Der Hauptgrund für die Nicht-Erfüllung des rechnerischen Nachweises in Bereichen mit Querkraftdefiziten, ist die vorliegende Verteilung der Aufbiegungen am Mittelaufleger. Besonders betroffen sind die Innenstreifen. In den Mittel- und Randstreifen sind Stellen vorhanden, bei denen die Bemessungsquerkraft knapp über oder unter der Ausnutzungsgrenze liegt. Reserven gibt es in der Ermittlung der statischen Nutzhöhe bzw. des inneren Hebelarms. Damit könnte der rechnerische Querkraftwiderstand in einem zweiten Iterationsschritt geringfügig gesteigert werden.
- Anhand der vorliegenden Ergebnisse wären rechnerische oder konstruktive Maßnahmen anzudenken. Vor allem die Tragfähigkeitsbewertung der 3. Stufe und die Ermittlung der tatsächlichen Lastbilder der Betriebszüge können empfohlen werden.

## Literaturverzeichnis

- [1] Huber, T. (2019). *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbetonplattenbrücken mit Aufbiegungen*. Dissertation. Wien, Technische Universität Wien.
- [2] Leonhardt, F. und Walther, R. (1962). *Shear tests on beams with and without shear reinforcement*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 151, S. 83.
- [3] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T.; Wild, M. und Kessner, K. (2014). *Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland*. Beton- und Stahlbetonbau 109.2, S. 107–127.
- [4] Huber, P. (2016). *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken*. Dissertation. Wien, Technische Universität Wien.
- [5] Mörsch, E. (1908). *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*. Bd. 1. Stuttgart, K. Wittwer Verlag.
- [6] Huber, T.; Huber, P. und Kollegger, J. (2020) *Querkraftmodell für bestehende Stahlbetonbauteile mit aufgebogenen Längsstäben*. Beton- und Stahlbetonbau. <https://doi.org/10.1002/best.202000008>
- [7] Huber, T.; Untermarzoner, F. und Kollegger, J. (2023). *Experimental investigation and mechanical modelling of shear failure in reinforced concrete members with plain and ribbed bent-up bars*. Engineering Structures, Vol 283 (2023) 115793.
- [8] Huber, T.; Huber, P.; Kollegger, J. und Vill, M. (2018). *Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbetonplattenbrücken aus dem Zeitraum 1950 bis 1990*. Forschungsbericht. Wien, ÖBB-Infrastruktur AG. S. 152
- [9] ÖNORM B 4200-3 (1959), *Betonbauwerke - Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- [10] ÖNORM B 4200-7 (1968). *Massivbau - Stahleinlagen*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- [11] ÖNORM B 4200-8 (1969). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- [12] ÖNORM B 4200-8 (1971). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- [13] Zsutty, T. C. (1968). *Beam shear strength prediction by analysis of existing data*. Journal of the American Concrete Institute. Bd. 65. 11, S. 943–951.
- [14] Kahl, D. und Gutermann, M. (2018). *Experimentell gestützte Tragsicherheitsbewertung einer Eisenbahnbrücke*. Fachtagung Bauwerksdiagnose 2018. Berlin, Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP)
- [15] ÖBB (2021). *2021\_Streckenbeschreibung – SNNB – 2023*. Wien, ÖBB-Infrastruktur AG. <https://infrastruktur.oebb.at/de/geschaeftpartner/schienennetz/snnb/snnb-2023/snnb-2023-anhaenge/streckenbeschreibung.pdf>, Version: 05.11.2021.
- [16] SCHIG mbH (2023). *Österreichisches Infrastrukturregister*. Wien, SCHIG mbH. <https://www.schig.com/aufgaben/infrastrukturregister#c69>
- [17] SPEBA (2023). *SPEBA® stahlbewehrte Elastomerlager, Produktübersicht*. Sinzheim, SPEBA® Bauelemente GmbH. [http://www.speba.de/images/downloads/SPEBA\\_stahlbewehrte\\_Elastomerlager.pdf](http://www.speba.de/images/downloads/SPEBA_stahlbewehrte_Elastomerlager.pdf)
- [18] ÖNORM EN 1337-3 (März 2018). *Lager im Bauwesen – Teil 3: Elastomerlager*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [19] Krapfenbauer, T. (2018). *Bautabellen 21. Ausgabe*. Buch. Wien, Jugend & Volk GesmbH.
- [20] Dlubal (2020). *RFEM 5 - User Manual*. Programmhandbuch. Tiefenbach, Dlubal Software GmbH. <https://www.dlubal.com/-/media/Files/website/documents/manuals/rfem-fea-software/rfem-5/rfem-5-manual-en.pdf>
- [21] RW 08.01.04 (ehemals B 45). *Dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. Regelwerk. Wien, ÖBB-Infrastruktur AG.
- [22] Hennecke, M. und Mölter, T. (2012). *Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr und andere Einwirkungen für Eisenbahnbrücken nach Eurocode*. Bauingenieur, Bd. 87, S. 518–526.
- [23] ÖNORM EN 1991-2 (Aug. 2021). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Norm (Entwurf). Wien, Austrian Standards International.
- [24] ÖNORM B 4008-2 (Nov. 2019). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 2: Brückenbau*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [25] ÖNORM EN 1990 (März 2013). *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.

