

DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Entwurf einer Stahl-Beton-Verbundbrücke für die Talbrücke San
Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johann Kollegger

E212

Institut für Tragkonstruktionen

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Bsc. Moritz Wenzel

0927410

Florianigasse 30-32/16 1080 Wien

Wien, am

eigenhändige Unterschrift

Danksagung

Es geht los - der Start in einen neuen Lebensabschnitt ist eine aufregende Sache. Nicht nur, weil man sich ins Unbekannte stürzt, sondern weil man auch Gewohntes hinter sich lassen muss. Mit dieser Diplomarbeit schließe ich mein Studium in Bauingenieurwesen an der TU Wien ab. Ich habe in meiner Zeit an dieser Universität sehr viel gelernt, nicht nur in Bezug auf das Ingenieurwesen selbst, sondern auch in menschlicher Hinsicht. Aus diesem Grund möchte ich mich bedanken. Viele Menschen haben mich in meinem Leben begleitet und ihnen allen gilt mein Dank, denn ohne sie wäre ich nicht der, der ich heute bin.

Für das äußerst interessante Diplomarbeitsthema bedanke ich mich allen voran bei O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johann Kollegger. Seine innovativen Ideen haben die Zusammenarbeit sehr spannend und lehrreich gemacht und mich immer dazu angespornt, mein Bestes zu geben. Auch meiner Betreuerin Dipl.-Ing. Sara Reichenbach möchte ich für ihre Unterstützung danken.

Mein größter Dank geht natürlich an meine Eltern Helmut und Susanna. Sie haben mir das Studium finanziell ermöglicht und waren auch sonst in allen meinen Lebenslagen für mich da. Die Ruhe meiner Mutter und die technische Versiertheit meines Vaters haben mir über so manche Hürde meines Studiums geholfen.

Von meinen Studienkollegen möchte ich Dipl.-Ing. Benedikt Biehl meinen besonderen Dank verleihen. Mit ihm habe ich zahlreiche lange Tage, Nächte und Wochen hinter dem Schreibtisch verbracht, um die Aufgabenstellungen der Universität zu lösen.

Für das konstruktive Feedback zu meiner Diplomarbeit möchte ich mich bei Cornelia Sonnleithner bedanken. Durch ihren Blickwinkel als nicht technisch ausgebildete Person, konnten so manche Unklarheiten beseitigt werden.

Abschließend möchte ich noch allen Freunden, Bekannten, Kollegen und Verwandten danken, mit denen ich meine Zeit außerhalb der Universität verbracht habe. Die vielen schönen Erinnerungen, die ich sammeln durfte, werden mich gleichermaßen wie meine Ausbildung in meinem weiteren Leben begleiten.

DANKE!

Kurzfassung

Diese Arbeit stellt eine Machbarkeitsstudie für eine Verbundbrücke, erstellt mit dem Brückenklappverfahren, auch Balanced lift method genannt, dar. Dieses Verfahren ist eine neue Entwicklung für die Erstellung von Brücken, die am Institut für Betonbau der TU Wien ausgearbeitet wurde. Durch die Anwendung von Betonfertigteilen, welche mit Hilfe eines Klappmechanismus ausgeklappt werden, kann eine sehr wirtschaftliche Brücke erstellt werden, die eine für Betonbrücken relativ geringe Bauzeit aufweist. Dies soll Kosten sparen und die Umwelt schonen. Um den Anwendungsbereich dieses Verfahrens zu verbreitern, wird in dieser Arbeit die Machbarkeit einer Stahl-Beton-Verbundbrücke im Brückenklappverfahren überprüft. Um einen Vergleich mit einer realen Brücke herstellen zu können, wurde ein Alternativentwurf für eine bereits bestehende Brücke entworfen. Dabei handelt es sich um die Talbrücke San Leonardo in Italien. Sie wurde mit Hilfe des Freivorbau erstellt und besteht aus vorgespanntem Beton. Von besonderem Interesse für diesen Entwurf waren der Brückenträger und die Knoten, die während des Klappens echte Gelenke darstellen und im Endzustand starr sein sollen. Diese Arbeit beinhaltet die Konstruktion dieser Teile, eine Berechnung ihrer Tragfähigkeit sowie eine Beschreibung des Bauverfahrens. Für das Bauverfahren sind jene Phasen von besonderer Bedeutung, welche sich zu dem Bauverfahren einer Betonbrücke unterscheiden. Den wesentlichen Unterschied stellen hier die Schweißarbeiten dar. Für sie sind eigene Einrichtungen und Bauabläufe erforderlich, um sie ausführen zu können. Besonders die Gelenke des Bauzustandes stellen Knoten dar, die sich maßgebend von denen einer Betonbrücke, erstellt mit Hilfe des Brückenklappverfahrens, unterscheiden. Sie wurden mit besonderer Sorgfalt behandelt. Beim Brückenträger selbst handelt es sich um einen Stahlhohlkasten der mit einer Betonplatte geschlossen wird. Brücken dieser Art sind keine Neuheit. Sie wurden jedoch noch nie für das Brückenklappverfahren entwickelt, weshalb auch der Berechnung und Dimensionierung dieses Trägers besondere Beachtung geschenkt wurde. Für die nachstehenden Konstruktionen und Bauabläufe wurde keine genaue Überprüfung der Wirtschaftlichkeit durchgeführt. Der Fokus dieser Arbeit liegt in der Machbarkeit, welche von dem vorliegenden Entwurf erfüllt wird.

Abstract

This thesis depicts the feasibility of a composite bridge, created with the balanced lift method. This method is new to the field of bridge construction and was developed by the institute of concrete structures at the Technical University of Vienna. By using precast concrete elements, which will then be erected using the balanced lift method, one can create a bridge with very slender cross sections and a relatively short construction period. This will reduce costs and increase the environmental friendliness. In order to broaden the field of applicability of the balanced lift method, this thesis will check the feasibility of a steel-concrete-composite-bridge erected with the balanced lift method. By developing a construction, which resembles an alternative design for an already existing bridge, the new draft can be compared to said bridge. Through the comparison of those two bridges, the advantages of the new method can be highlighted. The bridge used for this comparison is the San Leonardo bridge in Italy. It was built by using the balanced cantilever construction method and consists of pre-stressed concrete. The construction of the bridge girder and the nodes, which are used as hinges during the construction phase and will be transformed to rigid joints for the final structure, are of special interest for the feasibility. The scope of this thesis includes the design of these components, a calculation of their load capacity and an outline of the construction method. The building procedures, which are different from those used for the construction of a concrete bridge, which was erected with the balanced lift method, are of critical importance to the design. The major difference for the construction process between a composite and a concrete bridge are the welding procedures. They require special equipment on the construction site, in order to make them executable. Especially the nodes functioning as hinges for the lifting process are different to those used for a concrete bridge. These nodes will be treated as critical to the draft and receive special attention in this thesis. The cross section of the bridge girder itself consists of an open steel box, which will be closed by a concrete slab. This resembles a commonly used construction for a bridge. Since a construction of this type has never been erected with the balanced lift method, it receives particular attention for its final state as well as its construction state. A profitability study has not been carried out in this thesis. The main focus point is the feasibility of the new construction method for a composite bridge.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Aufgabenstellung.....	1
1.2	Beschreibung der Talbrücke San Leonardo.....	1
1.3	Brückenklappverfahren.....	3
1.4	Besonderheiten der zu untersuchenden Variante.....	6
1.4.1	Allgemeines.....	6
1.4.2	Das Bauverfahren.....	7
2	Alternativentwurf.....	8
2.1	Globaler Entwurf.....	8
2.2	Materialien.....	9
2.3	Querschnitte.....	10
2.3.1	Brückenträgerquerschnitte.....	10
2.3.1.1	Querrahmen, Längssteifen und Querverbände.....	11
2.3.1.2	Kopfbolzendübel.....	13
2.3.1.3	Aufbau.....	13
2.3.1.4	Feldquerschnitt außen Rand (FQS a R).....	13
2.3.1.5	Feldquerschnitt außen (FQS a).....	13
2.3.1.6	Brückenträgerquerschnitt nahe der Druckstrebe (DSQS).....	13
2.3.1.7	Feldquerschnitt innen (FQS i).....	14
2.3.1.8	Brückenträgerquerschnitt in Pfeilernähe (PfQS).....	15
2.3.2	Druckstrebenquerschnitt.....	15
2.3.3	Pfeilerquerschnitt.....	16
2.4	Knoten.....	16
2.4.1	Gelenke.....	17
2.4.1.1	Betonwälzelenke.....	17
2.4.1.2	Gelenklager der Argentobelbrücke.....	18
2.4.1.3	Radialgelenklager.....	19
2.4.2	Knoten A - Anschluss der Druckstreben an den Pfeiler.....	20
2.4.3	Knoten B - Anschluss der Druckstreben an den Brückenträger.....	21
2.4.3.1	Knoten B im Bauzustand.....	21
2.4.3.2	Knoten B im Endzustand.....	25
2.4.4	Knoten C - Zusammenschluss des Brückenträgers.....	27
2.4.4.1	Knoten C im Bauzustand.....	27

2.4.4.2	Knoten C im Endzustand.....	31
3	Bauablauf.....	34
3.1	Kurzfassung	34
3.2	Vormontage.....	34
3.2.1	Einteilung des Brückenträgers in Werkstattteile.....	35
3.2.2	Einteilung des Brückenträgers in Montageabschnitte	37
3.2.3	Montagestöße der Druckstrebe	38
3.2.4	Ablauf der Vormontage	38
3.3	Klappvorgang.....	41
3.4	Fertigstellen der Brücke	42
3.5	Baustelleneinrichtung	43
3.5.1	Kräne.....	43
3.5.2	Sonstige Einrichtungen.....	44
3.6	Bauzeit.....	45
4	Statik.....	46
4.1	Endzustand	46
4.1.1	Berechnung der Querschnittswerte	46
4.1.1.1	Feldquerschnitt außen	48
4.1.1.2	Feldquerschnitt außen Randauflager	49
4.1.1.3	Querschnitt oberhalb der Druckstrebe	51
4.1.1.4	Querschnitt oberhalb der Druckstrebe bei gerissener Betonplatte.....	52
4.1.1.5	Feldquerschnitt innen	53
4.1.1.6	Brückenquerschnitt oberhalb des Pfeilers	55
4.1.1.7	Brückenquerschnitt oberhalb des Pfeilers bei gerissener Betonplatte.....	56
4.1.2	Erstellung eines Stabmodells.....	58
4.1.2.1	Randbedingungen und Annahmen.....	58
4.1.2.2	Berücksichtigung der Querschnitte	59
4.1.2.3	Lastaufstellung	60
4.1.2.4	Ergebnisse ULS.....	62
4.1.3	Querschnittsnachweise auf Spannungsebene	65
4.1.3.1	FQS a R.....	66
4.1.3.2	Übergang des FQS a R zu FQS a	67
4.1.3.3	FQS a	67
4.1.3.4	Übergang von FQS a zu DSQS	68
4.1.3.5	DSQS	68

4.1.3.6	Übergang von DSQS zu FQS i	70
4.1.3.7	FQS i	70
4.1.3.8	Übergang von FQS i zu PfQS	71
4.1.3.9	PfQS bei gerissenem Beton	71
4.1.3.10	PfQS	72
4.1.4	Beulnachweise	72
4.1.5	Knoten B	75
4.1.5.1	Betonplatte	76
4.1.5.2	Querschotte	76
4.1.6	Knoten C	79
4.2	Bauzustand	81
4.2.1	Erstellung eines Stabmodells	82
4.2.2	Nachweis auf Spannungsebene	87
4.2.3	Beulnachweise	88
4.2.4	Knoten B	88
4.2.5	Knoten C	91
5	Vergleich des Entwurfs mit der Originalbrücke und dem Entwurf aus [1]	93
5.1	Massenerhebung	93
5.1.1	Massen der Originalbrücke und des Entwurfs aus [1]	93
5.1.2	Berechnung der Massen für den vorliegenden Entwurf	93
6	Fazit	95
7	Literaturverzeichnis	96
8	Abbildungsverzeichnis	98
9	Tabellenverzeichnis	100
10	Anhang	101
10.1	Anhang A - Stabmodell Endzustand	101
10.2	Anhang B - Stabmodell Bauzustand	123
10.3	Anhang C - Knoten B FE-Modell Endzustand	139
10.4	Anhang D - Knoten B Bauzustand	147
10.5	Anhang E - Knoten C FE-Modell Endzustand	158
10.6	Anhang F - Knoten C FE-Modell Bauzustand	165
10.7	Anhang G - Beulnachweise	173
10.8	Anhang H - Massenermittlung	188
10.9	Anhang I - Schweißarbeiten	191
10.10	Anhang J - Berechnung der ständigen und veränderlichen Lasten	197

10.11	Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand.....	201
10.12	Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand	206
10.13	Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand	210
10.14	Anhang N - Rissbreitenbeschränkung	216

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung

Am Institut für Tragkonstruktionen (Forschungsbereich für Betonbau) der TU Wien wurde ein neuartiges Bauverfahren entwickelt, welches als Brückenklappverfahren bzw. Balanced lift method bezeichnet wird. Um die Wirtschaftlichkeit bzw. die Anwendbarkeit dieses Verfahrens zu überprüfen, wurden einige Berechnungen und auch Versuche durchgeführt. Diese Arbeit soll eine Variante für eine bestimmte Brücke (mit eben genannten Verfahren erstellt) analysieren, um die Machbarkeit zu überprüfen. Es werden noch weitere Arbeiten [1] über die gleiche Brücke ausgearbeitet, um ein umfassenderes Bild der Machbarkeit dieser Methode zu erstellen. Das Besondere an dieser Arbeit ist, dass der Querschnitt des Brückenträgers ein Verbundquerschnitt sein soll. Die Druckstreben und der Pfeiler sind identisch mit jenen aus [1] und werden aus dieser Arbeit übernommen.

Die Brücke, um die es sich in dieser Arbeit handelt, ist die San Leonardo Brücke in Italien. Ihr Standort, ihre Geometrie und die Geländegegebenheiten würden sich für eine Brücke, hergestellt im Brückenklappverfahren, gut eignen. Da die Vorteile des Brückenklappverfahrens an dieser Brücke gut zu zeigen sind, wurde sie ausgesucht. Ihre genauen Begebenheiten werden in Kapitel 1.2 besprochen.

Für die Machbarkeit sind folgende Themen von besonderer Bedeutung: Querschnittsausbildung, Berechnung des Endzustandes, Entwurf der Knoten, Berechnung der maßgebenden Bauzustände und ein Vergleich mit der Originalbrücke. Dies sind die wichtigsten Teilbereiche der Brücke, um eine Aussage über die Machbarkeit treffen zu können und werden aus diesem Grund in dieser Arbeit besprochen.

1.2 Beschreibung der Talbrücke San Leonardo

Abbildung 1.4.1.1 zeigt die Talbrücke San Leonardo. Es handelt sich hier um eine Zweifeldbrücke mit jeweils 105m Spannweite. Sie überspannt insgesamt 210m und misst 23m in der Breite. Der Brückenträger wird als Hohlkasten ausgeführt und besteht aus zwei Kragarmen, die vom Pfeilerkopf ausgehen und an den Talseiten aufliegen. Mittels Freivorbau wurde der Hohlkasten mit einer veränderlichen Höhe von 3m bis 10,6m erstellt. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass der Brückenträger aus hoch vorgespanntem Beton besteht (siehe Abbildung 1.4.1.3), der eine Festigkeitsklasse von C 35/45 aufweist. Der Pfeiler besteht aus einem rechteckigen Hohlkasten mit einer Wandstärke von 70cm, einer Dicke von 8m und einer Breite von 11,5m.

In Abbildung 1.4.1.2 ist auf der linken Seite der Betonquerschnitt der Brücke im Feld zu sehen, während auf der rechten Seite der Bewehrungs- und Vorspannkabelplan des Querschnitts über dem Pfeiler dargestellt wird. Sämtliche Vorspannglieder haben einen Durchmesser von 32mm und werden in Abbildung 1.4.1.2 und Abbildung 1.4.1.3 mit „BARRE Ø32“ bezeichnet.

Der hohe Vorspannungsgrad wird in Abbildung 1.4.1.3 ersichtlich. Hier ist im oberen Bild die Lage der Spannglieder in der Platte, im unteren Bild die Lage der Spannglieder im Steg und im mittleren Bild die Lage der Spannglieder im Untergurt des Hohlkastens zu sehen. Insgesamt wurden 3480m³ Beton (das entspricht 8.352.000 kg), 350.000 kg schlaffe Bewehrung und 450.000 kg Spannglieder für die Erstellung des Brückenträgers verwendet.

1 Einleitung

Der Entwurf der Struktur ist durch die geologischen Begebenheiten zu erklären. Wie in Abbildung 1.4.1.4 zu erkennen ist, besteht das Tal aus Kalkstein und ist im unteren Teil mit schlammigem Lehm (argille limose e sabbiose con inclusioni marnose = schlammiger und sandiger Lehm mit Mergelinschlüssen) bzw. mit sandigem Kies (alluvioni ghiaiose e sabbiose con grossi trovanti = sandiger Kies mit großen Felsbrocken) gefüllt. Diese Lockergesteine eignen sich nicht für die Fundierung eines Brückenpfeilers. Deshalb wurde entschieden einen Pfeiler neben das Lockergestein auf den massiven Kalkstein zu stellen und mit Hilfe des Freivorbauts die Kragarme vom Pfeiler bis zu den Talwänden herzustellen. [2]



Abbildung 1.4.1.1: Talbrücke San Leonardo

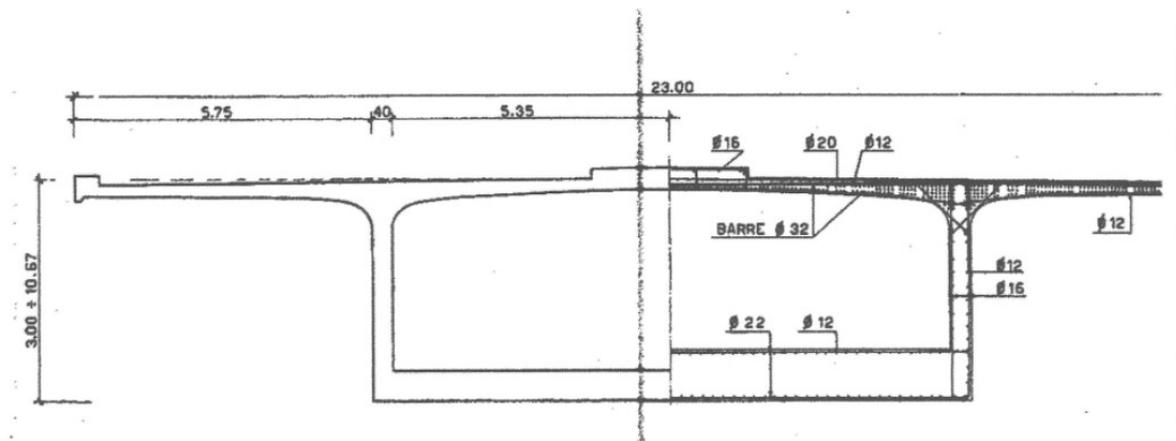


Abbildung 1.4.1.2: Querschnitt der San Leonardo Talbrücke [2]

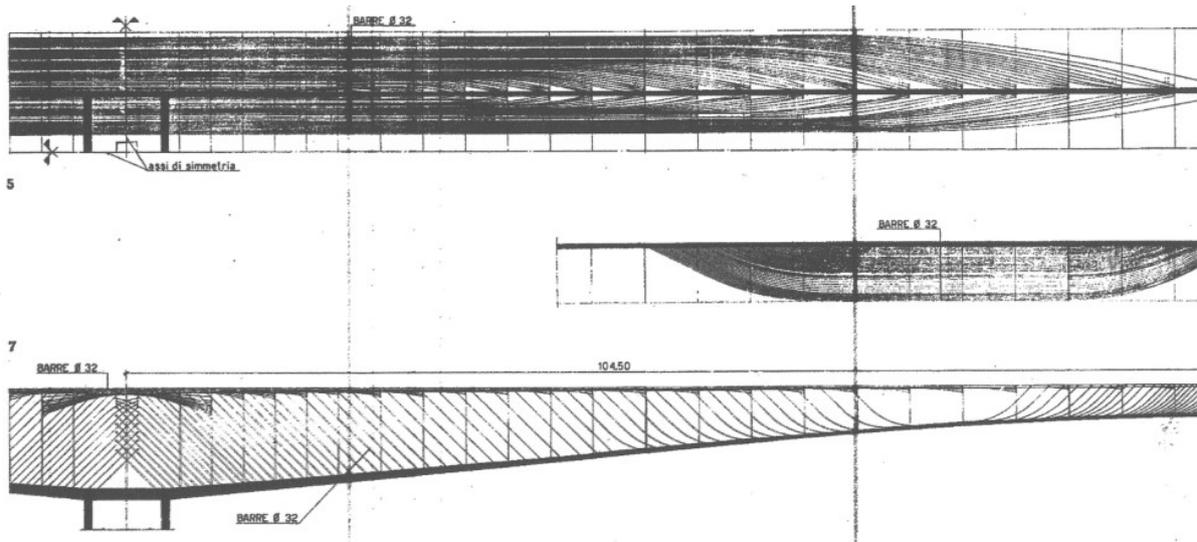


Abbildung 1.4.1.3: Pläne der Vorspannkabel im Längsschnitt [2]

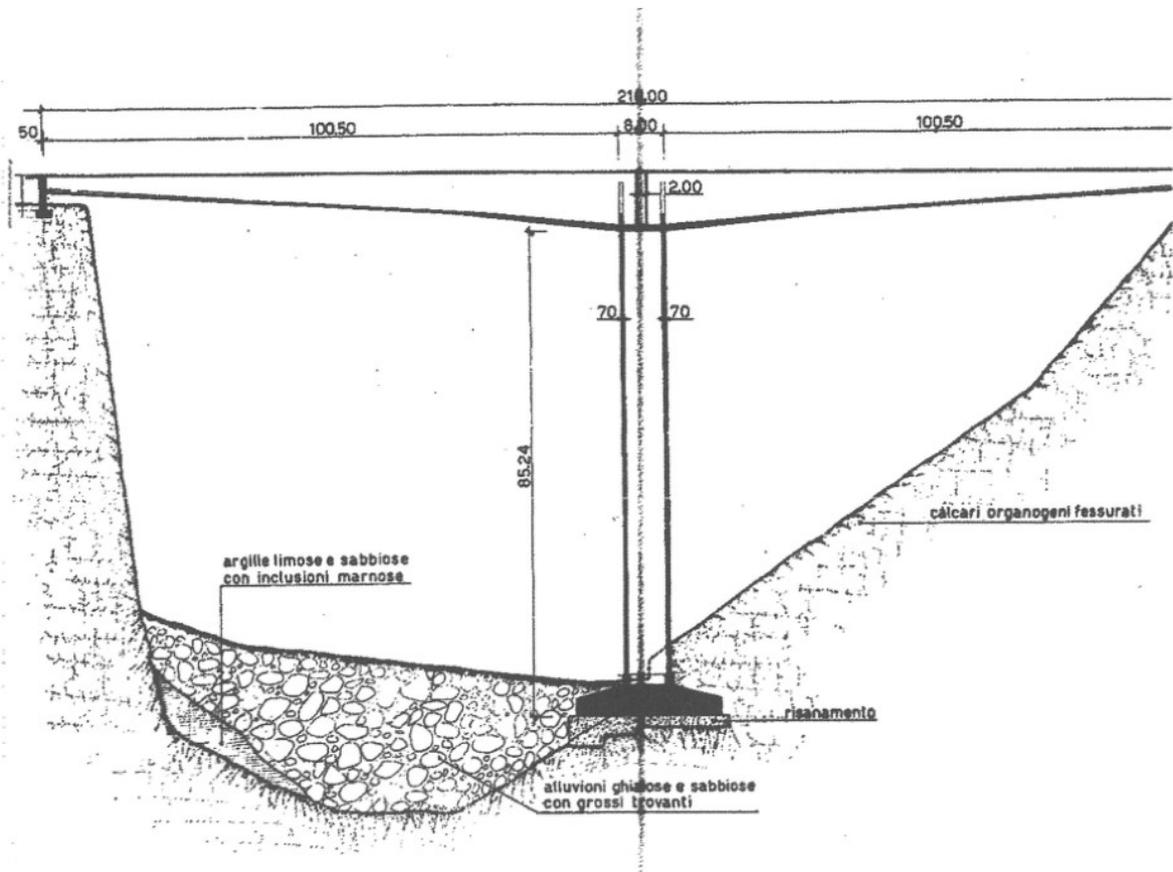


Abbildung 1.4.1.4: Geologische Begebenheiten [2]

1.3 Brückenklappverfahren

Beim Brückenklappverfahren handelt es sich um ein neues Bauverfahren. Dieses wurde entwickelt, um Betonbrücken gegenüber Verbundbrücken, im Hinblick auf Bauzeit und Kosten, wettbewerbsfähig zu machen.