- [26] ÖNORM B 1990-1 (Jan. 2013). *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 1: Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [27] ÖNORM B 1990-2 (Jan. 2016). *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 2: Brückenbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990/A1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [28] ÖNORM EN 1991-1-1 (Sep. 2011). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [29] ÖNORM B 1991-1-1 (Dez. 2020). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [30] ÖNORM EN 1991-1-4 (Mai 2011). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [31] ÖNORM B 1991-1-4 (Juli 2019). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [32] ÖNORM EN 1991-1-5 (Jan. 2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [33] ÖNORM B 1991-1-5 (Jan. 2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [34] ÖNORM EN 1991-2 (März 2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [35] ÖNORM B 1991-2 (Aug. 2018). *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [36] ÖNORM EN 1992-1-1 (Feb. 2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [37] ÖNORM B 1992-1-1 (Jan. 2018). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [38] ÖNORM EN 1992-2 (März 2012). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Austrian Standards International.
- [39] ÖNORM B 1992-2 (Mai 2019). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Austrian Standards International.

Anhang A

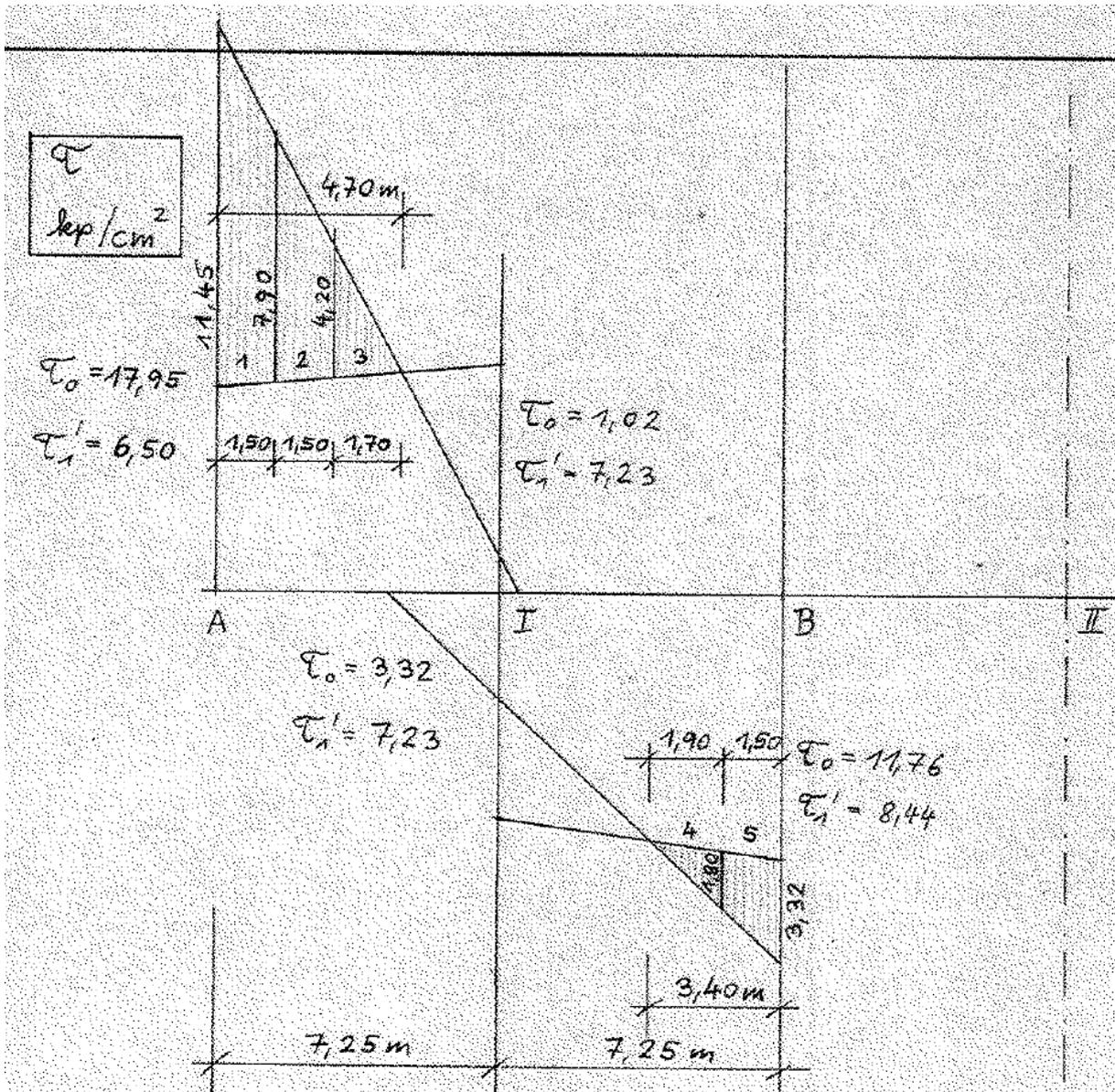


Abb. A.1: Querkraft- bzw. Schubspannungsdeckungsline im Randfeld, entnommen aus der Originalstatik

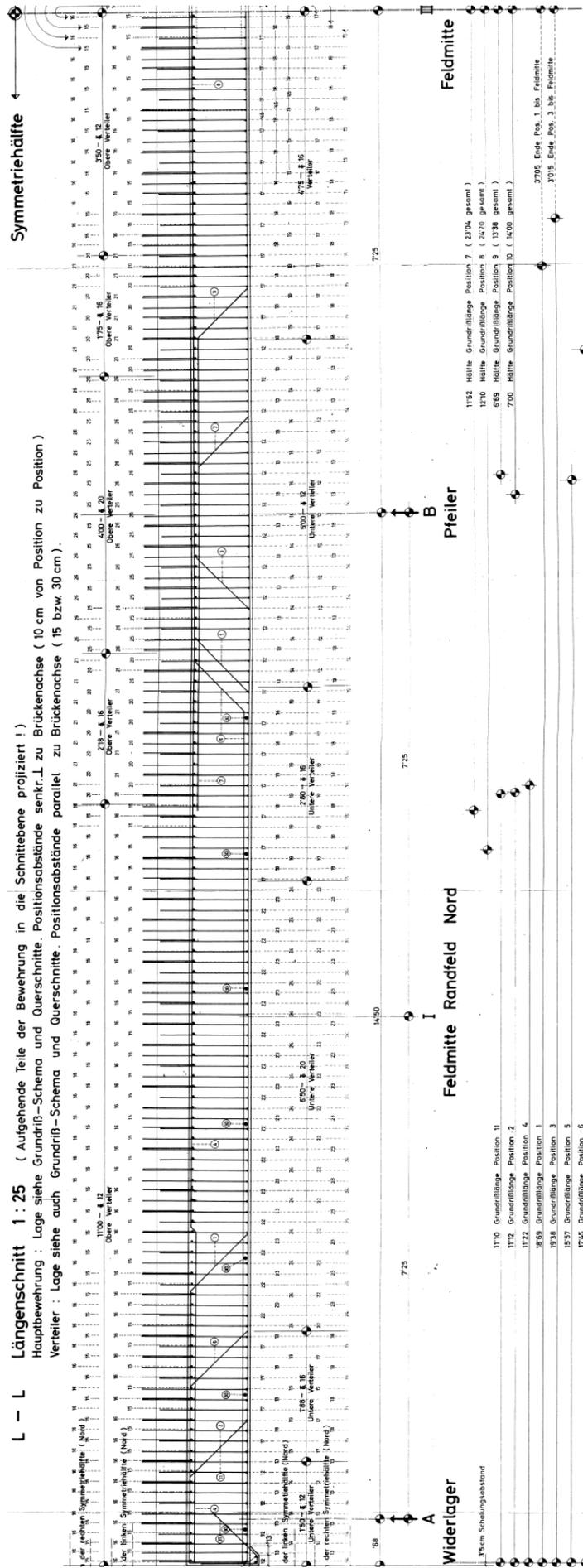


Abb. A.2: Bewehrungsplan – Längsschnitt (eine Symmetriehälfte)