Die Idee Brückenteile während des Baufortschritts einzuklappen findet seinen Ursprung im Bogenklappverfahren. Das wesentliche Merkmal dieser Methode ist, dass zwei Bogenhälften in annähernd vertikaler Position erstellt werden und anschließend von gegenüberliegenden Talseiten

1 Einleitung

eingeklappt werden, Abbildung 1.4.1.1 zeigt dieses Verfahren für die Argentobelbrücke in Deutschland. Durch die vertikale Erstellung entstehen fast keine Momente im Bauzustand, wodurch der Aufwand für die Rüstung minimiert werden kann.

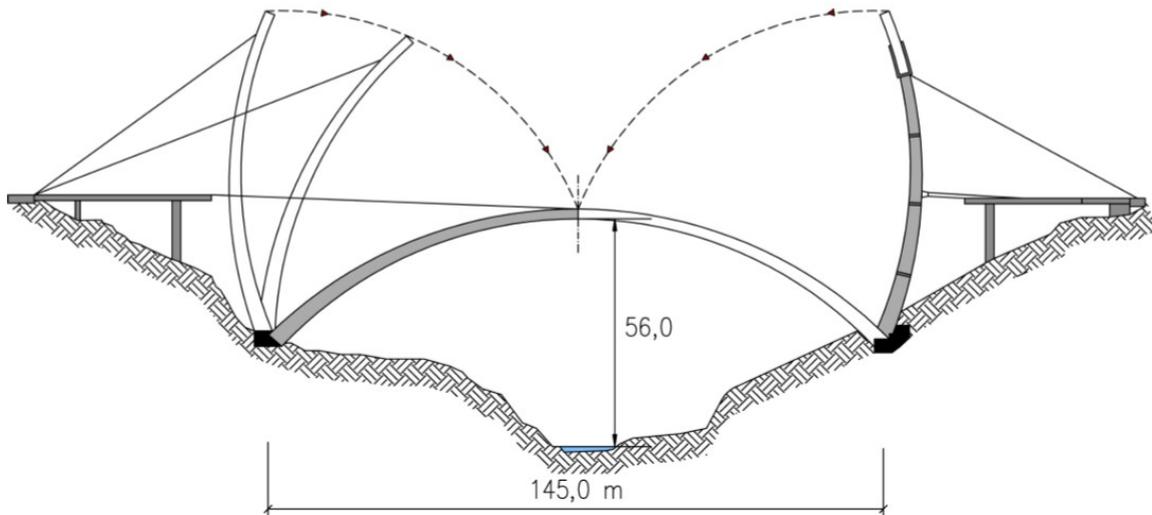


Abbildung 1.4.1.1: Prinzip Skizze des Bogenklappverfahrens für die Argentobelbrücke [3]

Von dieser Idee ausgehend werden auch im Brückenklappverfahren Teile der Brücke vertikal erstellt und anschließend in ihre horizontale Endposition eingeklapppt. Zu erwähnen ist hier, dass sämtliche Bestandteile der Brücke, also Pfeiler, Druckstreben und Brückenträger, in vertikaler Position hergestellt werden (siehe Abbildung 1.4.1.2). Um während des Klappvorgangs ein möglichst geringes Gewicht zu erzielen, wurden Betonfertigteile und dazu passende Knotenverbindungen entwickelt. Das Gewicht der Konstruktion im Montagezustand ist der maßgebende Faktor für die Hebeteknik und für den Entwurf der Knoten. Um einen wirtschaftlichen Bauablauf gewährleisten zu können, ist bereits im Bauzustand ein möglichst geringes Gewicht erforderlich [4].

Es wurden vier Varianten des Brückenklappverfahrens gedanklich erstellt, die da wären: Druckstrebenbrücke, Zugstrebenbrücke, Druckstrebenbrücke mit Hilfspfeiler und Zugstrebenbrücke mit Hilfspfeiler. Die Druckstrebenbrücke zeichnet sich durch die fixe Halterung des Brückenträgers an der Pfeilerspitze aus. Um die Brücke aufzuklappen, werden die Brückenträger am Pfeiler gehalten und durch Heben der Druckstreben in ihre Endposition aufgeklapppt (siehe Abbildung 1.4.1.2). Im Gegensatz dazu werden bei der Zugstrebenbrücke die Zugstreben fix an der Pfeilerspitze gehalten und die Brückenträger mittels Hebeteknik in ihre Endposition geklappt (siehe Abbildung 1.4.1.3). Des Weiteren sind noch die Varianten mit Hilfspfeilern zu erwähnen, bei denen es sich im Wesentlichen um die Druck- bzw. Zugstrebenvariante handelt. Allerdings werden hier noch Hilfspfeiler auf die eigentlichen Pfeiler aufgesetzt. Diese Hilfspfeiler werden nach Fertigstellung der Brücke wieder entfernt. Bei den Varianten ohne Hilfspfeiler wird viel Platz unterhalb der Brücke im Endzustand benötigt, um das Klappen zu ermöglichen. Durch die Zuhilfenahme eines Hilfspfeilers kann der eben erwähnte Platzbedarf auf den Bereich oberhalb der endgültigen Brücke verlegt werden (siehe Abbildung 1.4.1.4 und Abbildung 1.4.1.5). Die Zugstrebenvariante ist nur für schmale Brücken geeignet, da bei breiten Brücken die Ausbildung des Querträgers zu aufwendig wird [4].

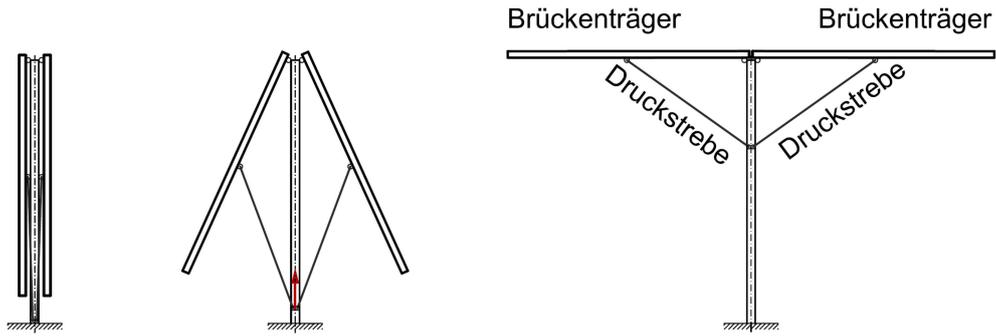


Abbildung 1.4.1.2: Druckstrebenbrücke [5]

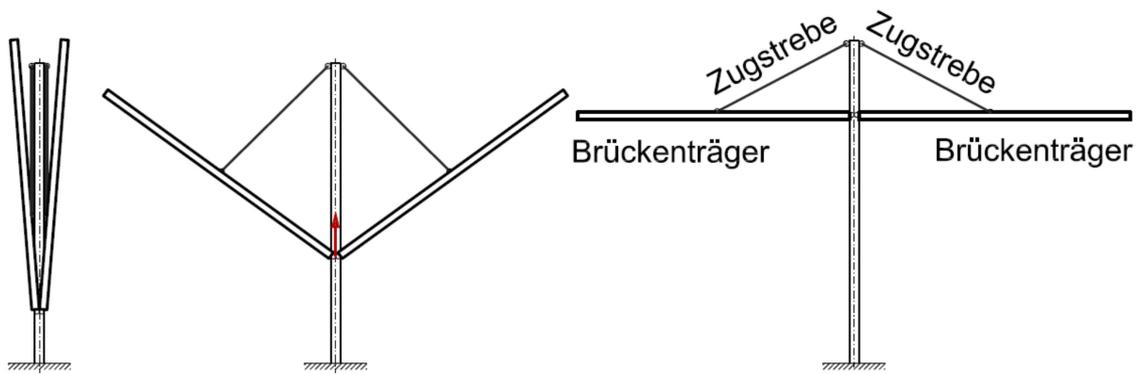


Abbildung 1.4.1.3: Zugstrebenbrücke [5]

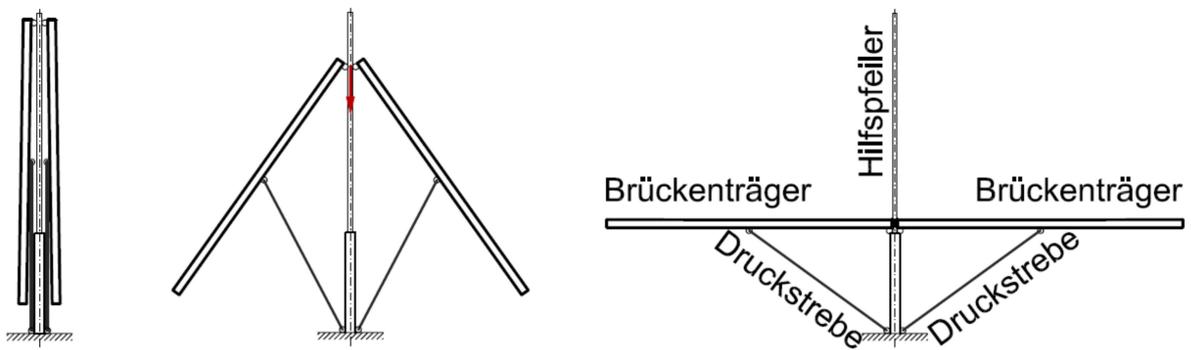


Abbildung 1.4.1.4: Druckstrebenbrücke mit Hilfspfeiler [5]

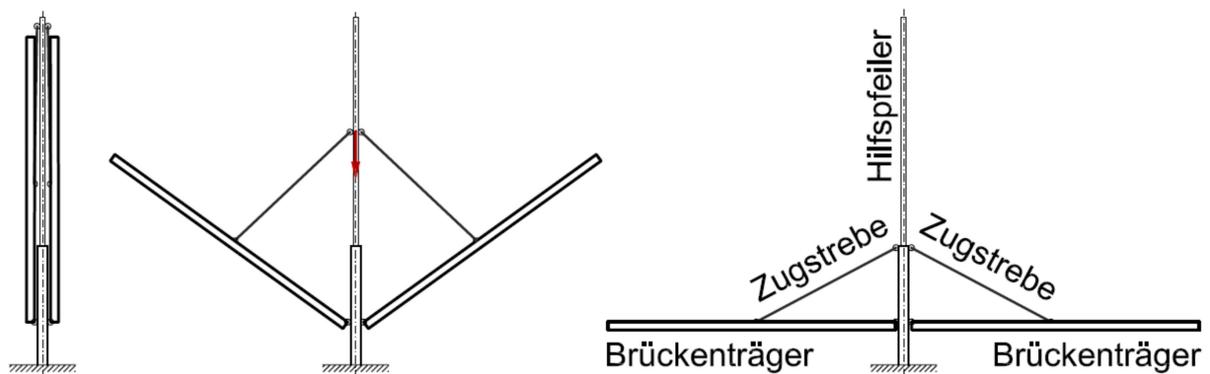


Abbildung 1.4.1.5: Zugstrebenbrücke mit Hilfspfeiler [5]

1 Einleitung

Das Brückenklappverfahren hat laut [4] und [5] folgende Vorteile:

- 1) Da alle Teile vertikal hergestellt werden, wird kein Lehrgerüst bei der Herstellung benötigt.
- 2) Durch die vertikale Herstellung des Brückenträgers entstehen in diesem während der Herstellung kaum Biegemomente (im Gegensatz zum Freivorbau), wodurch schlankere Querschnitte verwendet werden können.
- 3) Die Druck- bzw. Zugstreben reduzieren die Spannweite, wodurch die Brückenträger noch schlanker ausgeführt werden können.
- 4) Schlanke Brückenträger sind sowohl billiger als auch ästhetischer als gedrungene Träger.
- 5) Durch die vertikale Herstellung und das anschließende Einklappen kann auch die Bauzeit gegenüber z.B. dem Freivorbau wesentlich reduziert werden.
- 6) Für die Hebeteknik und die Ausbildung der Gelenke stehen Lösungen zur Verfügung, die in Versuchen bereits erprobt wurden.

Das Brückenklappverfahren ist besonders geeignet für Brücken mit Spannweiten zwischen 50m und 250m. Für den Klappvorgang ist entweder eine Brücke mit hohem Pfeiler (tiefes Tal) oder ein Hilfspfeiler erforderlich [5].

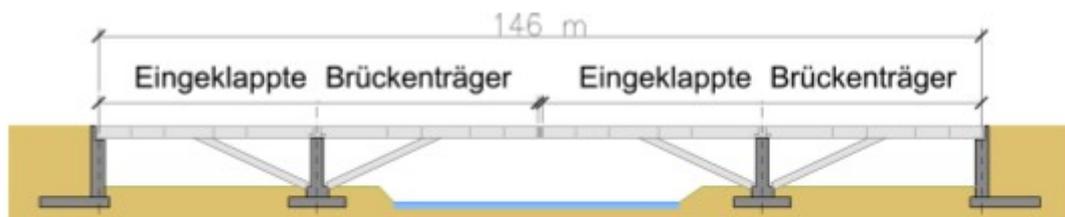


Abbildung 1.4.1.6: Beispiel Brückenklappverfahren mit Hilfspfeiler [5]

In Abbildung 1.4.1.6 ist ein Beispiel für eine Brücke zu sehen, die mit Hilfe des Brückenklappverfahrens mit Hilfspfeiler erstellt wurde. Kransegmente oder Betonfertigteile können für den Hilfspfeiler verwendet werden. Sie eignen sich besonders gut, da sie nach Fertigstellung einer Brücke abmontiert und für die nächste weiterverwendet werden können.

1.4 Besonderheiten der zu untersuchenden Variante

1.4.1 Allgemeines

Diese Arbeit behandelt einen Alternativentwurf für die San Leonardo Brücke, hergestellt mit Hilfe des Brückenklappverfahrens. Die Besonderheit an diesem Entwurf ist, dass der Brückenträger als Verbundquerschnitt ausgeführt werden soll. Der Stahlträger der Verbundkonstruktion hat einen Einfluss auf die Herstellung und die Ausführung der Knoten die an den Brückenträger anschließen.

Die Besonderheit des nachfolgenden Entwurfs ist einerseits die Entwicklung einer Brückenvariante erstellt mit einem neuen Bauverfahren und andererseits die Anpassung des besagten Bauverfahrens für eine Verbundbrücke.

1.4.2 Das Bauverfahren

Für den vorliegenden Brückenentwurf wird ein Pfeiler verwendet, der an dieselbe Stelle gesetzt wird wie jener der Bestandbrücke. Dies hat vor allem geologische Gründe, die in Kapitel 1.2 schon erklärt wurden. Da eine der Talseiten den Raum unterhalb der Brücke relativ stark beeinträchtigt, wird die Brücke mit Hilfe der Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler erstellt. Die Herstellung der Betonträger in vertikaler Lage ist einer der wesentlichen Vorteile des Brückenklappverfahrens, wie bereits in Kapitel 1.3 erklärt wurde. Da für eine Verbundbrücke jedoch Stahlträger verwendet werden, ist dieser Vorteil zu hinterfragen. Verbundbrücken werden meistens mit Hilfe des Taktschiebeverfahrens hergestellt oder mittels Kran eingehoben. Die Schweißverbindungen werden in der Regel im Werk und auf der Baustelle auf ebenem Untergrund gefertigt. Das Herstellen der Schweißverbindungen des Brückenträgers wenn sich dieser in vertikaler Position befindet, könnte die Fertigung erschweren. Nach dem Aufklappen der Brücke werden Teile der Brücke mit Ortbeton vergossen, um eine monolithische und kraftschlüssige Struktur herzustellen. Der genaue Bauablauf wird in Kapitel 3 erklärt.

2 Alternativentwurf

2.1 Globaler Entwurf

Für den Alternativentwurf der San Leonardo Brücke wurde derselbe Standort gewählt, an dem bereits die vorhandene Brücke steht, um einen Vergleich zwischen den beiden Tragwerken herstellen zu können. Die neue Brücke soll an den beiden Talwänden und auf dem Mittelpfeiler aufgelagert werden. Im Gegensatz zur ursprünglichen Brücke wird der Brückenträger zusätzlich von zwei Druckstreben unterstützt, die an den Pfeiler anschließen. Diese Druckstreben haben nicht nur eine unterstützende Wirkung, sondern sind auch für das Bauverfahren von großer Bedeutung (wie bereits in Kapitel 1.3 erwähnt und in Kapitel 3.3 weiter erläutert wird).

Für die San Leonardo Brücke werden am Institut für Tragkonstruktionen mehrere Alternativenwürfe erstellt. Für diese Arbeit ist der Brückenträger entscheidend, der als Verbundträger ausgeführt wird. Die Druckstrebe und der Pfeiler werden von [1] übernommen. Da sich das Eigengewicht verringert und die sonstigen Einwirkungen gleich bleiben, sollte dies kein Problem für die Tragfähigkeit dieser Teile darstellen.

Um das Moment in der Druckstrebe zu verringern, werden Spannglieder von der Mitte dieser zum Pfeilerkopf geführt.

In Abbildung 1.4.1.1 sind die Abschnitte des Brückenträgers zu sehen sowie der Pfeiler inklusive Druckstreben. Die Druckstreben haben einen regelmäßigen Querschnitt, während der Hohlkasten des Pfeilers an der Stelle abgestuft wird, an der die Druckstreben an ihn angeschlossen sind. Da sich die abzutragende Kraft im oberen Teil auch auf die Druckstreben aufteilt, kann der Pfeiler hier einen geringeren Querschnitt aufweisen als unterhalb des Anschlusses.

Um einen möglichst wirtschaftlichen Brückenträger zu gestalten, wird dieser entlang der Trägerachse mehrfach abgestuft. Er wird in die folgenden fünf Abschnitte unterteilt: Feldquerschnitt außen Randaufleger (FQS a R), Feldquerschnitt außen (FQS a), Brückenträgerquerschnitt nahe der Druckstrebe (DSQS), Feldquerschnitt innen (FQS i) und Brückenträgerquerschnitt nahe des Pfeilers (PfQS). Diese Abschnitte werden nicht in ihrer Höhe oder Breite abgestuft, sondern durch die Dicke ihrer Bleche und dem Vorhandensein einer Betonplatte (siehe Kapitel 2.3.1). Für einen endgültigen Entwurf wäre eine Neigung der Fahrbahnplatte aus Entwässerungsgründen erforderlich. Eben erwähnte Neigung wurde vernachlässigt, um den Entwurf und die zugehörigen Berechnungen zu vereinfachen.

Für den Entwurf der Knoten ist zu erwähnen, dass diese während des Bauzustandes reale Gelenke darstellen müssen. Dies ermöglicht das Klappen der Brücke. Im Endzustand wird jedoch eine möglichst dauerhafte und monolithische Struktur angestrebt. Um die besagten Kriterien zu erfüllen, wurde ein Entwurf ausgearbeitet, bei dem die gelenkigen Knoten für den Endzustand ausbetoniert werden. Der Entwurf der Knoten wird in Kapitel 2.4 besprochen.

Übersicht Brückenabschnitte

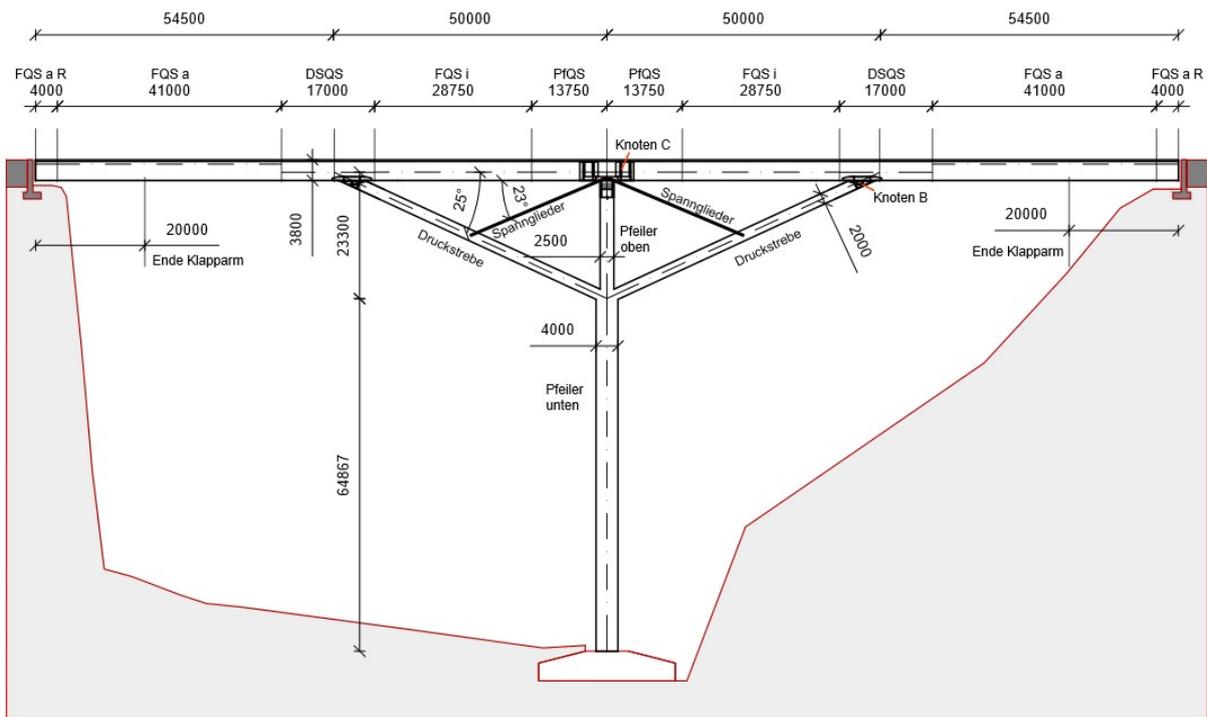


Abbildung 1.4.2.1: Übersicht Brückenabschnitte

2.2 Materialien

Für die Bleche des Brückenträgers wurde ein Stahl mit der Güte S355 eingeplant. Dieser wurde gewählt, da laut [[6], S.703] im Straßenbrückenbau meistens Stähle der Güteklasse S355 verwendet werden. Die erwähnte Festigkeitsklasse soll ebenso für die Querrahmen, Querträger und Druckstäbe eingesetzt werden. Die Längssteifen wurden, wie in Kapitel 4.1.1 erklärt wird, nicht für die globale Tragfähigkeit herangezogen. Außerdem wurden sie so ausgelegt, dass mit einer Festigkeit von S235 oder S355 die Tragfähigkeitsnachweise geführt werden können. Dies hat den Zweck, dass die Stahlgüte für die Steifen noch nachträglich entschieden werden kann. Da nicht sämtliche Detailnachweise für eine Ausführungsstatik erbracht wurden, kann eine Festigkeitsklasse von S355 noch erforderlich werden. Falls dem jedoch nicht so ist, können mit der billigeren Stahlsorte von S235 eventuell Kosten gespart werden.

Die Betongüte für die Druckstreben und den Pfeiler wurde mit C30/37 festgelegt. Auch der Vergussbeton für die Knoten soll die Betongüte C30/37 haben. Die Fundamente werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Um die Druckstrebe zu unterstützen, werden Spannglieder mit der Bezeichnung 6-43 1860N/mm² gewählt. Diese Bezeichnung bedeutet, dass das Spannglied aus 43 Litzen zu je 6 Drähten besteht. Die Einzellitzen weisen eine Festigkeit von 1860N/mm² auf und haben einen Querschnitt von 150mm².

Für die Radialgelenke der Knoten B und C wurden Gelenklager der Firma WSW gewählt mit der Produktbezeichnung GE200ES.

2.3 Querschnitte

Der Querschnitt der Druckstreben wird in Kapitel 2.3.2 beschrieben und besteht im Bauzustand aus einem Betonhohlkasten, der für den Endzustand ausbetoniert wird. Wie schon in Kapitel 2.1 besprochen wird der Pfeiler ebenfalls aus einem Betonhohlkasten hergestellt der abgestuft wird (siehe dazu auch Kapitel 2.3.3). Sowohl der Pfeiler als auch die Druckstrebe wurde aus [1] entnommen. Der Schwerpunkt dieser Arbeit soll beim Brückenträger liegen.

Für den Brückenträger wurde ein Verbundquerschnitt gewählt, dessen Bleche entlang der Trägerachse mehrfach abgestuft werden (siehe Kapitel 2.3.1). Eine Besonderheit des Brückenträgerquerschnitts ist, dass Teile der Knoten in ihn integriert sind (siehe Kapitel 2.4). Außerdem verändert sich seine Tragfunktion maßgeblich gegenüber dem Bauzustand nach Fertigstellung der Betonplatte.

Um über den Druckstreben und dem Pfeiler eine erhöhte Steifigkeit zu erreichen, wurde dort eine zusätzliche Betonplatte, aufliegend auf dem Untergurt des Hohlkastens, eingeplant. Diese Betonplatte hat einen positiven Effekt auf die Tragfähigkeit hinsichtlich der Spannungen als auch auf die Stabilität. Der Verbund eines Querschnitts mit zwei Betonplatten nennt sich Doppelverbund.

2.3.1 Brückenträgerquerschnitte

Alle Brückenträgerquerschnitte bestehen aus einem offenen Stahlhohlkasten, welcher mit Hilfe einer Betonplatte (mit einer Dicke von 30cm) geschlossen wird. Der Stahlbau soll über die gesamte Brückenlänge eine Höhe von 3,5m und eine Breite von 6m aufweisen. Um die Außenabmessungen der Brücke über ihre gesamte Länge gleich zu behalten, werden die Stegbleche variiert. Dies stellt die übliche Methode im Stahlbau dar und ist außerdem ästhetischer [7]. Um die Bleche der Gurte abzustufen zu können, müssen die Stege um die entsprechende Höhe reduziert werden. Der Untergurt des Stahlkastens ist 6m breit und wird in seiner Dicke bzw. Höhe entlang des Brückenträgers abgestuft. Die Obergurte des Stahlbaus sind 104cm breit und werden ebenfalls entlang des Brückenträgers abgestuft. Die Höhe der Stege variiert abhängig von der Dicke der beiden Gurte. Seine Dicke wird, wie bei den Gurten, nach Bedarf abgestuft.

Die Dimensionierung der Querschnitte erfolgt unter einigen Annahmen und statischen Berechnungen in Kapitel 4.1. In den nachfolgenden Kapiteln werden lediglich die fertig dimensionierten Querschnitte beschrieben.

Die Betonplatte misst in der Breite 22,5m. Da der Stahlkasten nur eine Breite von 6m aufweist, muss die Betonplatte zusätzlich unterstützt werden. Um die vom Stahlkasten auskragenden Teile der Betonplatte zu halten, wurden Querträger mit Druckstäben eingeplant (siehe Abbildung 2.3.1.1). Die erwähnten Querträger sollen im Verbund mit der Betonplatte stehen, damit die Quertragfähigkeit der Betonplatte erhöht wird.

Die Querträger und Druckstäbe bestehen aus quadratischen Rohrprofilen mit einer Kantenlänge von 220mm und einer Blechdicke von 10mm (QRO 220x10). Es handelt sich hierbei um warmgewalzte Profile, da laut [6] nur warmgewalzte Hohlprofile für den Straßenbrückenbau eingesetzt werden dürfen. Sie werden, so wie der Querrahmen, alle 3m entlang der Brückenträgerachse angeordnet. Zwischen den Stegen des Stahlkastens wird der Querträger bereits vor dem Aufklappen der Brücke angeschweißt. Er bietet dem Stahlkasten zusätzliche Stabilität während des Klappens. Die Teile außerhalb des Stahlkastens werden erst nach dem Klappvorgang montiert. Ihre Verbindungen

werden deshalb als Schraubverbindungen ausgeführt. Eine Prinzipskizze des Brückenträgerquerschnitts ist in Abbildung 2.3.1.1 zu sehen.

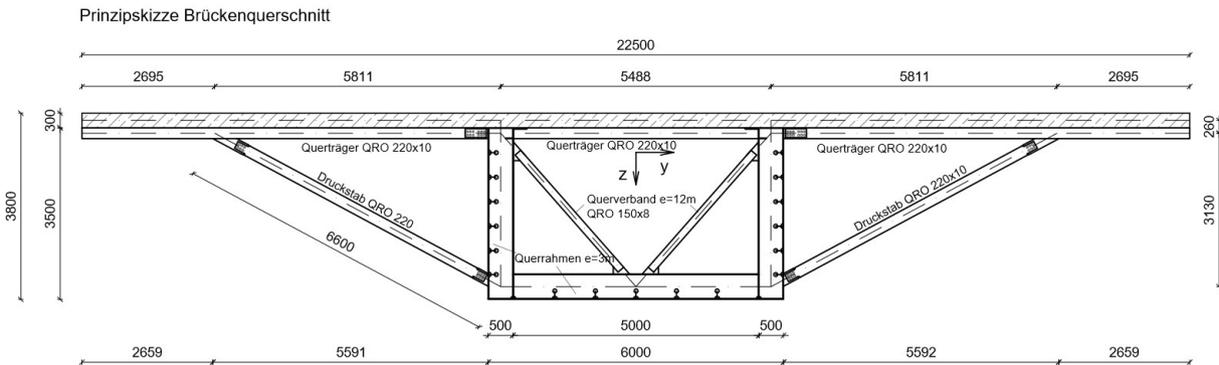


Abbildung 2.3.1.1: Prinzipskizze Brückenträgerquerschnitt

2.3.1.1 Querrahmen, Längssteifen und Querverbände

Im regelmäßigen Abstand von 3m werden Querrahmen im Stahlkasten eingebaut. Diese dienen zur Aussteifung und um seine Formtreue zu gewährleisten. Sie werden aus geschweißten T-Profilen hergestellt, die eine Höhe von 50cm und eine Breite von 30cm aufweisen. In [6] werden keine genauen Angaben für die Konstruktion der Querrahmen angegeben. Es werden jedoch Abbildungen von üblichen Verbundbrücken mit Hohlkasten dargestellt. Die Querrahmen wurden entsprechend dem Verhältnis der Bauteile aus diesen Abbildungen dimensioniert. Die Blechdicken des Querrahmens betragen für seinen Steg wie auch für die Flansche 15mm (siehe Abbildung 2.3.1.2). Die Längssteifen sollen als Flachstahl, mit einer Höhe von 150mm und einer Dicke von 15mm, ausgeführt werden (siehe Abbildung 2.3.1.3).

In der Regel werden bevorzugt Trapezsteifen verwendet, um die Bleche des Hauptträgers auszusteiern. Diese weisen wegen ihres Hohlprofilquerschnitts eine hohe St. Venant'sche Torsionssteifigkeit auf und können nicht in Folge von Biegedrillknicken versagen. Im vorliegenden Entwurf werden die Steifen des Untergurts jedoch einbetoniert. Um die Betonplatte möglichst gleichmäßig an den Untergurt anschließen zu können und um möglichst wenig Querschnittsfläche des Betons zu verlieren, werden für diesen Entwurf Flachstahlsteifen verwendet. Da die Stege auf Grund des Doppelverbundes an den Zwischenauflagern eine sehr geringe Beanspruchung auf Beulen aufweisen, wurde entschieden auch für sie Flachstahlsteifen zu verwenden. Dies erleichtert außerdem das Durchführen der Steifen durch die Querscheiben an den Zwischenauflagern [6].

Die Dimensionierung der Steifenbleche wurde so gewählt, dass sie der Querschnittsklasse 3 entsprechen. Um diese Forderung zu erfüllen, muss laut [8] das Verhältnis der Blechhöhe zur Blechdicke von einem beidseitig gehaltenen Blech (wie es beim Querrahmensteg der Fall ist) einen Wert von 42ϵ unterschreiten. Für die Stahlgüte S355 ergibt sich ϵ zu 0,81. Der Steg muss also eine geringere Höhe als $42 \cdot 0,81 \cdot 15\text{mm} = 510,3\text{mm}$ aufweisen, um in Querschnittsklasse 3 eingestuft werden zu können. In Abbildung 2.3.1.2 ist zu erkennen, dass diese Bedingung erfüllt ist. Für einseitig gehaltene Bleche gilt ein maximales Verhältnis der Blechhöhe zur Blechdicke von 14ϵ . Die maximale Blechhöhe für die Flansche des Querrahmens sowie für die Längssteifen beträgt also $14 \cdot 0,81 \cdot 15\text{mm} = 170,1\text{mm}$, um Querschnittsklasse 3 zu erreichen. Sowohl die Längssteifen als auch die Flansche des Querrahmens haben eine Blechhöhe von 150mm. Um Versagen durch lokales

2 Alternativentwurf

Ausbeulen der Bleche zu verhindern ist es erforderlich, dass die Querrahmen und die Längssteifen der Querschnittsklasse 3 genügen.

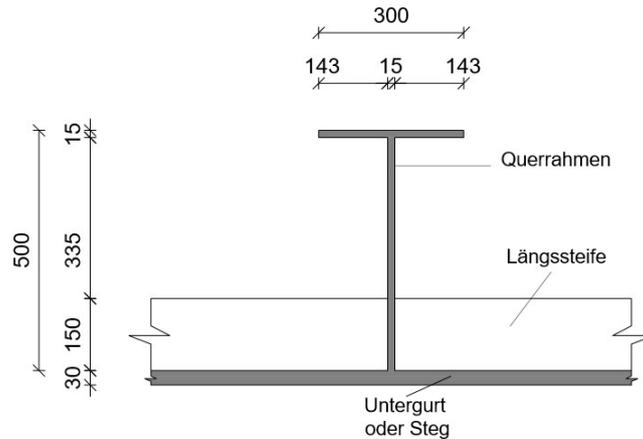


Abbildung 2.3.1.2: Querschnitt Querrahmen

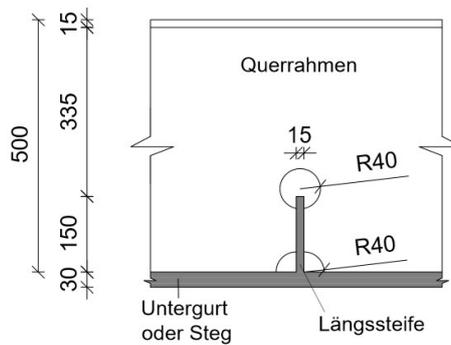


Abbildung 2.3.1.3: Längssteife

Die Beulnachweise werden in Kapitel 4.1.4 erbracht. Auf Basis dieser wurde ein Raster für die Steifen ausgewählt. In Abbildung 2.3.1.4 ist zu erkennen, dass die Flachstahlsteifen in einem regelmäßigen Abstand von 50cm an den Steg angeschweißt werden. Für den Untergurt wurde ein Raster gewählt, welches sowohl an den Querrahmen vernünftig angeschlossen werden kann als auch an die Bleche der Knoten für den Klappvorgang.

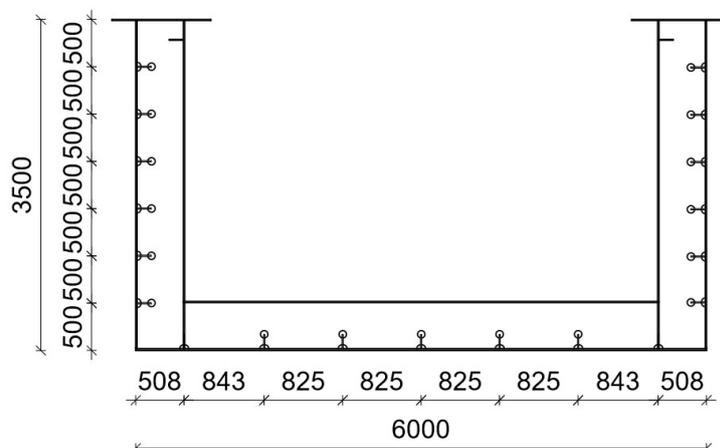


Abbildung 2.3.1.4: Raster der Längssteifen

Laut [[6], S.622] werden bei Hohlkästen jeder dritte bis vierte Querrahmen mit Querverband ausgeführt. Die soll die Formtreueheit des Querschnitts gewährleisten. Die Querverbände bestehen aus quadratischen Rohrprofilen mit einer Höhe von 150mm und einer Blechdicke von 8mm (QRO 150x8). Die Querverbände werden alle 12m, also an jedem vierten Querrahmen, angeordnet. Sie werden in Abbildung 2.3.1.1 dargestellt.

2.3.1.2 Kopfbolzendübel

Kopfbolzendübel sollen den Verbund zwischen der Betonplatte und dem Stahlkasten herstellen. Damit wird einerseits die Tragfähigkeit gewährleistet und andererseits wird der Obergurt vor lokalem Ausbeulen bewahrt. Um diese Funktionen erfüllen zu können, müssen die Kopfbolzendübel den Konstruktionsregeln laut [9] entsprechen. Da die Kopfbolzendübel keinen Einfluss auf das Klappverfahren haben und davon ausgegangen wird dass es eine Dübelanordnung gibt welche dem vorliegenden Entwurf genügt, werden diese nicht dimensioniert. Sie werden stattdessen mit einem Faktor in der Berechnung berücksichtigt (siehe Kapitel 4.1.2).

2.3.1.3 Aufbau

Der Aufbau hat ebenso wie die Kopfbolzendübel keinen direkten Einfluss auf das Klappverfahren. Er wird in der Berechnung mit 100kN/m berücksichtigt. Dies soll den Fahrbahnaufbau sowie die Randbalken und sonstige Aufbauten berücksichtigen. In [1] wurde der Fahrbahnaufbau genauer berechnet.

2.3.1.4 Feldquerschnitt außen Rand (FQS a R)

Durch die Auflagerung der Brücke an den Talseiten entstehen dort große Querkräfte. Da die Querkräfte in einer Kastenbrücke über die Stege aufgenommen werden, müssen diese in Auflagerhöhe stark genug ausgeführt sein. Um eine möglichst wirtschaftliche und leichte Brücke zu gestalten, wurde der Feldquerschnitt im Auflagerbereich abgestuft. Dieser Bereich des Brückenträgers wurde Feldquerschnitt außen Randaufleger oder FQS a R genannt.

Die Blechdicke der Stege beträgt hier 14mm. Die Höhe der Stegbleche ergibt sich, wie schon in Kapitel 2.3.1 erwähnt, durch die Dicken der Unter- und Obergurte. Die Obergurte werden mit einer Stärke von 10mm ausgeführt, während der Untergurt eine Blechdicke von 20mm aufweist. Dadurch ergibt sich für die Stege eine Höhe von 347cm. Die Betonplatte wird, wie bereits in Kapitel 2.3.1 erwähnt, mit einer Dicke von 30cm ausgeführt. Diese soll gleichbleibend über die gesamte Länge der Brücke beibehalten werden.

2.3.1.5 Feldquerschnitt außen (FQS a)

Im äußeren Feldbereich kann mit der Betonplatte in der Druckzone und dem Stahl in der Zugzone des Querschnitts die Verbundwirkung gut ausgenutzt werden. Trotz der niedrigen Querkraft im Feldbereich wird der Steg hier mit einer Dicke von 12mm ausgeführt. Laut [[6], S.621] soll der Steg einer Verbundbrücke 12mm nicht unterschreiten. Darum wurde die Dicke des Stegs mit 12mm festgelegt, während die Gurte entsprechend angepasst wurden, um eine gute Querschnittsauslastung zu erzielen. Der Stahlobergurt misst hier 10mm, während der Stahluntergurt 20mm Stärke aufweist.

2.3.1.6 Brückenträgerquerschnitt nahe der Druckstrebe (DSQS)

Beim Brückenträgerquerschnitt nahe der Druckstrebe, auch DSQS genannt, handelt es sich um einen Verbundquerschnitt im Doppelverbund. Dies bedeutet, dass eine Betonplatte in den Stahlkasten

2 Alternativentwurf

eingebaut wird, um den Widerstand gegen das dort auftretende Stützmoment zu erhöhen (siehe Abbildung 2.3.1.5). Die Platte soll mit dem Untergurt und den Stegen des Stahlkastens im Verbund stehen. Durch die Verbindung der Bleche mit der Betonplatte kann nicht nur eine Erhöhung des Widerstands erzielt, sondern auch eine stabilisierende Wirkung für die Bleche erreicht werden. Zusätzlich verschiebt sich wegen der massiven Betonplatte die Nulllinie des Querschnitts nach unten. Dadurch verkleinert sich die Druckzone im Steg, was sich ebenfalls positiv auf seine Beulstabilität auswirkt.

Als weiterer Vorteil der unteren Platte ist noch zu erwähnen, dass er die Druckstrebe mit dem Brückenträger zu einer monolithischen Struktur verbindet. Dies hat positive Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit des Tragwerks. In Kapitel 2.4.3 wird der Knoten, an dem sich Druckstrebe und Brückenträger treffen, besprochen.