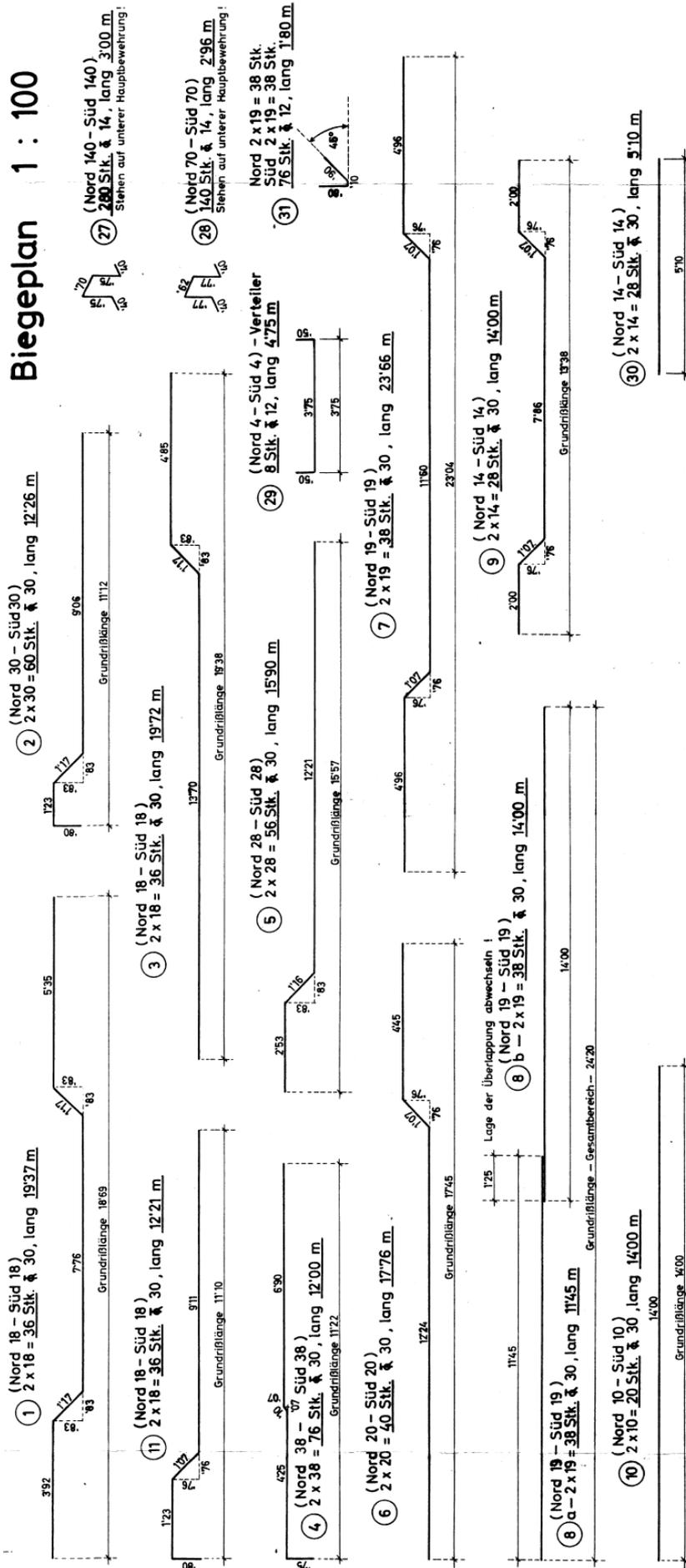


Abb. A.3: Bewehrungsstabpositionen der Hauptbewehrung (Biegeplan)