Die Stegbleche werden hier mit einer Stärke von 24mm ausgeführt. Für den Obergurt werden Bleche mit einer Stärke von 26mm verwendet, während der Untergurt eine Dicke von 15mm aufweist. Die untere Betonplatte soll eine Höhe von 50 cm haben und mit Kopfbolzendübeln sowohl an die Stege als auch an den Untergurt angeschlossen werden. In Abbildung 1.4.2.1 wird der DSQS mit einer Länge von 17m dargestellt. Dies ist die Länge des statischen Querschnitts in dem die untere Betonplatte, also der Doppelverbund, wirksam ist. Die Hauptbleche des DSQS sollen sich noch 2,5m weiter in Richtung des Pfeilers erstrecken, um den Montagestoß außerhalb des Konstruktionsbereichs von Knoten B zu verschieben. Im Bauzustand weist der DSQS also eine andere Länge auf als im Endzustand. Wo sich der Montagestoß befindet wird in Kapitel 3.2 erläutert.

Da über der Druckstrebe ein negatives Moment auftritt, reißt der Beton der oben liegenden Platte. Für die Tragfähigkeit bleibt in diesem Bereich nur die Bewehrung der Platte übrig.

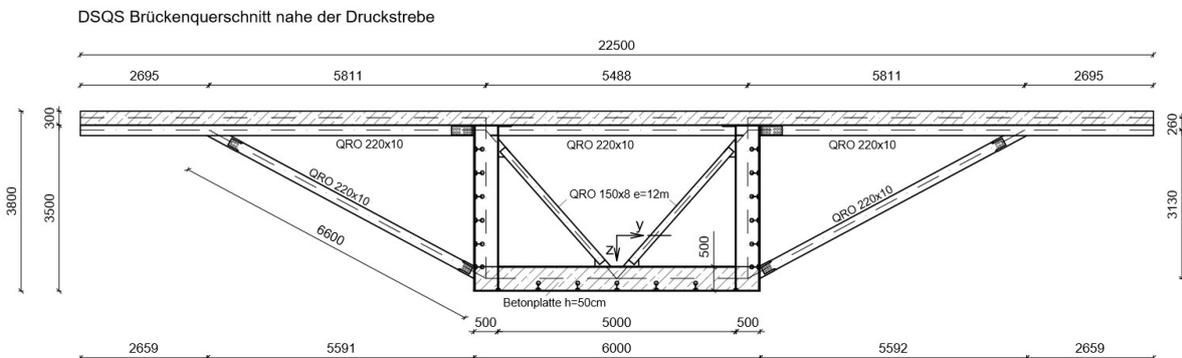


Abbildung 2.3.1.5: Brückenquerschnitt oberhalb der Druckstrebe

Durch die Neigung der Druckstrebe (25° auf den Brückenträger) entsteht eine Zugkraft im Brückenträger. Dieser muss besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da sie die Betonplatte zum Reißen bringt. Die Zugkraft wird von der einen Druckstrebe über den Brückenträger bis zur gegenüberliegenden Druckstrebe durchgeleitet. Es wurde entschieden, die Normalkraft über den Stahlquerschnitt aufzunehmen und keine zusätzliche Vorspannung einzubauen.

2.3.1.7 Feldquerschnitt innen (FQS i)

Beim Feldquerschnitt innen handelt es sich um den Brückenquerschnitt, der sich im Feld zwischen der Druckstrebe und dem Pfeiler befindet. Besonders zu beachten ist, dass die Druckkraft, die aus der Druckstrebe in den Brückenträger eingeleitet wird, hier eine Zugkraft verursacht. Diese Zugkraft muss bis zur Druckstrebe auf der gegenüberliegenden Seite durchgeleitet werden. Durch diese

Zugkraft reißt der Beton des Verbundquerschnitts und es kann nur die Bewehrung für die Tragsicherheit herangezogen werden. Für die Berechnungen ist auf Kapitel 4.1 zu verweisen.

Die Stege haben hier eine Dicke von 15mm und eine Höhe von 346cm. Der Obergurt weist eine Stärke von 10mm auf, während der Untergurt 30mm dick ist.

2.3.1.8 Brückenträgerquerschnitt in Pfeilernähe (PfQS)

So wie beim DSQS wird hier ein Doppelverbund erstellt. Es wird eine Betonplatte auf dem Untergurt des Stahlkastens erstellt, um den Widerstand gegen das Stützmoment zu erhöhen. Zusätzlich soll der Beton im Stahlkasten, wie schon beim DSQS, den Untergurt und die Stege gegen Ausbeulen sichern. Außerdem hat die Betonplatte einen positiven Nebeneffekt auf das Ermüdungsverhalten der Brücke. Durch ihre Steifigkeit senkt sie das Spannungsschwingbreitenniveau in den Stahlblechen. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass die Betonplatte den Pfeiler und den Brückenträger zu einer monolithischen Struktur vereint.

Der Obergurt hat hier eine Höhe von 40mm, was die maximale Dicke ist, bevor eine verringerte Festigkeit angesetzt werden muss. Für den Untergurt wird eine Betonplatte mit 50cm Stärke eingebaut, die direkt über dem Pfeiler auf eine Stärke von 65cm anwächst. Das Stahlblech des Untergurts wird mit einer Dicke von 15mm ausgeführt. Für die Stege wird eine Dicke von 30mm festgelegt, während ihre Höhe mit 346cm durch den Obergurt festgelegt ist. Direkt über dem Pfeiler wird der Stahluntergurt nicht durchgeführt, sondern die Höhe des Stegs nur vom Obergurt bestimmt.

2.3.2 Druckstrebenquerschnitt

Der Querschnitt der Druckstrebe wurde aus [1] entnommen. Sie besteht im Bauzustand aus einem Betonhohlkasten mit einer Höhe von 2m und einer Breite von 4m, dessen Wandstärke 25cm an der langen Kante und 20cm an der kurzen Kante beträgt. Nach dem Klappvorgang wird der Kastenquerschnitt ausbetoniert. Damit wird einerseits eine Erhöhung der Tragfähigkeit erreicht und andererseits kann dadurch der vorher gelenkige Knoten in einen starren Knoten umgewandelt werden. In Abbildung 2.3.2.1 wird auf der rechten Seite der Druckstrebenquerschnitt in der Bauphase gezeigt, während auf der linken Seite der ausbetonierte Querschnitt zu sehen ist. Laut [1] wird die Druckstrebe vorgespannt damit die Fugen der Fertigteile nicht reißen. Diese Vorspannung entwickelt ihre Wirkung ausschließlich in der Druckstrebe und hat auf den vorliegenden Entwurf keinen Einfluss.

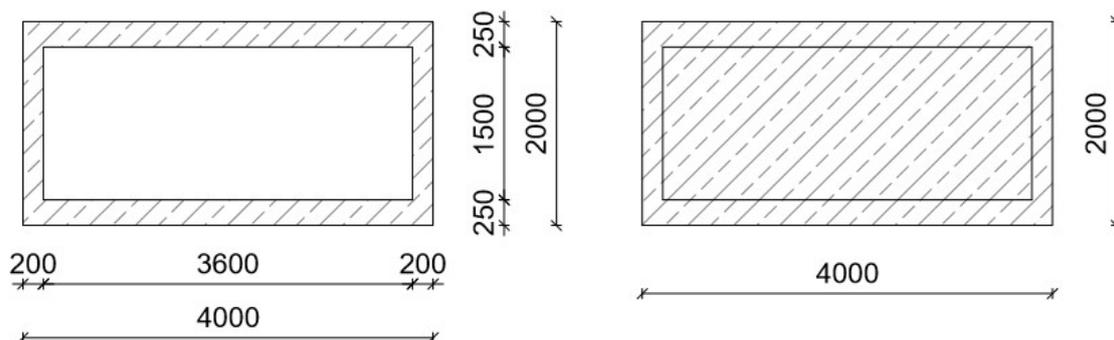


Abbildung 2.3.2.1: Druckstrebenquerschnitt

2 Alternativentwurf

Durch ihr Eigengewicht, wird die Druckstrebe auf Biegung beansprucht. Wie in Kapitel 2.1 erwähnt wird und in Abbildung 1.4.2.1 zu sehen ist, wird die Druckstrebe mit Hilfe von Spanngliedern unterstützt. Diese Spannglieder sollen so gespannt werden, dass die Durchbiegung der Druckstrebe verhindert wird. Sie werden von der Mitte der Druckstrebe bis zum Pfeilerkopf gespannt.

2.3.3 Pfeilerquerschnitt

Genauso wie die Druckstrebe wurde der Pfeiler aus [1] entnommen. Er besteht aus einem Hohlkasten, der, wie in Kapitel 2.1 schon erwähnt wurde, einmal abgestuft wird. Da oberhalb des Anschlusses der Druckstreben kleinere Kräfte auf ihn wirken, soll er dort abgestuft werden. Der untere Abschnitt des Pfeilers besteht aus einem Hohlkasten mit einer Breite von 6m und einer Höhe von 4m. Seine Wandstärke soll in diesem Bereich 50cm betragen. Für den oberen Abschnitt wurde ein Hohlkasten gewählt mit einer Breite von ebenfalls 6m und einer Höhe von 2,5m. In diesem Abschnitt des Pfeilers soll seine Wandstärke 30cm betragen. Da 6m auch die Breite des Brückenträgerquerschnitts ist, kann ein glatter Übergang von Pfeiler zu Brückenträger erzielt werden. Dies vereinfacht die Lastabtragung und soll ästhetisch ansprechend aussehen. In Abbildung 2.3.3.1 ist oben der Pfeilerquerschnitt im Bereich oberhalb des Druckstrebenanschlusses zu sehen und unten der Pfeilerquerschnitt unterhalb des Anschlusses. Der Unterschied in ihrer Höhe hat einen positiven Nebeneffekt auf den Klappvorgang, da die Druckstreben auf den auskragenden Teilen des Pfeilers aufgestellt werden können. Das Klappverfahren wird in Kapitel 3.3 besprochen.

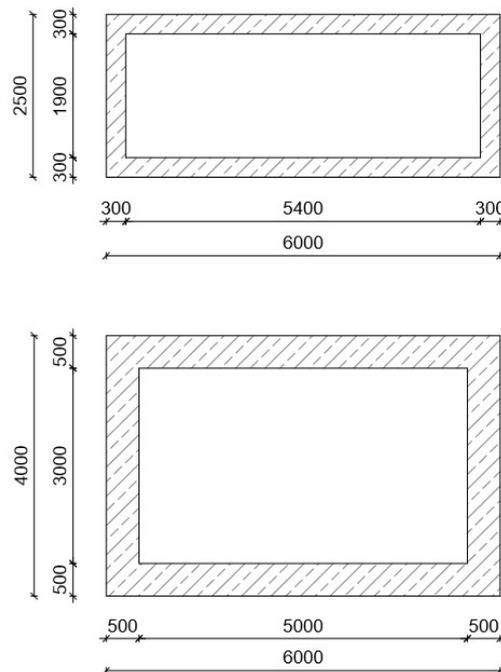


Abbildung 2.3.3.1: Pfeilerquerschnitte

2.4 Knoten

Bei den Knoten A, B und C handelt es sich um jene Knoten, die während des Klappvorgangs echte Gelenke darstellen müssen. Das Prinzip des Brückenklappverfahrens wurde in Kapitel 1.3 besprochen und wird in Kapitel 3.3 für den vorliegenden Entwurf genauer dargestellt.

Im Wesentlichen sind drei Gelenke erforderlich, um das Klappverfahren für die Variante Druckstrebenbrücke mit Hilfspfeiler auszuführen. Knoten A stellt den gelenkigen Anschluss der Druckstrebe an den Pfeiler dar. Knoten B dient dem gelenkigen Anschluss des Brückenträgers an die Druckstrebe. Um die kinematische Kette zu vervollständigen, muss noch der Brückenträger selbst ein Gelenk aufweisen. Dies erfolgt in Knoten C. Abbildung 2.3.3.1 soll die Lage der Knoten veranschaulichen.

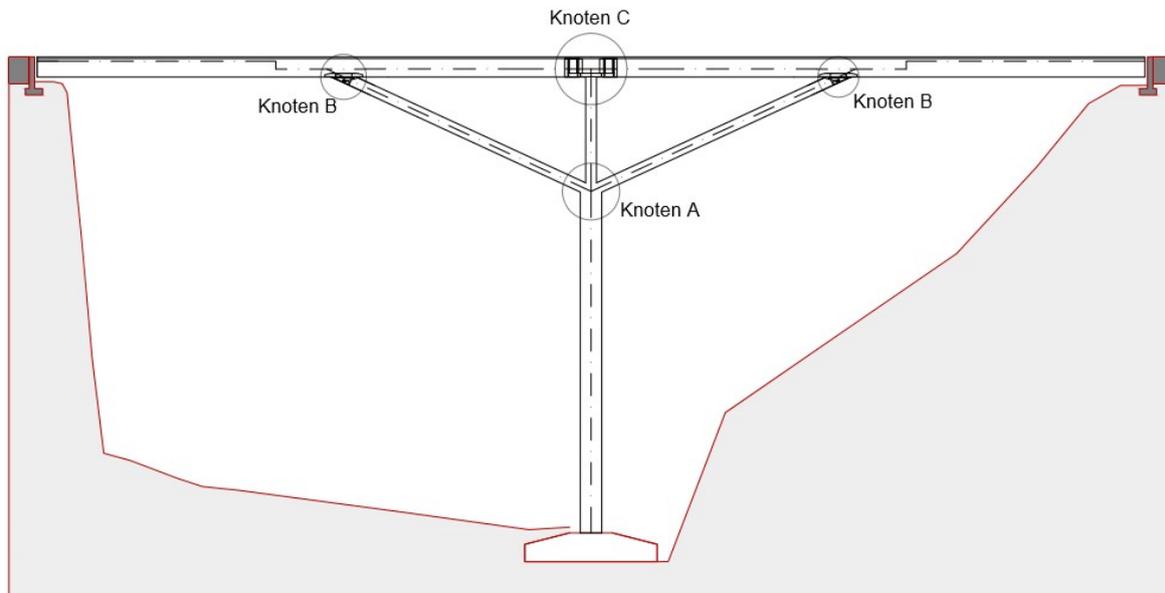


Abbildung 2.3.3.1: Übersicht Knoten

Da es sich bei der hier besprochenen Brücke um eine Verbundbrücke handelt, müssen die Knoten B und C anders ausgeführt werden als bei den bisherigen Varianten des Brückenklappverfahrens. Diesen Knoten soll besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Knoten A hingegen wird aus [1] entnommen, da die Druckstreben und der Pfeiler identisch sind.

2.4.1 Gelenke

2.4.1.1 Betonwälzgelenke

Bei Betonwälzgelenken handelt es sich um zwei Betonquader, die sich über Zylinderflächen aneinander abrollen. Sie finden ihren Ursprung im Jahr 1880 bei der Errichtung einer Bogenbrücke für die Prina-Berggießhübler Eisenbahn bei Langenhennersdorf. Sie wurden damals verwendet, um die Scheitelsenkungen der Bogenbrücke ohne Zwang (also ohne Risse) aufnehmen zu können. Die Gelenke wurden zum Vorbild vieler anderer Anwendungen, da sie gut funktionierten. [10]

Die Betonquader berühren sich auf Grund ihrer Wölbung nur über Teilflächen. Dies bringt eine Erhöhung ihrer Beanspruchbarkeit mit sich. Der Zusammenhang wurde in Versuchen erprobt und wird durch die Formel in Abbildung 2.4.1.1 gut beschrieben. [11]

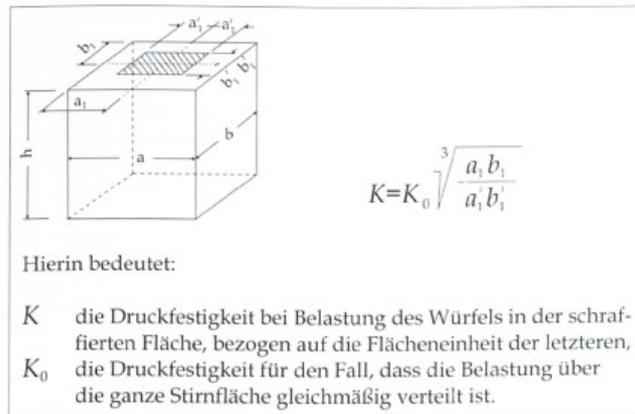


Abbildung 2.4.1.1: Erhöhung der Druckfestigkeit durch Belastung einer Teilfläche [11]

Als Variante des Wälzgelenks ist das gepanzerte Wälzgelenk zu erwähnen. Hierfür werden Stahlbleche über die Zylinderflächen gelegt, um die Tragfähigkeit zu erhöhen. Für das Brückenklappverfahren wurden zuerst solche Gelenke in Betracht gezogen [5]. Wie sich jedoch herausstellte, ist es sehr schwierig Bleche mit der erforderlichen Präzision herzustellen. Die Herstellung einer Zylinderfläche, die halbseitig offen ist und eine Rundung besitzt, die exakt einem Kreis entspricht, wäre mit großem Mehraufwand verbunden.

2.4.1.2 Gelenklager der Argentobelbrücke

Bei der Argentobelbrücke handelt es sich um eine Bogenbrücke, hergestellt mit dem Bogenklappverfahren. In Kapitel 1.3 wurde sie bereits erwähnt. Um die Bogenhälften einklappen zu können, müssen die Fußpunkte gelenkig gelagert werden. Für die Argentobelbrücke geschah dies mittels Gelenklagern. Das Lager setzte sich aus einem Lagerkörper und einer Lagerrolle zusammen und ist in Abbildung 2.4.1.2 zu sehen. Der Lagerkörper hatte die Abmessungen 922x750x444,5mm, während die Rolle einen Durchmesser von 500mm und eine Länge von 820mm aufwies. Als Gleitfläche wurde eine Teflonschicht mit einer Dicke von 4,5mm verwendet. [3]



Abbildung 2.4.1.2: Gelenk der Argentobelbrücke

Beim Gelenklager der Argentobelbrücke handelt es sich um ein in der Praxis bereits erprobtes System. Es ist also naheliegend, eben erwähntes Gelenk für das Brückenklappverfahren in Betracht zu ziehen. Da beim Brückenklappverfahren jedoch mehrere in Serie geschaltete Gelenke eine kinematische Kette bilden, besteht die Sorge, dass die Gelenkrollen sich in den Lagern verklemmen können, falls es zu einer leichten Schiefstellung des Klappmechanismus kommt. Da dies nicht auszuschließen ist, wurde diese Variante nicht für das Brückenklappverfahren in Betracht gezogen.

2.4.1.3 Radialgelenklager

Bei Radialgelenklagern handelt es sich um zwei Metallteile, die sich gegeneinander verdrehen können, indem sie übereinander gleiten. Das Besondere an diesen Lagern ist, dass sie so ausgeführt sind, dass sie sich nicht nur um ihre geplante Drehachse drehen können, sondern auch eine kleine Verdrehung um eine zur Drehachse orthogonal stehenden Achse zulassen. Sie bestehen einerseits aus einem Innenring, der nach außen gewölbt ist und einem Außenring, der passend zum Innenring nach innen gewölbt ist. Diese Art von Lager ist besonders für hohe Belastungen bei wechselnder Lastrichtung, Stoßbelastung oder hohe statische Belastungen geeignet. [12]

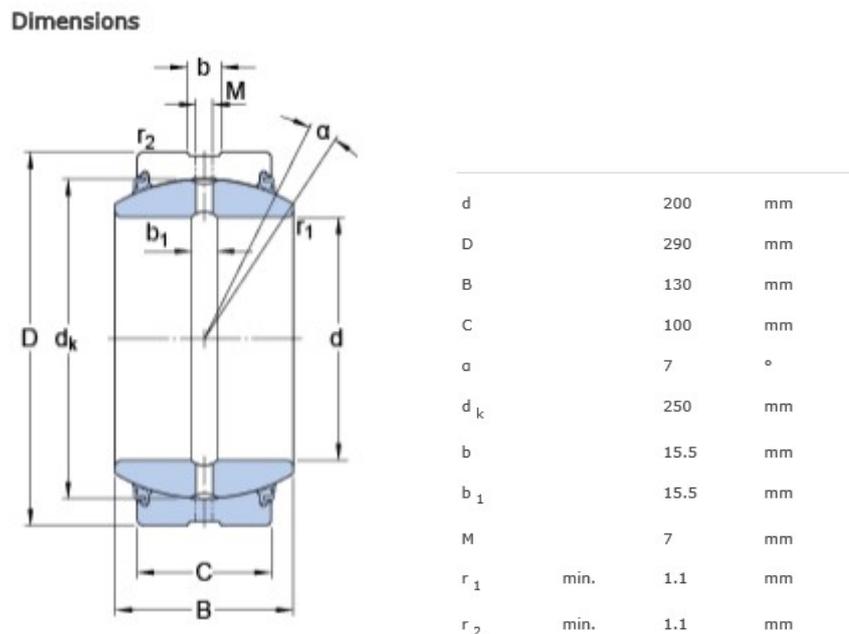


Abbildung 2.4.1.3: Radialgelenklager

Abbildung 2.4.1.3 zeigt den Querschnitt und die Dimensionen eines SKF Radialgelenklagers mit der Produktbezeichnung „GE 200 ESX-2LS“. Durch den Innenring kann ein Bolzen durchgesteckt werden, der an der zu drehenden Konstruktion befestigt ist. Der Außenring wird fest mit der Lagerkonstruktion verbunden. Der Winkel α in Abbildung 2.4.1.3 beschreibt den Winkel, um den die Drehachse des Radiallagers verdreht werden kann, ohne die Funktion zu beeinträchtigen. Er beträgt 7 Grad.

Da Radialgelenklager einen sehr hohen Widerstand aufweisen und eine Verdrehung der Drehachse zulassen, wurden diese für den vorliegenden Entwurf ausgewählt. Als weiterer Vorteil ist zu erwähnen, dass ihre Tragzahlen vom Hersteller angegeben werden und keine zusätzlichen Berechnungen notwendig sind.

2.4.2 Knoten A - Anschluss der Druckstreben an den Pfeiler

Knoten A wurde aus [1] entnommen. Bei diesem Knoten handelt es sich im Bauzustand im Wesentlichen um einen Rahmen, der die Gelenke, an die die Druckstreben angeschlossen sind, trägt und den Pfeiler entlang nach oben gezogen wird. Eine Hubvorrichtung befindet sich knapp oberhalb der Endposition von Knoten A. Diese hat die Aufgabe den Knoten inklusive der Druckstreben und der Brückenträger zu heben.

Für den Endzustand wird der Knoten ausbetoniert. Dadurch werden die Druckstreben mit dem Pfeiler zu einer monolithischen Struktur vereint.

In Abbildung 2.4.2.1 wird der Knoten A im Bauzustand dargestellt, während in Abbildung 2.4.2.2 der Knoten A für den Endzustand zu sehen ist. Eine genaue Beschreibung des Knotens befindet sich in [1].

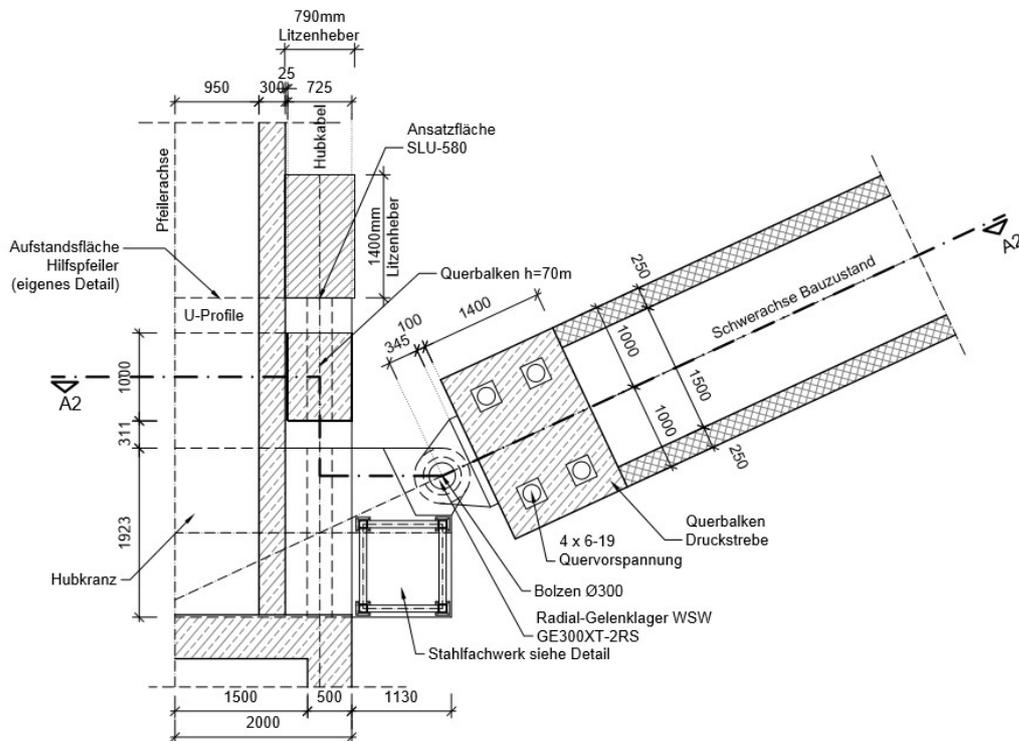


Abbildung 2.4.2.1: Knoten A im Bauzustand [1]

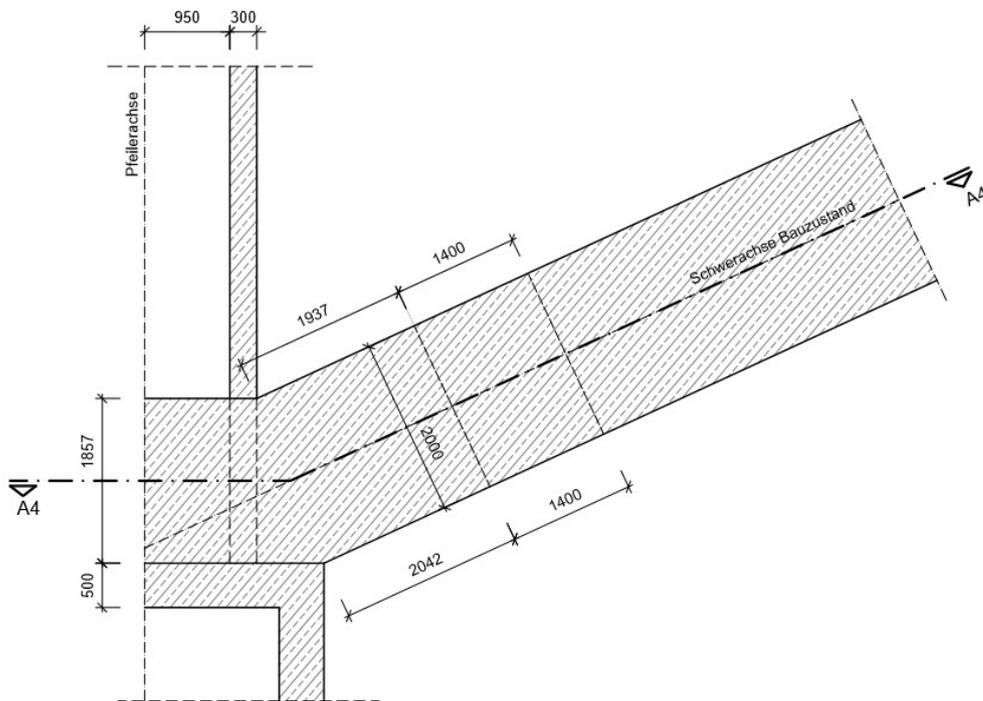


Abbildung 2.4.2.2: Knoten A im Endzustand [1]

2.4.3 Knoten B - Anschluss der Druckstreben an den Brückenträger

2.4.3.1 Knoten B im Bauzustand

Der Knoten B muss während des Bauzustands ein echtes Gelenk darstellen. Er ist Teil der kinematischen Kette, die für das Klappverfahren erforderlich ist. Hier erfolgt die Relativverdrehung von Brückenträger und Druckstrebe. Die Verdrehung beträgt insgesamt 155° und wird durch ein Radialgelenklager ermöglicht. Um den gelenkigen Anschluss zu verwirklichen, ist es erforderlich, das Radialgelenk sowohl an die Druckstrebe als auch an den Brückenträger anzuschließen.

In Abbildung 2.4.3.1 wird der Knoten B dargestellt. Die Druckstrebe steht in dieser Abbildung in einem Winkel von 90° auf den Brückenträger. Diese Stellung wird während des Klappvorgangs zwangsweise eingenommen, da sich die Druckstrebe von einer parallelen Position zum Brückenträger um 155° verdreht. Um die Abbildung übersichtlicher zu gestalten, wurden die Längssteifen nur auf dem Untergurt eingezeichnet. Da der Untergurt an dieser Stelle unterbrochen wird, verlaufen die Längssteifen hier nur bis an den Rand des Untergurts. Auf den Stegen verlaufen diese über die gesamte Länge des Brückenträgers.

Der Höhengsprung der Nulllinie des Querschnitts stellt die Änderung der Blechdicken von DSQS zu FQS i dar (siehe Kapitel 2.3.1). Im Endzustand erfolgt dieser Höhengsprung leicht versetzt, da er an der Stelle auftritt, an der die untere Betonplatte reißt. Die Stelle, an der die Bleche abgestuft werden, wurde so gewählt, dass der Knoten B im Bauzustand aus einem Stück besteht. Der Montagestoß befindet sich also außerhalb des Knotens B. Um eine gute Überleitung der Spannungen von einem Querschnitt in den nächsten zu gewährleisten, müssen die dickeren Bleche im Bereich des Stoßes mit variabler Dicke ausgeführt werden. Dadurch würde der Höhenunterschied der Nulllinie graduell entlang des Brückenträgers zu- bzw. abnehmen. Da die variablen Dicken für das Stoßen der Bleche nicht genau festgelegt wurden, wurde der Höhengsprung (als Näherung) abrupt angenommen.

2 Alternativentwurf

Die Gelenkplatten stellen den Teil der Konstruktion dar, der direkt mit dem Gelenk und dem Brückenträger verbunden ist. Von jenen gibt es zwei pro Knoten. Sie sind vor allem im Bauzustand von großer Bedeutung. Es ist erforderlich, sie mit einer Stärke von 100mm auszuführen, um die Kräfte aufnehmen zu können und den Einbau des Gelenks möglich zu machen. Um die Gelenkplatten an die Längsrippen anzuschweißen, wird die Gelenkplatte im oberen Bereich mit einer variablen Dicke ausgeführt. Dies wird durch die Kante auf der Gelenkplatte knapp unterhalb des Brückenträgers angedeutet (siehe Abbildung 2.4.3.1).

Auf der Druckstrebe steht der Gelenkfuß. Er ist direkt mit dem Bolzen des Gelenks verbunden. Pro Gelenkplatte wird ein Gelenkfuß benötigt, welcher zwei Bleche zur Lastabtragung und ein Bodenblech zur Lasteinleitung in die Druckstrebe besitzt. Die Dicke der Bleche, die der Lastabtragung dienen, beträgt 60mm, während die Bodenplatte eine Stärke von 100mm aufweist. Als Gelenk selbst wurde ein Radialgelenklager von WSW mit der Produktbezeichnung GE200ES gewählt. Die Gelenke werden in die Gelenkplatten eingebaut, während die Bolzen der Gelenke an die Gelenkfüße fest angeschlossen werden [13].

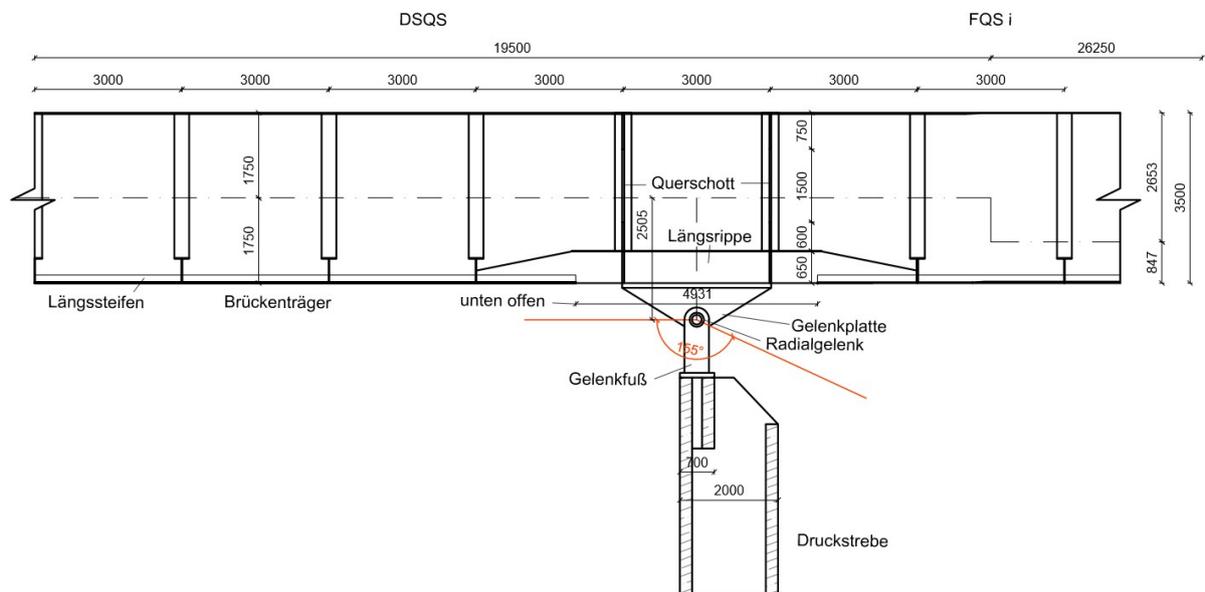


Abbildung 2.4.3.1: Knoten B im Bauzustand

Die Querrahmen sind im regelmäßigen Abstand von 3m in den Brückenträger eingebaut. An der Anschlussstelle der Druckstrebe werden statt den Querrahmen Querschotte eingebaut. Diese ermöglichen das Einleiten der vertikalen Lasten aus dem Brückenträger über die Stege in die Druckstrebe. Mit vertikalen Lasten sind in diesem Fall jene Lasten gemeint, die orthogonal auf die Achse des Brückenträgers stehen. Für die Abtragung der horizontalen Kräfte werden die Längsrippen verwendet. Sie sind an den Untergurt angeschweißt.

Da die Druckstrebe schmaler ist als der Brückenträger, entsteht durch das Einleiten der Druckkraft ein Moment um die Längsachse des Brückenträgers. Dieses Moment kann ebenfalls über die Querschotte aufgenommen werden. In Abbildung 2.4.3.2 wird der Querschnitt des Knotens B dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, dass die Druckstrebe schmaler ist als der Brückenträger. Um den Hohlkasten im Endzustand für Wartungen begehbar zu machen, wurde ein Durchstieg durch die Querschotte eingeplant. Hierbei handelt es sich um eine kreisrunde Öffnung im Querschott.

Am oberen Rand des Querschotts wird ein Blech angeschweißt, welches im Bauzustand zur Aussteifung dient und im Endzustand den Querträger ersetzen soll. Es wird in Abbildung 2.4.3.2 als

„Steife mit Kopfbolzendübel“ bezeichnet. Genauso wie die Querträger soll das eben erwähnte Blech mit Hilfe von Kopfbolzendübeln mit der Betonplatte verbunden werden. Da für die Querträger an dieser Stelle kein Platz ist, übernimmt das Querschott an dieser Stelle seine Funktion.

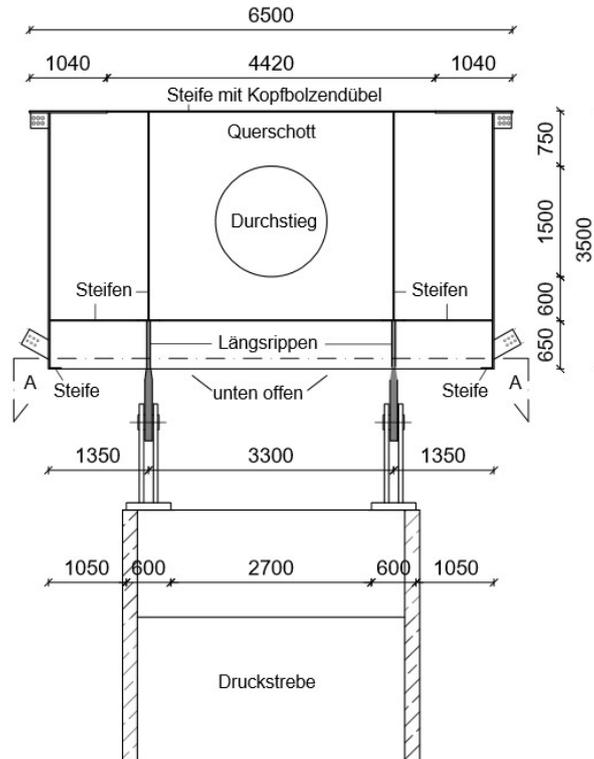


Abbildung 2.4.3.2: Querschnitt Knoten B im Bauzustand

Der Untergurt des Stahlkastens wird an der Anschlussstelle ausgespart. Dies hat den Zweck, dass ein Betonkörper erzeugt werden kann, der die Druckstrebe und den Stahlkasten zu einer monolithischen Struktur verbindet. Am unteren Rand der Stege wird in diesem Bereich eine Längssteife angeschweißt, um ihn im Bauzustand vor lokalem Ausbeulen zu bewahren. In Abbildung 2.4.3.3 ist Schnitt A-A des Knotens B zu sehen. Er wurde bereits in Abbildung 2.4.3.2 angedeutet. Die Abbildung soll verdeutlichen, dass der Stahluntergurt an dieser Stelle nicht durchgehend ist. Die Druckstrebe wurde nicht dargestellt, um die Abbildung übersichtlicher zu gestalten. Die Längssteifen sind zu sehen und werden bis zum Rand des Untergurts geführt. Außerdem wird ersichtlich, dass das Raster der Steifen so gewählt wurde, dass sie an die Längsrippen anschließen können.

Der Gelenkfuß ist fest mit der Druckstrebe und dem Bolzen des Gelenks verbunden. Er muss so gestaltet sein, dass er eine Verdrehung des Brückenträgers, relativ zur Druckstrebe, um 155° geometrisch zulässt. In Abbildung 2.4.3.4 sind der Gelenkfuß und die Spitze der Druckstrebe dargestellt. Um den Fußpunkt aufstellen zu können, wird ein Betonquerträger in der Druckstrebe eingezogen. Seine Dicke beträgt 25cm, während er 1,5m in der Höhe misst. Direkt unterhalb der Bodenplatte der Gelenkfüße wird sich ein Betonkörper befinden, der die Auflagerpressungen in die Druckstrebe einleiten soll. Ebenso wie der Querträger soll er 1,5m hoch sein und die gesamte Aufstandsfläche der Bodenplatte unterbringen können.

2 Alternativentwurf

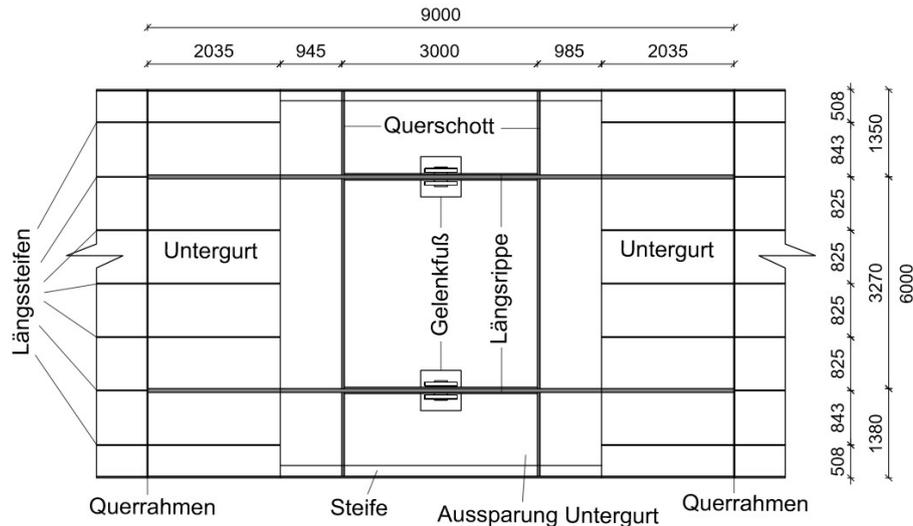


Abbildung 2.4.3.3: Schnitt A-A Knoten B im Bauzustand

Die Gelenkfußplatte misst 500mm in der Breite, 60mm in der Dicke und besitzt eine Höhe von 1340mm. Der Bolzen des Gelenks hat einen Durchmesser von 200mm und wird fest mit den Gelenkfußplatten verbunden. Um die Auflagerkraft in den Beton einleiten zu können, wird eine Bodenplatte verwendet. Diese stellt ein Quadrat mit 600mm Seitenlänge dar, welches eine Dicke von 100mm besitzt. Die Bodenplatte muss mit der Druckstrebe verbunden werden. Dies geschieht z.B. mittels Kopfbolzendübeln.

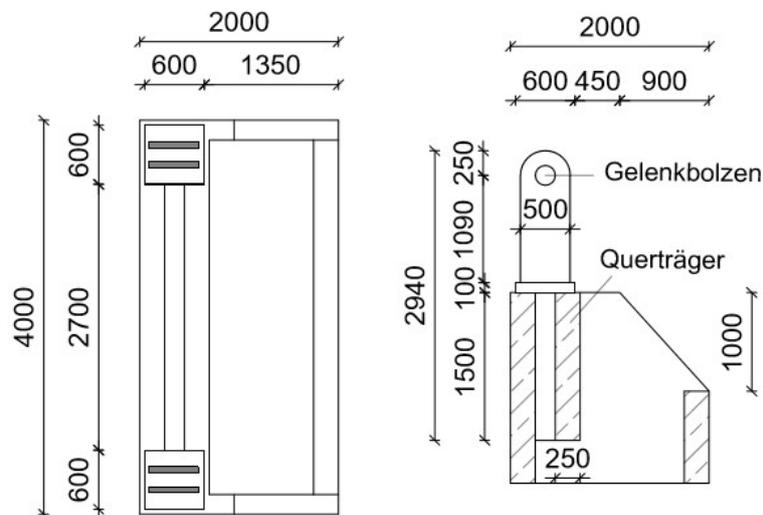


Abbildung 2.4.3.4: Gelenkfuß und Druckstrebenspitze

Ein wesentliches Kriterium für den Gelenkfuß ist es, die Relativverdrehung von Brückenträger und Druckstrebe zu ermöglichen. In Abbildung 2.4.3.5 wird links der Zustand vor dem Klappen der Brücke dargestellt. Druckstrebe und Brückenträger werden in vertikaler Position erstellt und miteinander verbunden. Auf der rechten Seite ist die Position von Knoten B nach dem Klappvorgang zu sehen. Es ist zu erkennen, dass der Zustand vor dem Klappen maßgebend für den Entwurf des Gelenkfußes ist, während der Zustand nach dem Klappen eine Abkantung der Druckstrebe erfordert. Der Klappvorgang wird in Kapitel 3.3 beschrieben.