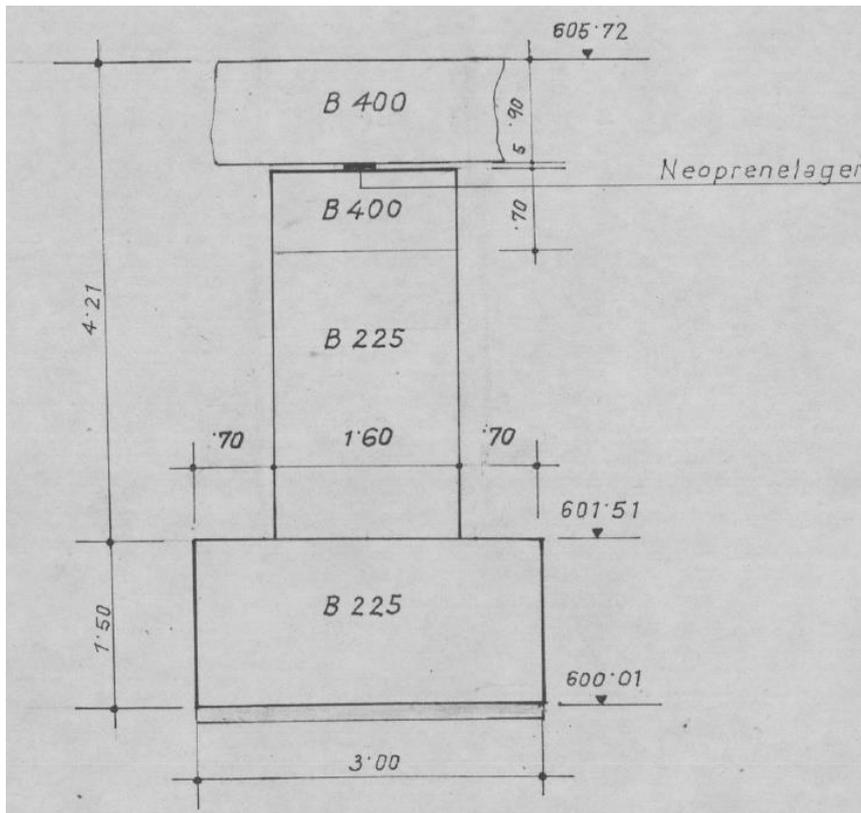


Abb. A.5: Mittelaufleger - Längsschnitt

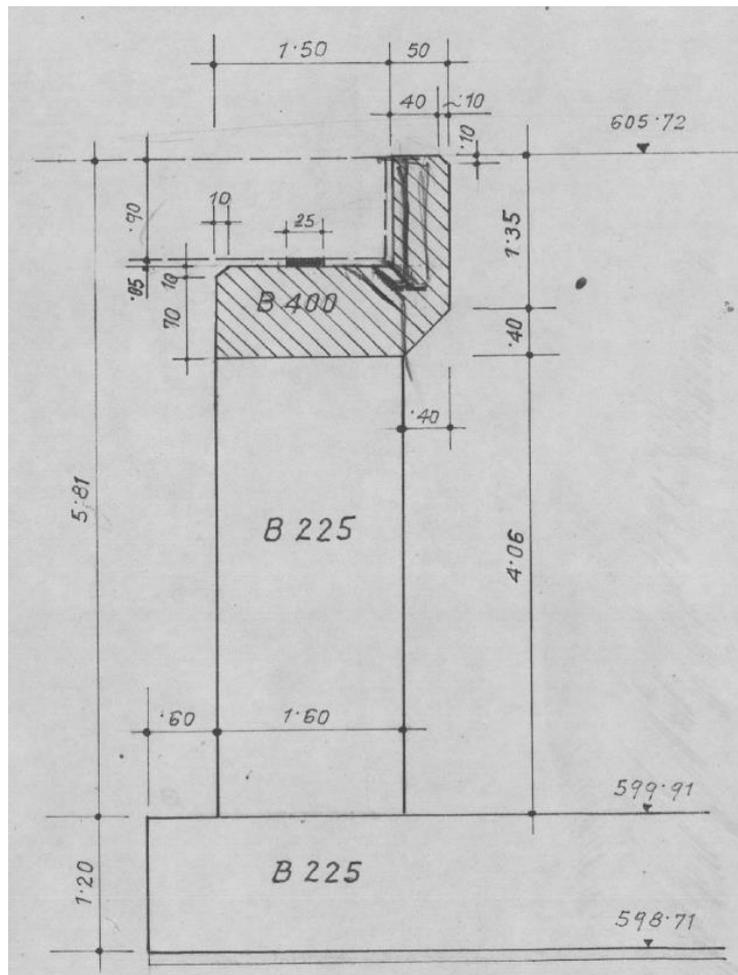


Abb. A.6: Randaufleger - Längsschnitt bei Achse D

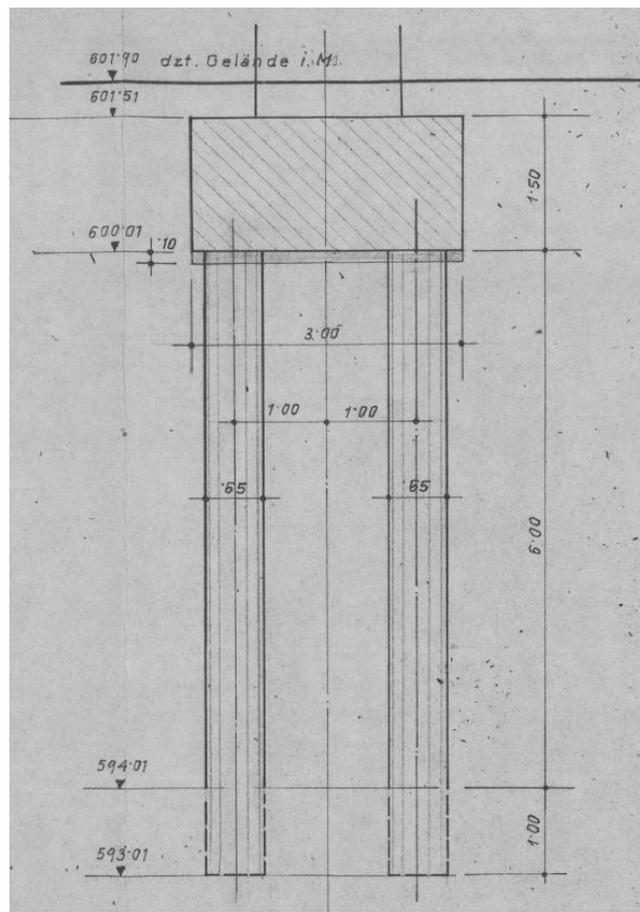