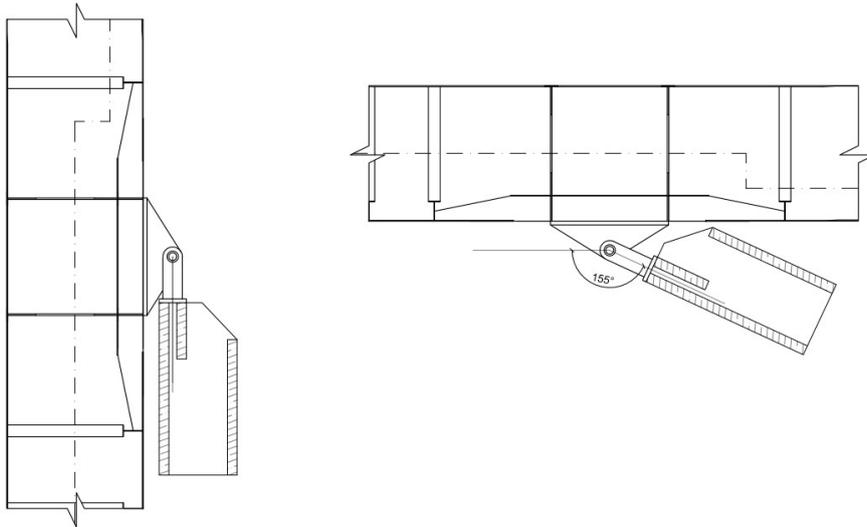


Abbildung 2.4.3.5: Verdrehungskapazität Knoten B

2.4.3.2 Knoten B im Endzustand

Für den Endzustand wird die Druckstrebe mit Beton gefüllt. Dieser Füllbeton erstreckt sich bis in den Brückenträger und bildet dort den Betonuntergurt des DSQS. Wie bereits in Kapitel 2.3.1.6 erläutert wurde, hat dies den Zweck, sowohl den Widerstand des Querschnitts zu erhöhen als auch die Druckstrebe mit dem Brückenträger zu einer monolithischen Struktur zu vereinen. Die Betonplatte hat außerdem die Aufgabe, die Horizontalkraft aus der Druckstrebe in den Brückenträger einzuleiten. Für die Vertikalkraft und die Momente werden die Querschotte herangezogen. Diese klare Trennung der Kräfte ermöglicht eine gute Ausnutzung der Betonplatte. Auf den Obergurten des Stahlkastens liegt eine weitere Betonplatte auf, welche die Fahrbahn trägt. Diese ist an dieser Stelle, auf Grund des großen Stützmoments, gerissen. Es kann also nur ihre Bewehrung für die Tragfähigkeit herangezogen werden. Knoten B wird in Abbildung 2.4.3.6 dargestellt. Der Höhengsprung der Nulllinie des Querschnitts erfolgt in einem Bereich, in dem der Beton der Druckstrebe reißt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Zugspannungen zufolge der Zugkraft (eingeleitet von den Druckstreben) die Druckspannungen zufolge dem Stützmoment überwiegen und den Beton an dieser Stelle zum Reißen bringen. Die Schraffur in Abbildung 2.4.3.6 stellt den Beton dar und soll verdeutlichen, welche Teile einbetoniert werden. Es ist darauf zu achten, dass die Betonplatte eine Stärke von 50cm aufweisen soll und direkt über dem Anschluss der Druckstrebe auf 65cm anwächst. Dieser Zuwachs hat einerseits den Zweck die Längsrippen zu verdecken und stellt andererseits eine erhöhte Querschnittsfläche für die Einleitung der Horizontalkraft zur Verfügung. Alle Bleche, die im Kontakt mit dem Beton stehen, sollen mittels Kopfbolzendübeln mit diesem verbunden werden. Dies soll eine möglichst homogene Lasteinleitung gewährleisten und alle angeschlossenen Bleche vor lokalem Ausbeulen bewahren.

2 Alternativentwurf

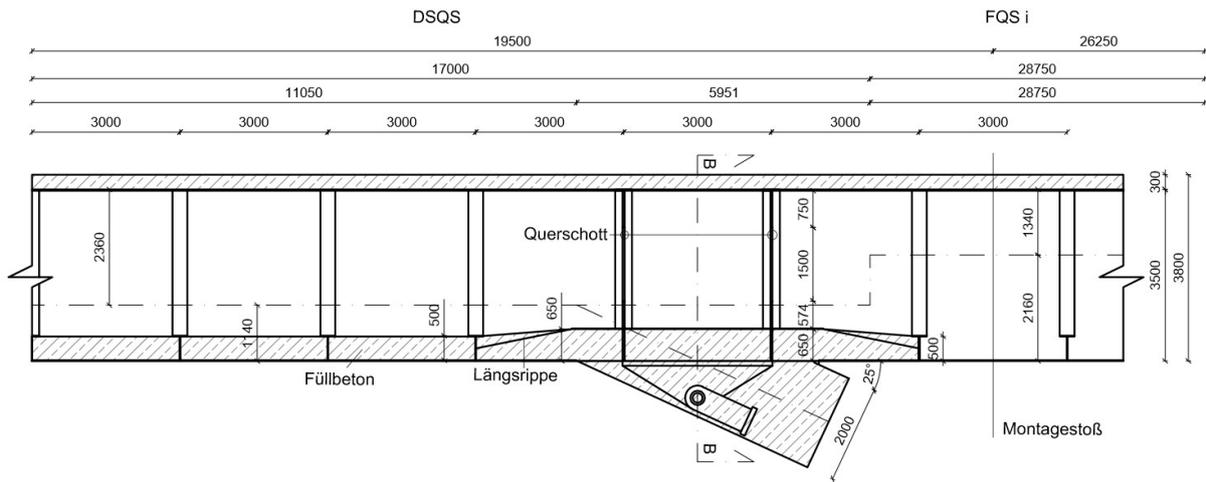


Abbildung 2.4.3.6: Knoten B im Endzustand

In Abbildung 2.4.3.7 ist der Querschnitt des Knoten B zu sehen. Die Querträger und Druckstäbe, die die Betonplatte tragen, müssen hier an die Querschotte angeschlossen werden. Auf die Anschlussdetails hat dies jedoch keinen Einfluss, da diese an der Außenseite des Stahlkastens montiert werden und sich nicht ändern.

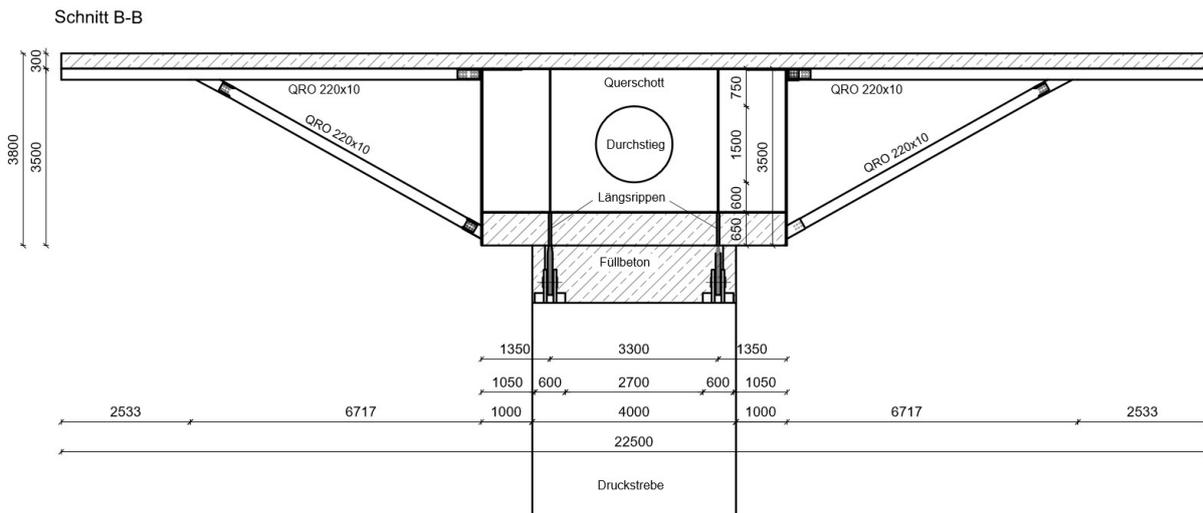


Abbildung 2.4.3.7: Schnitt B-B Knoten B im Endzustand

2.4.4 Knoten C - Zusammenschluss des Brückenträgers

In diesem Kapitel wird die Konstruktion von Knoten C erläutert. Im Wesentlichen werden hier zwei Brückenträger gelenkig miteinander verbunden, um das Klappverfahren zu ermöglichen. Nach dem Klappvorgang sollen die beiden Brückenträger vereint werden. Dies geschieht mit einer Betonplatte, aufliegend auf dem Untergurt und dem Lückenschluss der Steg- und Obergurtbleche.

2.4.4.1 Knoten C im Bauzustand

Während des Bauzustands muss der Knoten gelenkig ausgeführt sein. Hier werden zwei Brückenträger miteinander verbunden und während des Bauverfahrens relativ zueinander verdreht. Da der Hilfspfeiler zwischen den Brückenträgern steht, müssen diese einen Mindestabstand aufweisen, damit der Hilfspfeiler Platz hat. Zwei Verbindungsträger sollen den Abstand zwischen den Trägern überbrücken und gleichzeitig als Festhaltepunkt für die Litzenheber dienen. Sie befinden sich seitlich des Hilfspfeilers und bewegen sich dort beim Klappvorgang auf und ab. Außerdem wird die Konstruktion nach dem Aufklappen der Brücke auf den Verbindungsträgern abgestellt. Das Bauverfahren wird in Kapitel 3.3 erklärt.

Der Brückenträger weist hier folgende Blechstärken auf: Untergurt 15mm, Stege 30mm und Obergurt 40mm. Der Pfeilerquerschnitt ist der am höchsten beanspruchte Querschnitt der Brücke im Endzustand. Hier überlagert sich die Zugkraft, die von den Druckstreben eingeleitet wird mit dem Stützmoment, welches über dem Pfeiler auftritt.

Die Gelenkkräfte, die während des Klappens entstehen, treten an einer für die Lastabtragung ungünstigen Stelle auf. Der Abstand zwischen den Gelenken quer zur Trägerachse wird durch die Gelenke in Knoten B vorgegeben. Es wird angestrebt, für alle Knoten (A, B und C) den gleichen Abstand der Gelenke einzuhalten, um eventuelle Verklemmungen durch Schiefstellen der Querschnitte vorzubeugen. Für die Lastabtragung wäre es wünschenswert, die Gelenke möglichst nahe an den Stegen zu montieren (also einen großen Abstand zwischen den Gelenken zu haben), da diese für die Abtragung der vertikalen Lasten zuständig sind. Da im Knoten B die Druckstrebe den maximalen Abstand zwischen den Gelenken vorgibt, werden alle anderen Konstruktionen auf diesen Abstand angepasst.

Um die Kraft aus den Gelenken in die Stege einleiten zu können, wird eine Anschlusskonstruktion benötigt. Sie wird in Abbildung 2.4.4.1 und Abbildung 2.4.4.3 angedeutet und in Abbildung 2.4.4.2 dargestellt. Bei der Anschlusskonstruktion handelt es sich im Wesentlichen um eine Gelenkplatte, in die das Radialgelenk eingebaut wird und an den Brückenträger angeschlossen werden soll. Die Gelenkplatte wird an den Untergurt und den letzten Querrahmen angeschlossen. Da diese Konstruktion nicht tragfähig wäre, müssen zusätzliche Bleche eingeplant werden. Einleitungsbleche werden nahe dem Rand des PfQS mit der Gelenkplatte verbunden, um die vertikalen Lasten aus dem Klappverfahren in die Stege einleiten zu können. Um die räumliche Integrität der Konstruktion zu gewährleisten, wird ein Deckblech mit Öffnung eingeplant. Dieses wird an die Gelenkplatte und das Einleitungsblech angeschlossen. Die Öffnung ermöglicht, die Anschlusskonstruktion beim Betonieren der unteren Betonplatte mit Beton zu füllen.

Die Längssteifen wurden, um die Übersichtlichkeit nicht zu beeinträchtigen, in den nachfolgenden Abbildungen nicht dargestellt.

2 Alternativentwurf

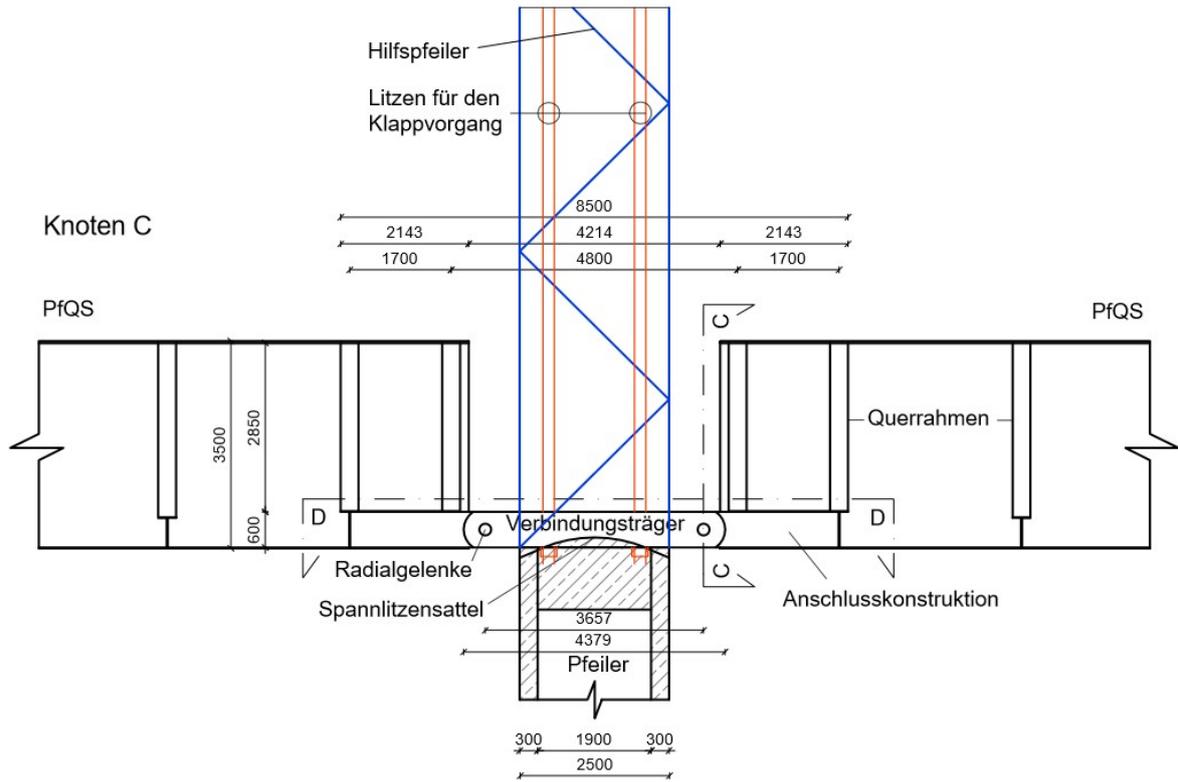


Abbildung 2.4.4.1: Knoten C

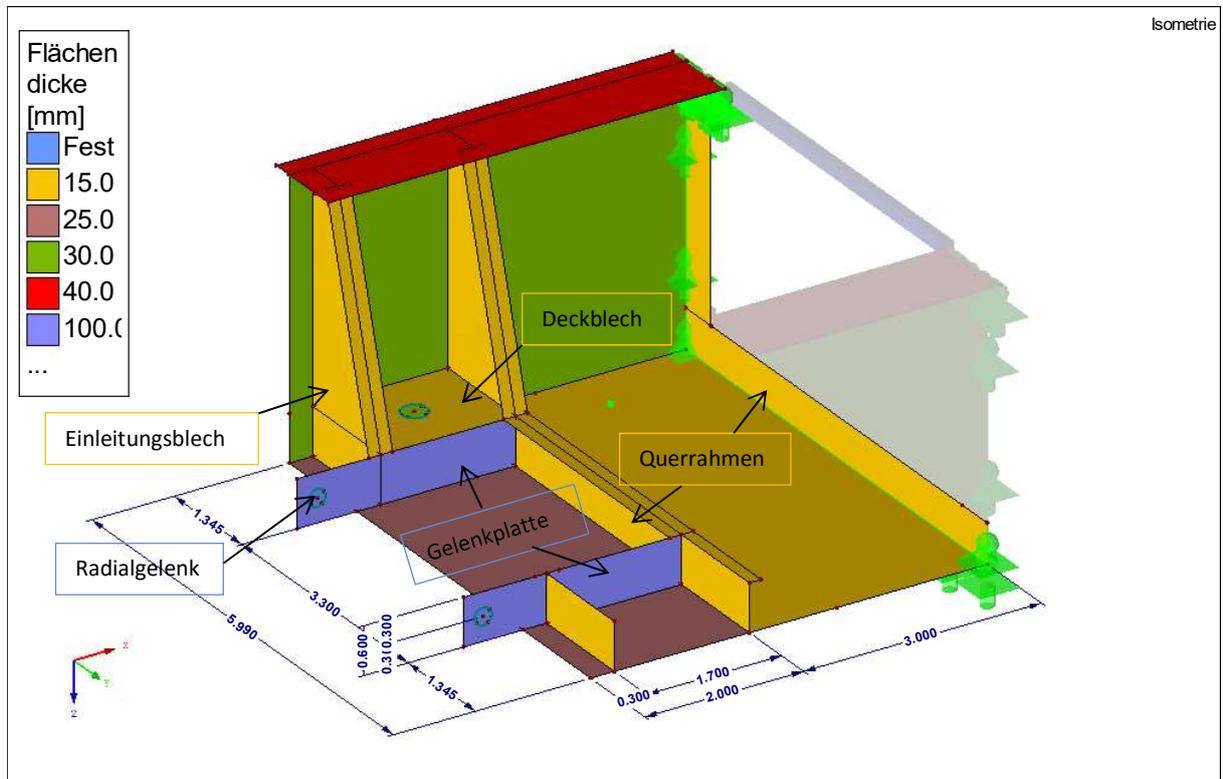


Abbildung 2.4.4.2: Knoten C 3D Modell

Die Anschlusskonstruktion besteht im Wesentlichen aus den Gelenkplatten, den Einleitungsblechen und den Deckblechen mit Öffnung. Diese Teile werden, wie in der Abbildung 2.4.4.2 dargestellt, an den Untergurt, die Stege und den letzten Querrahmen des Brückenträgers angeschlossen. Des

Weiteren ist zu erwähnen, dass die Einleitungsbleche mit Steifen versehen werden, welche dieselben Dimensionen aufweisen wie die der Querrahmen. In Abbildung 2.4.4.3 ist der Schnitt D-D zu sehen. Er soll den Aufbau von Knoten C verdeutlichen. Hier wird ersichtlich, dass zwei Verbindungsträger benötigt werden.

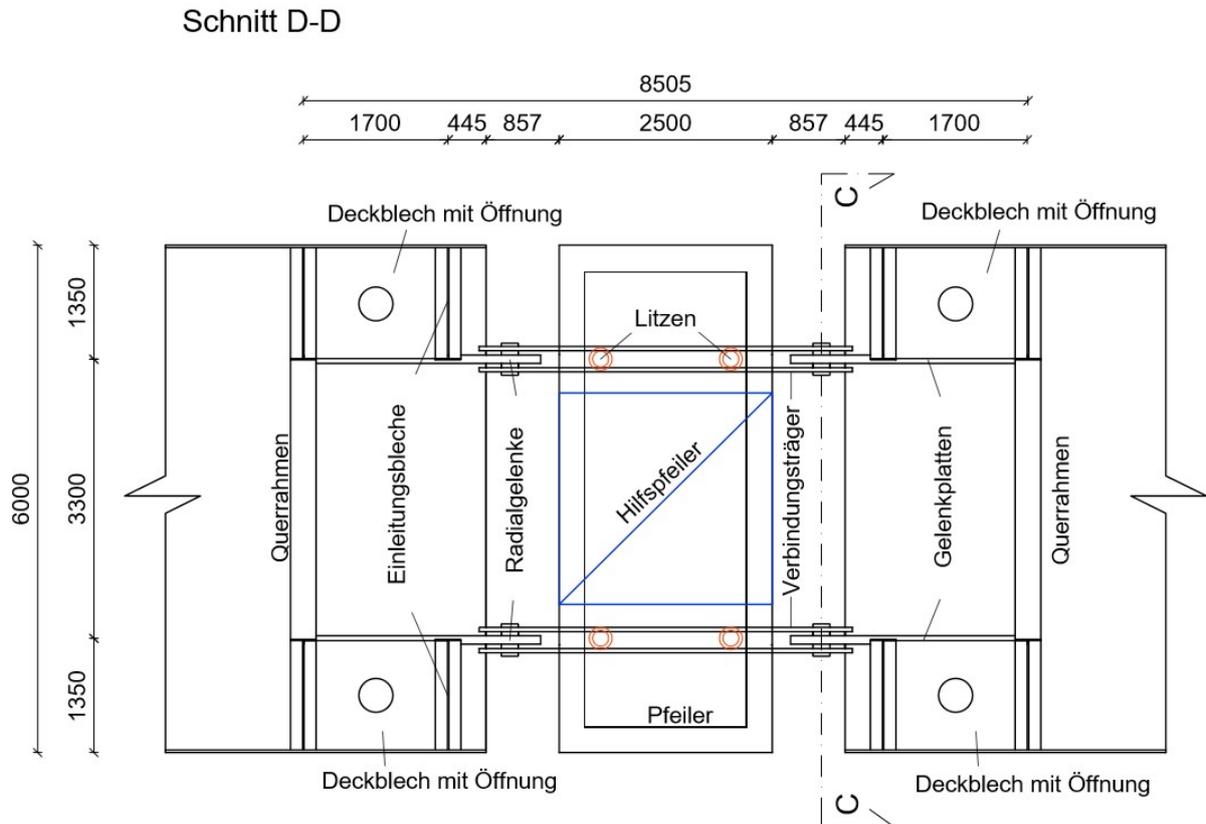


Abbildung 2.4.4.3: Schnitt D-D Knoten C

In Abbildung 2.4.4.4 ist der Schnitt C-C durch den Knoten C zu sehen. Er zeigt die Einleitungsbleche, welche eine veränderliche Breite aufweisen, um sie an die Gelenkplatten, die Stege und die Obergurte anschließen zu können. Durch diese Schrägstellung entsteht ein Moment, welches die Obergurte des Hauptträgers auseinander treibt. Diese Kraft wird mit Hilfe eines zusätzlichen Querträgers kurzgeschlossen. Die Querträger werden immer an den Stellen eingebaut, an denen sich auch die Querrahmen befinden. Für den Knoten C wird noch ein zusätzlicher Querträger eingebaut, um die auseinandertreibende Kraft der Einleitungsbleche kurzzuschließen.

Die Anschlusskonstruktion stellt einen Kasten dar, der durch den Untergurt, den Steg, die Gelenkplatte, den letzten Querrahmen, das Einleitungsblech und das Deckblech geschlossen wird. Da im Endzustand die Betonplatte auch in diesem Bereich wirken soll, wird das Deckblech mit Öffnung ausgeführt, um den Kasten mit Beton füllen zu können.

Die Anschlusskonstruktion und der Verbindungsträger sind die Teile des Knotens, die ihn auszeichnen. Um die Verdrehung zu ermöglichen, werden Radialgelenke in die Gelenkplatten eingebaut. Der Bolzen, der durch sie durchgesteckt wird, weist einen Durchmesser von 200mm auf und wird mit den Verbindungsträgern fest verbunden. Für die Radialgelenke werden Gelenke mit der Produktbezeichnung GE200ES der Firma WSW verwendet.

Schnitt C-C

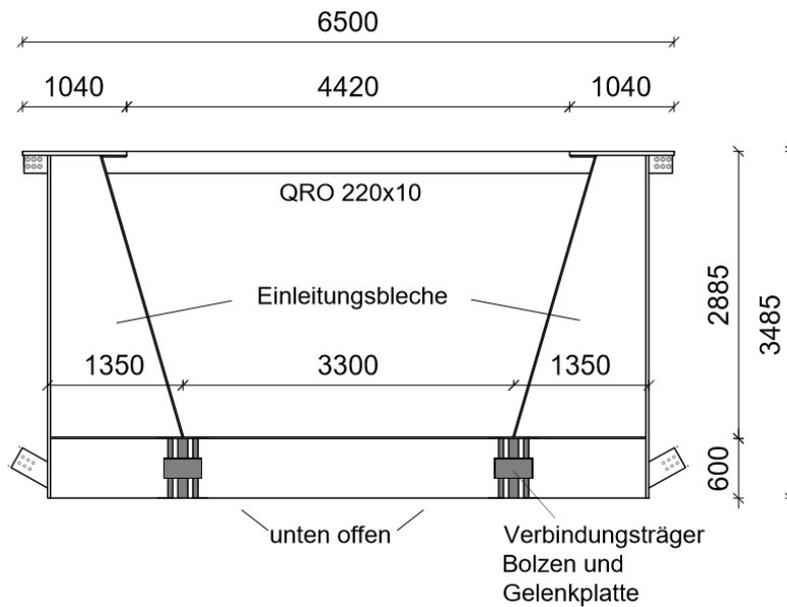


Abbildung 2.4.4.4: Schnitt C-C Knoten C

Beim Verbindungsträger handelt es sich eigentlich um zwei Träger, die wiederum aus zwei Rechteckquerschnitten bestehen.

Um den Verbindungsträger und die Anschlusskonstruktion im Endzustand mit Beton überdecken zu können, wurden sie mit einer Höhe von 600mm eingeplant. Da die Höhe aus konstruktiven Gründen festgelegt wurde, konnte die Tragfähigkeit nur mit der Dicke der Rechteckquerschnitte beeinflusst werden. Laut den Nachweisen der Tragfähigkeit, welche in Kapitel 4.2 erbracht werden, ist eine Dicke von 50mm für die Rechteckquerschnitte ausreichend. Ein Schnitt durch den Verbindungsträger ist in Abbildung 2.4.4.5 zu sehen. Es sind außerdem der Bolzen und die Gelenkplatte dargestellt.

Verbindungsträger

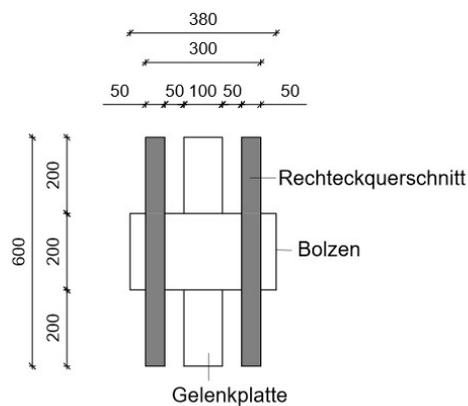


Abbildung 2.4.4.5: Schnitt durch den Verbindungsträger

Die Dimensionen der Komponenten sind in der folgenden Aufzählung zusammengefasst:

- ◆ Gelenkplatten: Dicke=100mm, Höhe=600mm
- ◆ Einleitungsbleche und Steifen: Dicke=15mm
- ◆ Deckblech mit Öffnung: Dicke=15mm
- ◆ Bolzen: Durchmesser=200mm
- ◆ Radialgelenke: WSW GE200ES
- ◆ Rechteckquerschnitte des Verbindungsträgers: Dicke=50mm, Höhe=600mm
- ◆ Stege des Hauptträgers: Dicke=30mm
- ◆ Untergurt: Dicke=15mm
- ◆ Obergurte: Dicke=40mm

2.4.4.2 Knoten C im Endzustand

Für den Endzustand müssen zuerst der Lückenschluss und die Betonplatten hergestellt werden. Der Lückenschluss erfolgt durch das Einheben von Steg- und Obergurtblechen, die mit dem Brückenträger verschweißt werden. Anschließend wird der Umlenksattel für die Spannritzen verlegt und die untere Betonplatte hergestellt. Um den Querschnitt zu vervollständigen, wird abschließend noch die obere Betonplatte erstellt. Wie beim Knoten B, gibt es auch hier einen Doppelverbund. Der Bauablauf wird in 3 erklärt. Hier soll nur auf den fertiggestellten Knoten eingegangen werden.

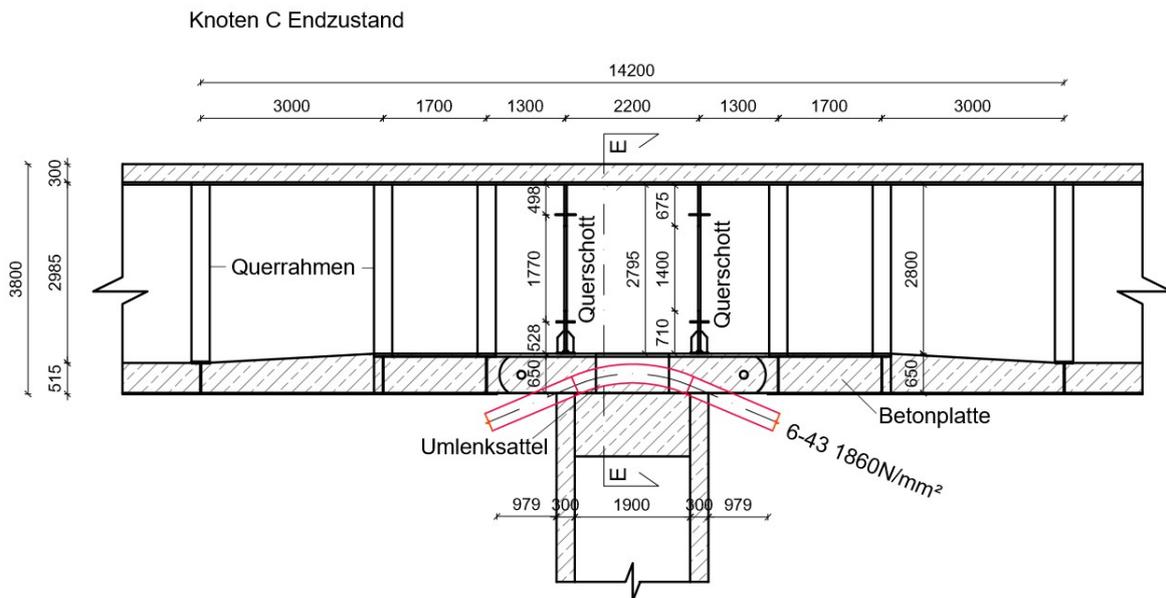


Abbildung 2.4.4.6: Knoten C im Endzustand

In Abbildung 2.4.4.6 ist der Knoten C im Endzustand, nach sämtlichen Montagevorgängen, zu sehen.

Die wichtigsten Merkmale sind der Doppelverbund und die Querschotte. Der Doppelverbund erhöht den Widerstand des Querschnitts und vereint den Brückenträger mit dem Pfeiler zu einer monolithischen Struktur. Die Betonplatte soll im Bereich des Knotens 65cm hoch sein und die Anschlusskonstruktion sowie den Verbindungsträger überdecken. Für den Regelbereich des Querschnitts wird seine Dicke auf 50cm abgemindert. Die Platte breitet sich über die gesamte Breite des Stahlkastenuntergurts aus und erstreckt sich um je 13,75m von der Pfeilermitte in beide Richtungen (wie in Abbildung 1.4.2.1 gezeigt wird). Wie für den Knoten B, soll auch hier die

2 Alternativentwurf

Betonplatte mittels Kopfbolzendübeln mit den Stegen und dem Untergurt des Stahlkastens verbunden werden. Dies soll die Kraftübertragung gewährleisten, die Tragfähigkeit erhöhen und die Bleche vor lokalem Ausbeulen schützen. Direkt oberhalb des Pfeilers muss die Betonplatte eine Ausnehmung aufweisen, damit der Pfeilerhohlkasten für Wartungsarbeiten zugänglich ist. In Abbildung 2.4.4.7 ist der Schnitt E-E durch den Knoten C zu sehen.

Für die Berechnungen wurde die untere Betonplatte als unbewehrt betrachtet. Bei einem Detailentwurf wäre es jedoch aus konstruktiven Gründen notwendig, die Platte zu bewehren. Da die Betonplatte regelmäßig durch die Querrahmen unterbrochen wird, müssen Öffnungen in diese eingeplant werden, durch die man die Bewehrungseisen durchführen kann. Es wird davon ausgegangen, dass die Tragfähigkeit der Querrahmen durch diese Maßnahme nicht wesentlich beeinträchtigt wird.

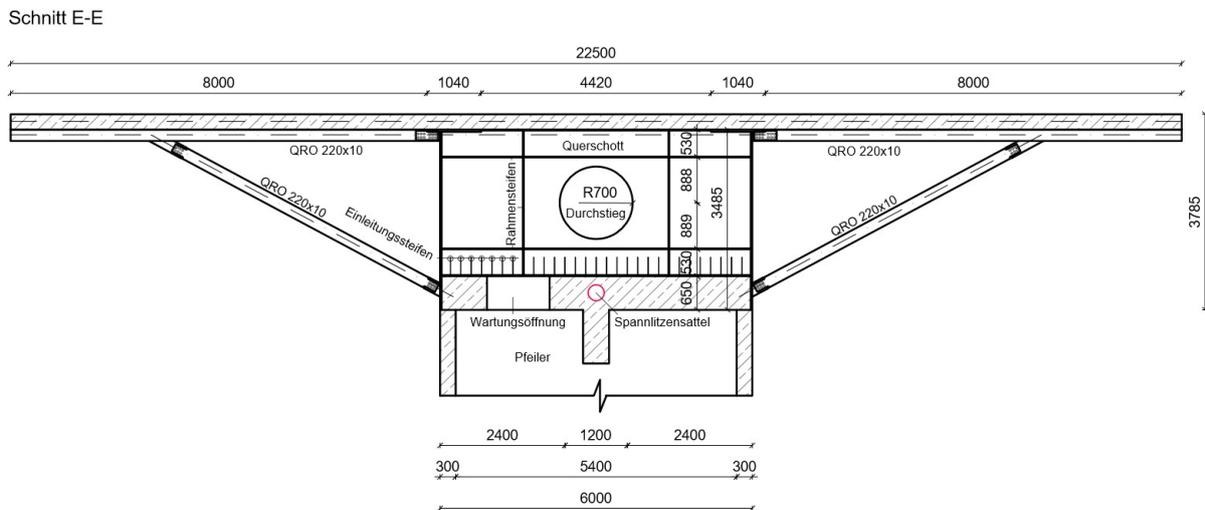


Abbildung 2.4.4.7: Schnitt E-E des Knoten C

Die vertikalen Lasten werden teilweise über Kopfbolzendübel direkt von den Stegen in den Beton eingeleitet. Diese Tragfunktion ist jedoch nicht ausreichend, um sämtliche vertikale Lasten abzuleiten, weshalb die Querschotte für die Abtragung herangezogen werden müssen. Gemeinsam mit dem Lückenschluss werden sie montiert und mit dem Brückenquerschnitt verschweißt. Ihre Aufgabe ist es einerseits die vertikalen Lasten aus den Stegen in die Betonplatte und damit in den Pfeiler einzuleiten und andererseits die Formtreue des Querschnitts zu gewährleisten. Sie werden mit Hilfe von Kopfbolzendübeln mit der unteren als auch der oberen Betonplatte verbunden. Dies erhöht ihre Knickstabilität, gewährleistet ihre Funktion zur Aussteifung des Querschnitts und verstärkt ihre Lagesicherheit. Um die auftretenden Kräfte in die Betonplatte einleiten zu können, werden Einleitungssteifen benötigt. Ihre Aufgabe ist es, die Auflagerkraft aus den Querschotten in deren Bodenplatten auszubreiten, damit die Kontaktpressung die Druckfestigkeit des Betons nicht überschreitet. Des Weiteren werden Rahmensteifen auf die Querschotte geschweißt. So kann ihre Knickstabilität weiter erhöht werden. Die Steifen werden mit einer Höhe von 150mm und einer Dicke von 15mm ausgeführt. Dadurch entsprechen sie der Querschnittsklasse 3 und sind nicht durch lokales Beulen gefährdet (diese Thematik wurde schon in Kapitel 2.3.1.1 besprochen).

In Abbildung 2.4.4.8 ist das Querschott von Knoten C zu sehen. Es werden auch die Kopfbolzendübel für die Verbindung mit den beiden Betonplatten dargestellt. Diese wurden nicht dimensioniert, da diese nicht direkt auf ihre Tragfähigkeit beansprucht werden, sondern die Tragfähigkeit des

Querschotts durch Lagesicherung unterstützt. Das Querschott selbst wird mit einer Blechdicke von 40mm ausgeführt, während die Bodenplatte mit einer Stärke von 20mm ausgeführt wird.

Der Spannritzensattel wird in die Betonplatte oberhalb des Pfeilers integriert. Die Positionierung des Sattels wurde aus ästhetischen Gründen so gewählt, dass die Kabel direkt in den Ecken zwischen dem Pfeiler und dem Brückenträger anschließen.

Die Berechnungen zu Knoten C werden in Kapitel 4.1.6 und 4.2.5 erläutert.

Querschott

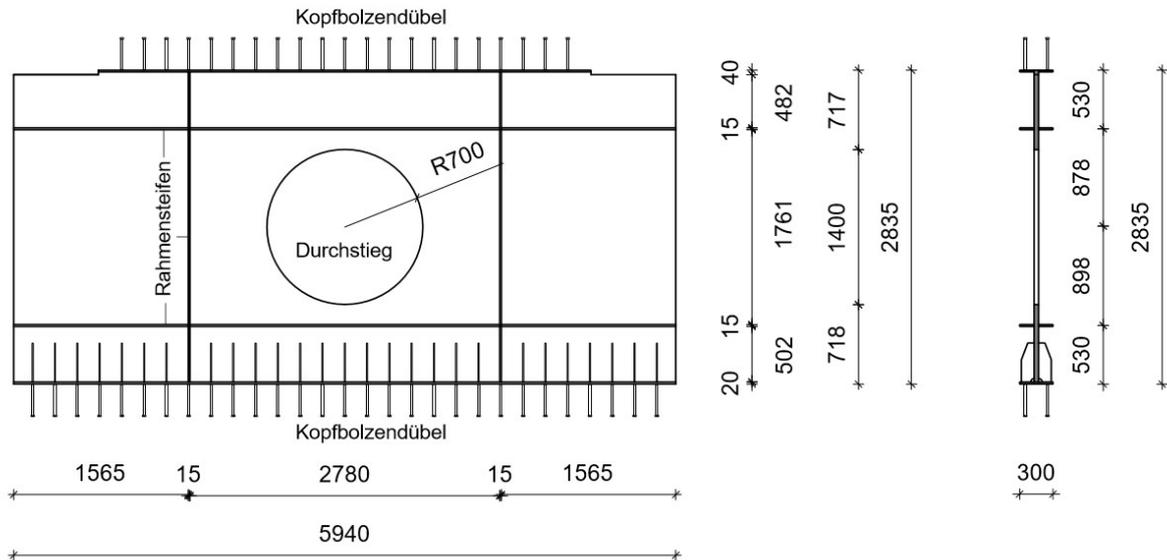


Abbildung 2.4.4.8: Querschott Knoten C

3 Bauablauf

Bezüglich des Bauablaufs werden mehrere Teilbereiche unterschieden, nämlich: die Vormontage, der Klappvorgang und das Fertigstellen der Brücke. Diese Teilbereiche beschreiben nicht den gesamten Bauvorgang. Sie decken lediglich jene Teilbereiche des Bauablaufs ab, die einen Einfluss auf das Klappverfahren haben bzw. vom Klappverfahren beeinflusst werden. Die Herstellung des Pfeilers und der Druckstreben werden von [1] übernommen. Der Fokus soll hier auf dem Brückenträger liegen.

3.1 Kurzfassung

Zuerst wird der Pfeiler mit Hilfe einer Kletterschalung hergestellt. Anschließend werden die Druckstreben aus Fertigteilen zusammengefügt und ihre Fugen vergossen. Ein Mobilkran soll die Druckstrebenfertigteile einheben. Der Brückenträger wird aus Werkstattteilen, auf einem Vormontageplatz, zu Montageabschnitten zusammengefügt. Diese werden mit dem Kran in ihre vertikale Position manövriert und anschließend von Litzenhebern gestapelt, um sie dann verschweißen zu können. Damit die Litzenheber die Montageabschnitte in ihre Position heben können, werden diese auf einem Hubrahmen installiert, der sich auf halber Höhe des Hilfspfeilers befindet. Die Gelenkverbindungen von Knoten A und B werden nach dem Fertigstellen der Brückenträgerhälften hergestellt. Knoten C wird erst verbunden, wenn der Klappmechanismus soweit angehoben wurde, dass die Brückenträgerhälften nahe der Spitze des Hilfspfeilers verbunden werden können. Für den genauen Ablauf siehe Kapitel 3.2.

Für den Klappvorgang wird ein Hubrahmen oberhalb der Endposition von Knoten A benötigt, sowie ein Hilfspfeiler auf der Pfeilerspitze. Der Hubrahmen hebt den Knoten A, mit Hilfe von Litzenhebern, in seine Endlage. Um den Klappvorgang zu vollenden, wird der Knoten C von einem Hubmechanismus auf der Hilfspfeilerspitze in seine Endposition herabgelassen. Für den genauen Ablauf siehe Kapitel 3.3.

Nach Vollendung des Klappvorgangs, müssen noch die Randbereiche der Brücke hergestellt werden. Diese werden mittels Kran eingehoben und mit dem bestehenden Tragwerk verschweißt. Für die Betonierarbeiten wird der Brückenträger an mehreren Stellen über den Hilfspfeiler abgespannt, um ihn zu unterstützen. Die Druckstreben werden während des Betonierens über den Hilfspfeiler und nach ihrer Fertigstellung über den Pfeiler abgespannt. Für eine genauere Beschreibung dieses Verhalts ist auf [1] zu verweisen. Der Knoten B wird in einem Arbeitsvorgang mit der Druckstrebe gemeinsam ausbetoniert. Das Ausbetonieren des Knotens C erfolgt gemeinsam mit der Fahrbahnplatte. Für das Betonieren der Fahrbahnplatte wurde kein Konzept ausgearbeitet. Sie wird Teil einer anderen Arbeit sein. Für den Ablauf der eben erwähnten Vorgänge siehe Kapitel 3.4.

3.2 Vormontage

Die Vormontage beschreibt jene Bauvorgänge, die vor dem eigentlichen Klappvorgang stattfinden. Von besonderer Bedeutung ist hier die Einteilung des Brückenträgers in Montageabschnitte, die vom Baustellenkran in Position gehoben werden. Ihr Gewicht beeinflusst die Größe des Krans und den Platzbedarf, um sie zu manövrieren. Es ist außerdem erforderlich die Montageabschnitte in Werkstattteile einzuteilen, die auf die Baustelle geliefert werden können.

3.2.1 Einteilung des Brückenträgers in Werkstattteile

In diesem Kapitel werden die Werkstattteile des Stahlträgers beschrieben. Da der Brückenträger aus einem geschweißten Hohlkasten besteht, ist es wünschenswert möglichst viele Schweißnähte in der Werkstatt zu fertigen. Die Fertigung in der Werkstatt hat den Vorteil, dass die Umgebungsbedingungen genau geregelt werden und damit eine sehr konsistente Schweißnahtqualität erreicht werden kann. Des Weiteren sind Schweißnähte die im Werk gefertigt werden billiger als jene, die auf der Baustelle erstellt werden. Um möglichst wenige Schweißnähte auf der Baustelle fertigen zu müssen, sollen die Werkstattteile also möglichst groß ausgeführt werden. Die Größe der Teile wird wiederum durch die Transportfläche der LKWs limitiert [7].

Es wurden drei Varianten für die Einteilung der Montagestöbe des Querschnitts erstellt. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Größe ihrer Einzelteile. Für ein reales Projekt wäre es sinnvoll die Transportkosten gegen die Montagekosten abzuwägen. Für übergroße Montagestöbe können Sondertransporte notwendig werden, welche sehr teuer sind. Dafür erspart man sich Kosten bei der Montage.