Abb. A.7: Fundament unterhalb eines Mittelauflegers – Längsschnitt

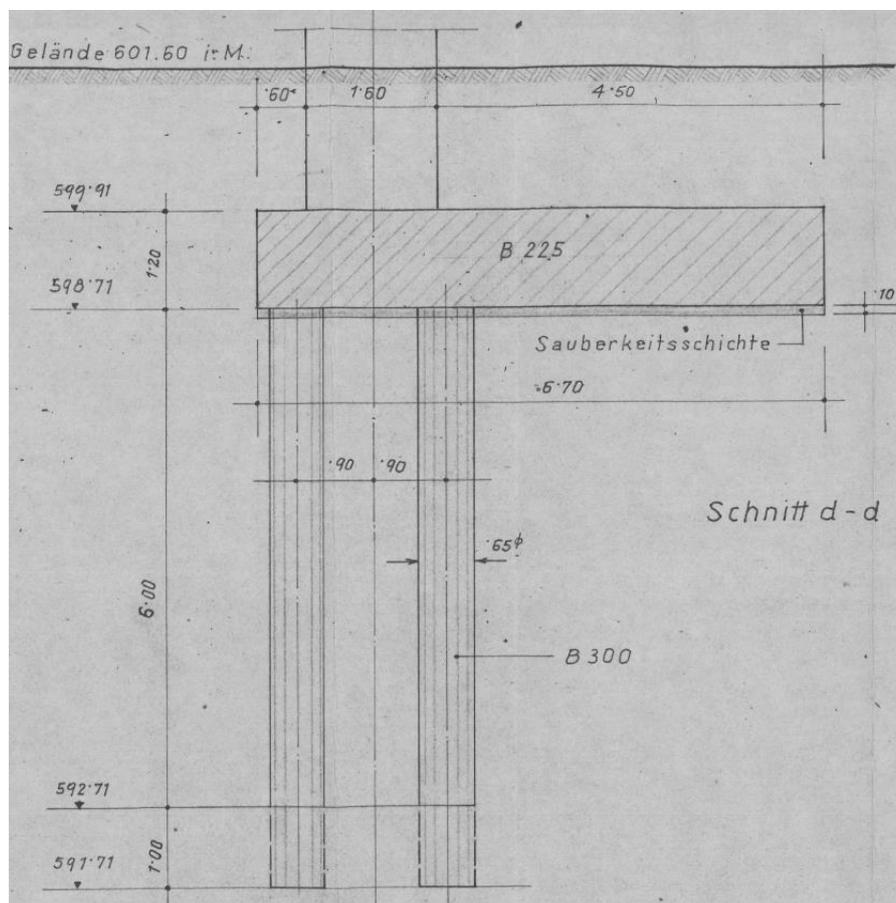
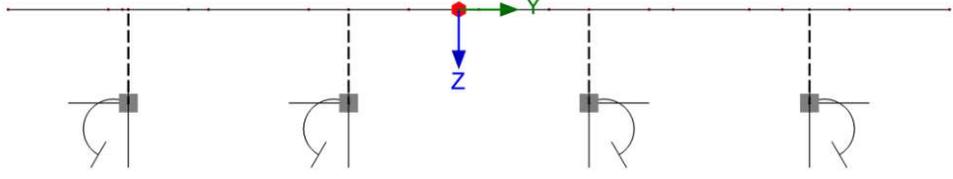
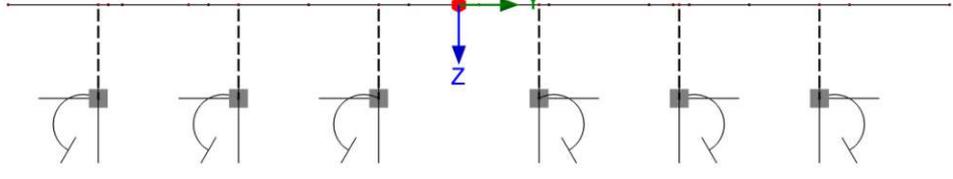
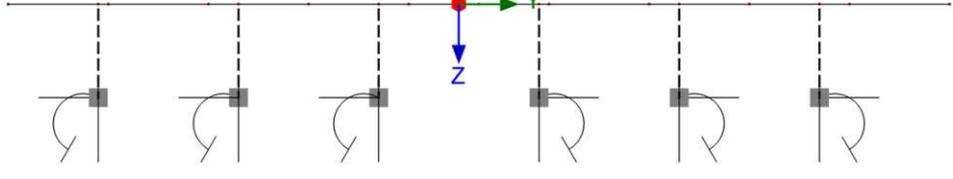
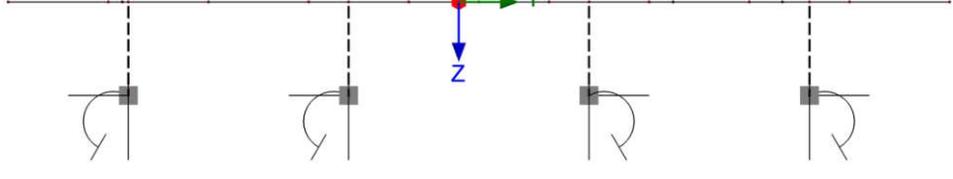
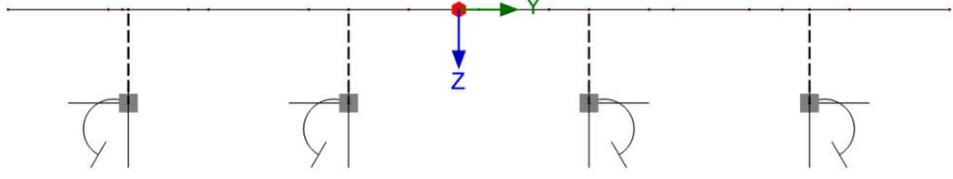
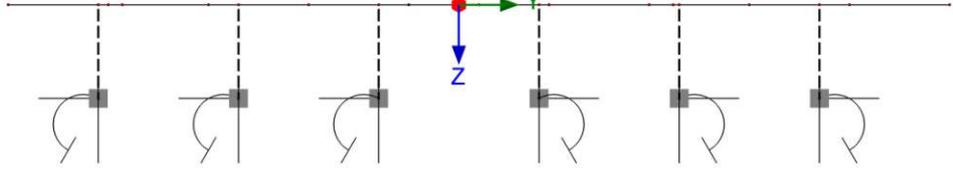
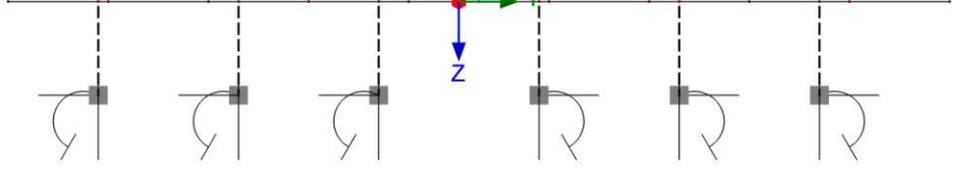
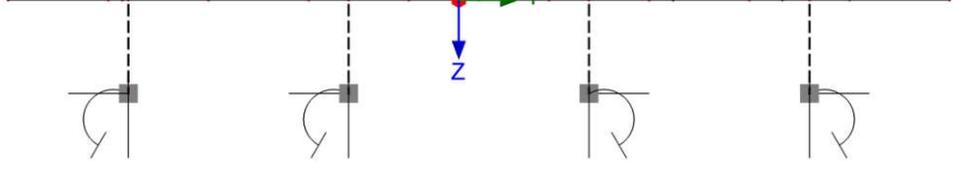


Abb. A.8: Fundament unterhalb eines Randauflegers – Längsschnitt bei Achse D

**Tab. A.1:** Auflagerreaktionen in Z-Richtung – Tragwerk Nord +0,1 – Eurocode

EC	Tragwerk Nord +0,1 – max. Stab 1 – Blickrichtung X-Achse
Achse A	 <p>Reaction values for Achse A:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 163.9 (up), 1349.6 (down)</li> <li>Support 2: 216.0 (up), 1016.3 (down)</li> <li>Support 3: 181.6 (up), 820.8 (down)</li> <li>Support 4: 32.8 (up), 730.5 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1349.6, Min P-Z: 32.8 kN</p>
Achse B	 <p>Reaction values for Achse B:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 203.9 (up), 1425.6 (down)</li> <li>Support 2: 282.0 (up), 1339.8 (down)</li> <li>Support 3: 351.3 (up), 1270.9 (down)</li> <li>Support 4: 383.9 (up), 1272.9 (down)</li> <li>Support 5: 379.2 (up), 1337.0 (down)</li> <li>Support 6: 376.1 (up), 1407.4 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1425.6, Min P-Z: 203.9 kN</p>
Achse C	 <p>Reaction values for Achse C:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 300.8 (up), 1613.8 (down)</li> <li>Support 2: 346.9 (up), 1438.7 (down)</li> <li>Support 3: 373.1 (up), 1306.5 (down)</li> <li>Support 4: 358.8 (up), 1235.7 (down)</li> <li>Support 5: 308.3 (up), 1240.3 (down)</li> <li>Support 6: 254.2 (up), 1255.8 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1613.8, Min P-Z: 254.2 kN</p>
Achse D	 <p>Reaction values for Achse D:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 50.7 (up), 994.8 (down)</li> <li>Support 2: 183.6 (up), 904.5 (down)</li> <li>Support 3: 194.0 (up), 954.7 (down)</li> <li>Support 4: 129.5 (up), 1118.0 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1118.0, Min P-Z: 50.7 kN</p>

**Tab. A.2:** Auflagerreaktionen in Z-Richtung – Tragwerk Nord +0,1 – B4008

B4008	Tragwerk Nord +0,1 – max. Stab 1 – Blickrichtung X-Achse
<p>Achse A</p>	 <p>Reaction values for Achse A:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 161.6 (up), 1282.6 (down)</li> <li>Support 2: 204.9 (up), 955.5 (down)</li> <li>Support 3: 170.3 (up), 750.0 (down)</li> <li>Support 4: 31.3 (up), 637.7 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1282.6, Min P-Z: 31.3 kN</p>
<p>Achse B</p>	 <p>Reaction values for Achse B:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 191.5 (up), 1345.0 (down)</li> <li>Support 2: 264.3 (up), 1254.7 (down)</li> <li>Support 3: 326.8 (up), 1182.4 (down)</li> <li>Support 4: 358.3 (up), 1168.9 (down)</li> <li>Support 5: 359.4 (up), 1209.7 (down)</li> <li>Support 6: 362.5 (up), 1259.3 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1345.0, Min P-Z: 191.5 kN</p>
<p>Achse C</p>	 <p>Reaction values for Achse C:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 277.2 (up), 1518.5 (down)</li> <li>Support 2: 326.1 (up), 1345.4 (down)</li> <li>Support 3: 347.7 (up), 1215.2 (down)</li> <li>Support 4: 334.3 (up), 1135.4 (down)</li> <li>Support 5: 291.9 (up), 1121.7 (down)</li> <li>Support 6: 245.1 (up), 1119.4 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 1518.5, Min P-Z: 245.1 kN</p>
<p>Achse D</p>	 <p>Reaction values for Achse D:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Support 1: 45.5 (up), 953.8 (down)</li> <li>Support 2: 174.5 (up), 852.6 (down)</li> <li>Support 3: 181.0 (up), 876.2 (down)</li> <li>Support 4: 123.6 (up), 999.4 (down)</li> </ul> <p>Max P-Z: 999.4, Min P-Z: 45.5 kN</p>

**Tab. A.3:** Auflagerreaktionen in Z-Richtung – Tragwerk Süd -0,1 – Eurocode

EC	Tragwerk Süd -0,1 – max. Stab 1 – Blickrichtung X-Achse
Achse A	<p>Max P-Z: 1143.5, Min P-Z: 80.1 kN</p>
Achse B	<p>Max P-Z: 1555.7, Min P-Z: 234.6 kN</p>
Achse C	<p>Max P-Z: 1424.0, Min P-Z: 205.8 kN</p>
Achse D	<p>Max P-Z: 1303.3, Min P-Z: 38.3 kN</p>

**Tab. A.4:** Auflagerreaktionen in Z-Richtung – Tragwerk Süd -0,1 – B4008

B4008	Tragwerk Süd -0,1 – max. Stab 1 – Blickrichtung X-Achse
Achse A	<p>Max P-Z: 1063.7, Min P-Z: 61.3 kN</p>
Achse B	<p>Max P-Z: 1418.0, Min P-Z: 241.1 kN</p>
Achse C	<p>Max P-Z: 1311.3, Min P-Z: 176.5 kN</p>
Achse D	<p>Max P-Z: 1192.4, Min P-Z: 64.8 kN</p>