In Abbildung 3.2.1.1 ist zu sehen, dass für Variante 1 die Hauptbleche in vier Werkstattteile unterteilt werden. Zusätzlich muss noch der Querträger sowie der Querverband (dieser soll nur alle 12m vorhanden sein) mitgeliefert und auf der Baustelle verschweißt werden. Der Vorteil dieser Variante ist, dass alle Teile Platten- bzw. Stabartig sind. Dadurch können diese gut auf die Ladefläche eines LKWs geschichtet werden.

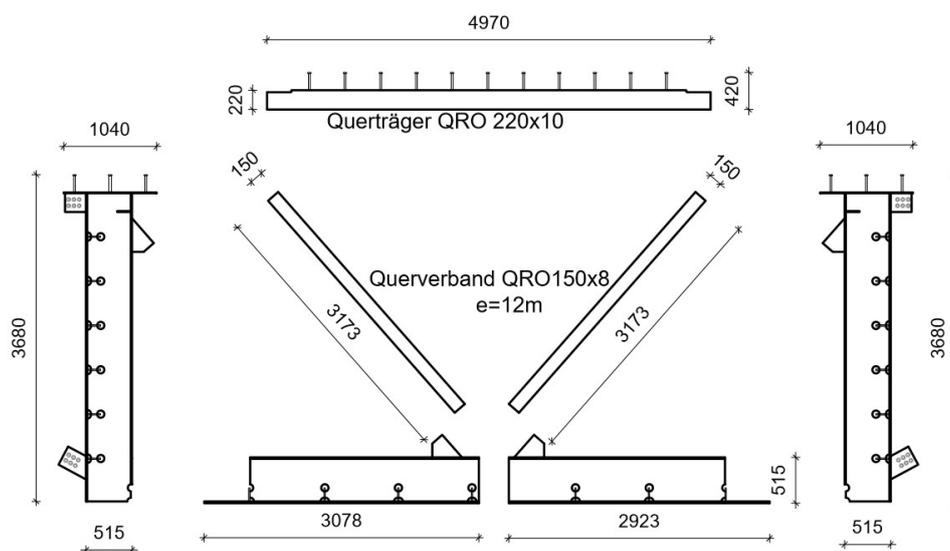


Abbildung 3.2.1.1: Werkstattteile Variante 1

Abbildung 3.2.1.2 zeigt die zweite Variante für die Einteilung der Werkstattteile. Das Besondere an dieser Variante ist, dass die Hauptbleche des Querschnitts in nur 2 Teile eingeteilt werden. Die maximale Höhe beträgt 3,7m mit einer zugehörigen Breite von 3,4m. Zusätzlich muss nur noch der Querträger mit dem Querschnitt auf der Baustelle verschweißt werden, da die Querverbände schon im Werk montiert werden können. Des Weiteren stellt die Mitte des Untergurts eine günstige Stelle für den Stoß dar, da hier die Schubspannungen sehr klein werden [7].

3 Bauablauf

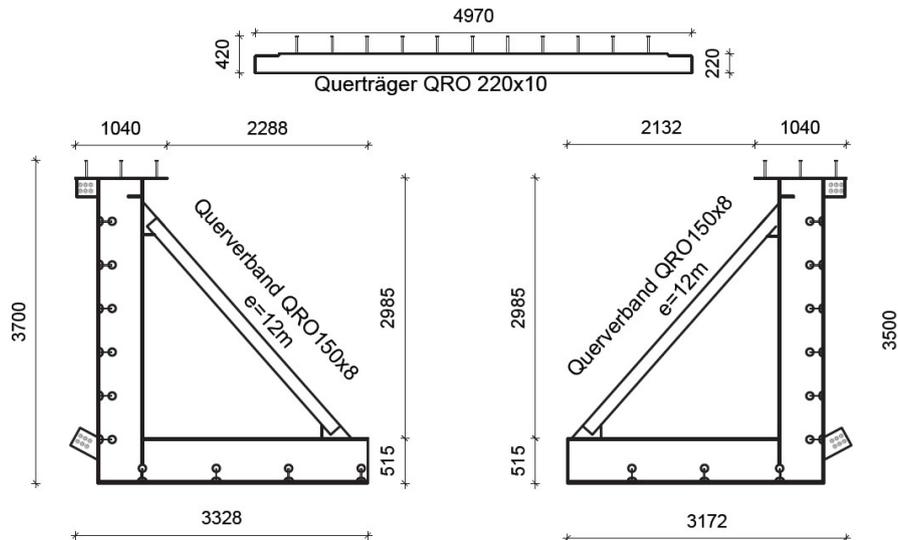


Abbildung 3.2.1.2: Werkstattteile Variante 2

Die dritte Variante geht davon aus, dass es möglich ist den gesamten Querschnitt zu transportieren. Dies würde in jedem Fall einen Sondertransport erforderlich machen, dafür müssten auf der Baustelle nur noch die Querstöße des Brückenträgers geschweißt werden. Variante 3 ist in Abbildung 3.2.1.3 dargestellt.

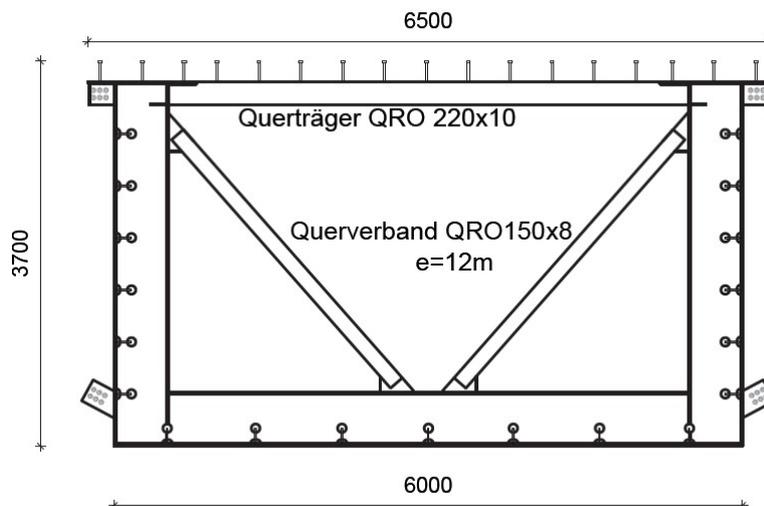


Abbildung 3.2.1.3: Werkstattteile Variante 3

Für den vorliegenden Entwurf wurde die Variante 2 ausgewählt. Diese Variante kommt voraussichtlich ohne Sondertransporte aus und weist relativ wenig Werkstattteile auf. In [7] werden die Abmessungen, die ein LKW in der Schweiz ohne zusätzliche Autorisierung transportieren darf, angegeben. Die maximalen Abmessungen betragen in der Breite 3m, der Höhe 4m und der Länge 30m, während das Gewicht 440kN nicht überschreiten darf. Da diese Abmessungen für die Schweiz gelten, wird davon ausgegangen, dass ähnliche Abmessungen auch in Italien gelten und die Werkstattteile laut Variante 2 diesen Abmessungen genügen.

3.2.2 Einteilung des Brückenträgers in Montageabschnitte

Die Werkstattteile des Brückenträgers werden auf der Baustelle zu Montageabschnitten verschweißt. Die Längen dieser Abschnitte werden in erster Linie abhängig von ihrem Gewicht eingeteilt, damit sie von einem Mobilkran manövriert werden können. Laut [7] ist es wünschenswert, die Schweißstöße in Bereichen einzuplanen, in denen die Belastung dieser möglichst gering ausfällt. Von Vorteil wäre es also, die Schweißnähte in den Nullpunkten der Momentenlinie zu platzieren. Außerdem sollen die Montagestöße so gewählt werden, dass die Knoten B und C jeweils als ein Stück gefertigt werden können.

Für die Einteilung des Brückenträgers in Montageabschnitte wurden drei Varianten ausgearbeitet. Sie sind in Abbildung 3.2.2.1 zu sehen. Der wesentliche Unterschied zwischen den Varianten ist, dass Variante 1 mit einem maximalen Gewicht von knapp 60 Tonnen auskommt, während Variante 2 schon 68 Tonnen benötigt und Variante 3 sogar 75 Tonnen aufweist. Je länger die Montageabschnitte werden, desto weniger Montagestöße müssen verschweißt werden. Der Vorteil der daraus folgt, ist die Verringerung der Schweißnähte, die an dem vertikal stehenden Brückenträger gefertigt werden müssen. Da diese Schweißnähte schwieriger zugänglich sind, ist davon auszugehen, dass die Schweißnähte, die in dieser Position hergestellt werden, teurer sind als jene, die auf dem Vormontageplatz gefertigt werden.

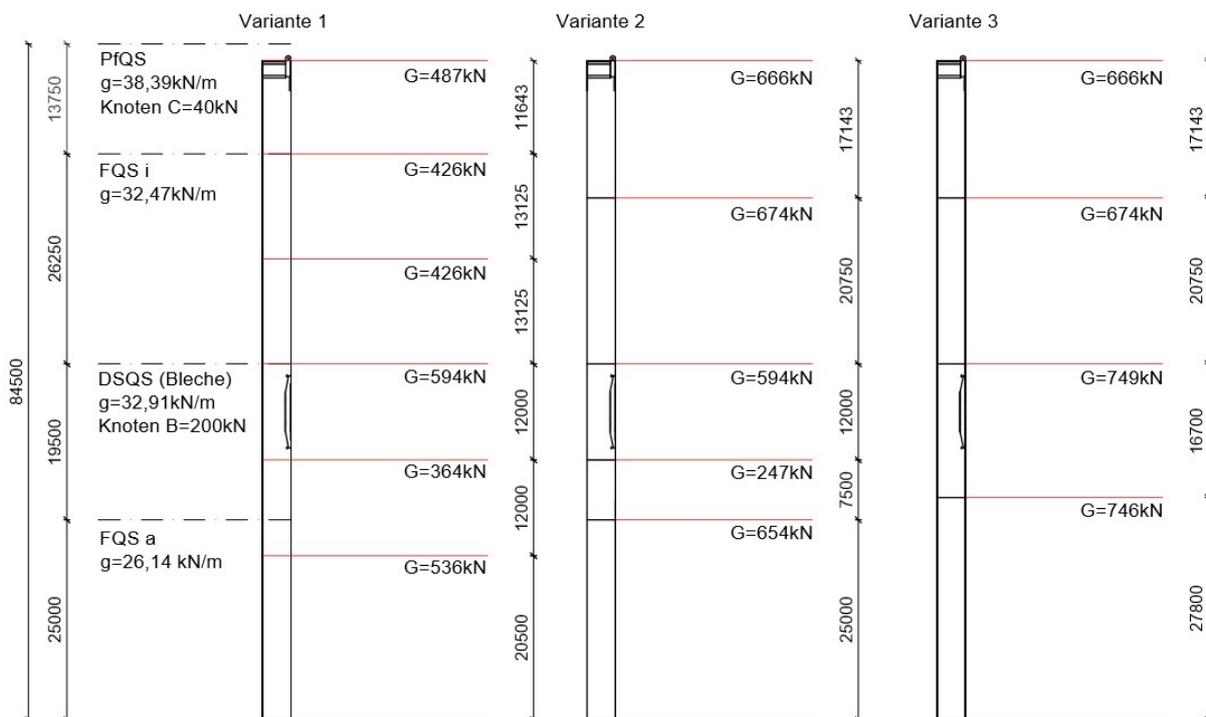


Abbildung 3.2.2.1: Varianten für die Montageabschnitte des Brückenträgers

Für ein reales Projekt könnte es von Vorteil sein, die Abstufung der Blechdicken so zu versetzen, dass diese genau in den gewünschten Montagestößen liegen. Durch diese Maßnahme könnten eventuell weitere Schweißnähte eingespart werden. Die Verringerung der Schweißnähte ist auch für die Betrachtung der Ermüdung der Brücke interessant. In dieser Arbeit wurde diese jedoch nicht berücksichtigt.

3.2.3 Montagestöße der Druckstrebe

Die Druckstreben werden aus Fertigteilen hergestellt, welche mit Hilfe eines Mobilkrans aufeinander gesetzt und anschließend durch Vergießen der Fugen vereint werden. Damit die Fugen dieser nicht während des Klappens aufreißen, wird die Druckstrebe vorgespannt. Die Druckstrebe wurde aus [1] übernommen und soll hier nur nebensächlich erwähnt werden.

3.2.4 Ablauf der Vormontage

In der ersten Bauphase muss der Pfeiler mittels Kletterschalung erstellt werden. Dies stellt ein gängiges Verfahren im Brückenbau dar und soll deshalb nicht näher erläutert werden. Anschließend wird der Hubrahmen inklusive Knoten A erstellt. Dieser befindet sich am Fuß des Pfeilers und muss später entlang dieses hinaufbewegt werden. Für die Druckstreben werden Fertigteile verwendet, welche mit Knoten A verbunden und horizontal gegen den Pfeiler gehalten werden. Dies ist erforderlich, da der Fußpunkt der Druckstrebe ein Gelenk darstellt. Ohne seitliche Sicherung würde sie umkippen. In Abbildung 3.2.4.1 sind die eben erwähnten Vorgänge dargestellt. Auf diese soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden, da dieses Konzept aus [1] übernommen wurde.

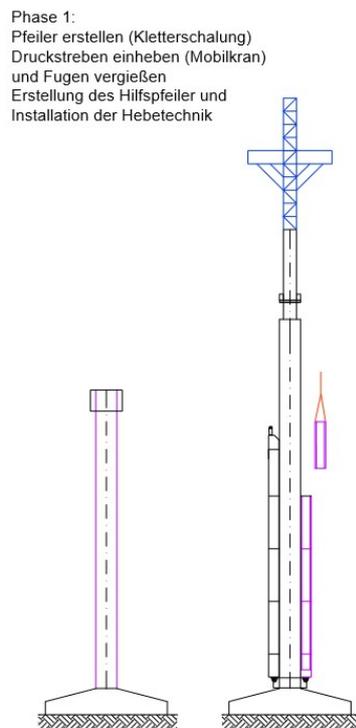


Abbildung 3.2.4.1: Bauphase 1

Nach der Fertigstellung des Pfeilers muss der Hilfspfeiler auf der Pfeilerspitze errichtet werden. Dieser wird in Abbildung 3.2.4.1 blau dargestellt. Auf ihm wird die Hubvorrichtung für das Heben der Brückenträgerabschnitte befestigt. Diese muss nach der Fertigstellung der Druckstreben einsatzbereit sein.

Die Montageabschnitte des Brückenträgers können bereits während der Erstellung der Druckstreben auf einem Vormontageplatz zusammengefügt werden. Sie stellen also keinen kritischen Bauablauf für die Bauzeit dar. Wenn die Druckstreben, die Montagestöße und der Hilfspfeiler mit Hebevorrichtung fertiggestellt sind, kann der Brückenträger zusammengefügt werden. Zuerst werden die Montageabschnitte, die den Knoten C enthalten, auf ein Podest neben den Druckstreben gestellt.

Anschließend werden Litzen am Knoten C befestigt, die von der auf dem Hilfspfeiler angebrachten Hebetchnik gehoben werden. Für das Heben des Brückenträgers wird es eventuell erforderlich sein, eine Konstruktion auf dem oberen Ende des Brückenträgers zu installieren, die es möglich macht, den Brückenträger immer in seiner Schwerachse zu heben. Alternativ wäre es auch möglich, ein Leitsystem für den Brückenträger einzuplanen, welches auf dem Pfeiler befestigt wird. Diese Überlegungen wurden nicht durchgeplant. Stattdessen wurde davon ausgegangen, dass es eine Lösung gibt, die keinen maßgeblichen Einfluss auf das Bauverfahren hat.

Nach dem Heben des ersten Teils muss der nächste Abschnitt des Brückenträgers unter ihn gestellt werden. Dies geschieht mit zwei Kränen, die auf den gegenüberliegenden Seiten des Pfeilers stehen. Wenn nun der Brückenträger in Position gebracht ist, wird der von den Litzen gehobene Teil auf den zweiten aufgesetzt und mit Hilfe von Montagelaschen verschraubt. Diese Montagelaschen werden bereits im Werk an die Werkstattteile angeschweißt und für die Ausführung auf der Baustelle mit den notwendigen Schraubenlöchern versehen. Sobald die Teile miteinander verbunden sind, müssen diese noch gegen den Pfeiler gesichert werden. Dies kann zum Beispiel mit Pendelstäben, die in ihrer Länge verstellbar sind, geschehen. Sie können den Brückenträger mit Hilfe von Montagelaschen an Einbauteilen, die in dem Pfeiler verankert werden, befestigen. Auch die Details der Montagelaschen und die Sicherung gegen den Pfeiler wurden nicht durchgeplant. Hier wurde ebenfalls davon ausgegangen, dass diese Bestandteile keinen wesentlichen Einfluss auf das Klappverfahren haben.

Um die Montageabschnitte miteinander verschweißen zu können, ist eine Einhausung erforderlich. Diese soll aus einem Gerüst bestehen, welches am Brückenträger mittels Montagelaschen befestigt und mit einem Schweißzelt gegen äußere Einflüsse geschützt wird. Die Einhausung soll mit Hilfe eines der zur Verfügung stehenden Kräne in Position gehoben werden. Anschließend müssen die Montagelaschen verschraubt werden. Diese Montagelaschen können zum Beispiel über eine Hebebühne erreicht werden, die die Arbeiter zur Einhausung hebt, während diese noch am Kran hängt. Wenn die Einhausung fertig montiert ist, muss noch der Zustieg für die Arbeiter ermöglicht werden. Dies geschieht in der Regel mit einer Leiter. In diesem Fall kann dies eventuell auch über die Hebebühne erfolgen.

Nach Fertigstellung der Schweißnähte und Demontage der Einhausung ist der Zyklus abgeschlossen und dasselbe Verfahren wiederholt sich. Die Bauphase 2 ist abgeschlossen, sobald die Brückenträger fertiggestellt sind. Die Vorgänge von Bauphase 2 sind in Abbildung 3.2.4.2 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der fünfte Vorgang von links ident ist mit dem zweiten Vorgang von links. Hier wiederholt sich das Verfahren, bis der Träger fertiggestellt ist.

3 Bauablauf

Bauphase 2

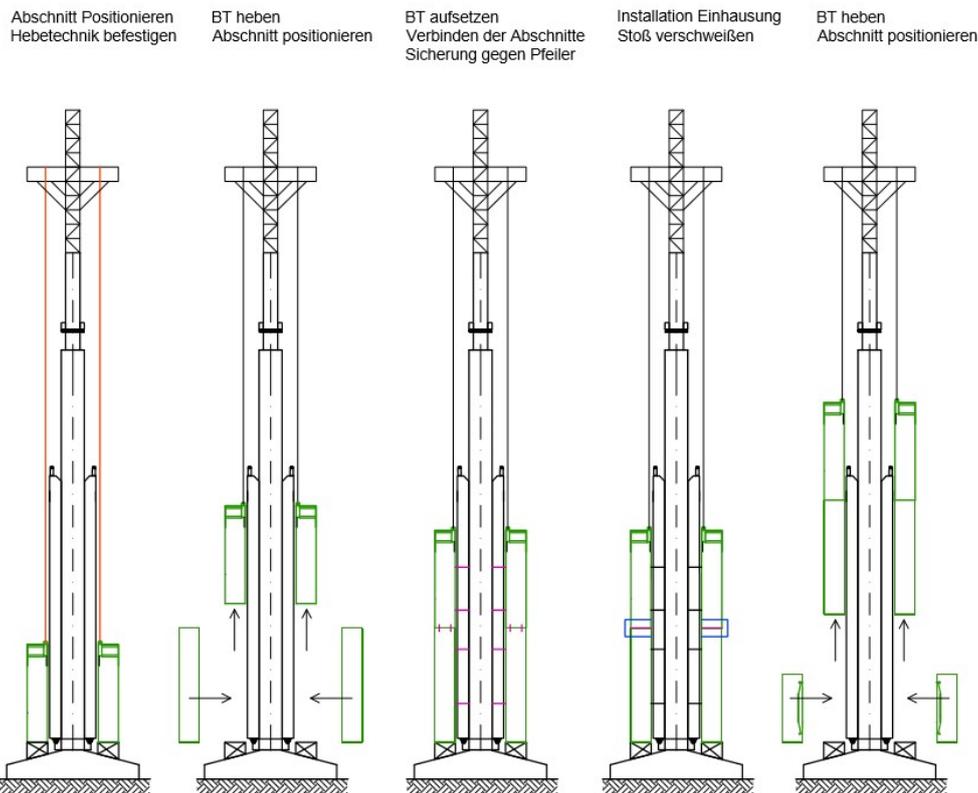


Abbildung 3.2.4.2: Bauphase 2

Sobald der Brückenträger fertiggestellt ist, muss noch die Gelenkplatte von Knoten C angeschweißt werden. Dies geschieht, indem zuerst der Brückenträger angehoben wird, damit am Knoten B ausreichend Platz für die Schweißarbeiten zur Verfügung steht. Anschließend muss eine Einhausung um den Knoten montiert werden. Bei einer geschickten Konstruktion der Einhausung, die bereits für die Montagestöße des Brückenträgers verwendet wurde, kann diese eventuell wieder verwendet werden. Es ist nicht klar ob es ausreicht, den Träger nur mit den Litzen und den horizontalen Befestigungen für die Schweißarbeiten zu halten, oder ob ein Podest für diesen Fall erforderlich ist. Diese Umstände müssten für ein reales Projekt im Detail geklärt werden. Für den vorliegenden Entwurf wurde davon ausgegangen, dass der Brückenträger gehoben wird und kein Podest für die Schweißarbeiten erforderlich ist.

Wenn die Schweißarbeiten abgeschlossen sind und die Einhausung entfernt wurde, kann die Verbindung von den Brückenträgern und den Druckstreben im Knoten B hergestellt werden. Nun muss eine Spannvorrichtung am Brückenträger befestigt werden, um ihn für die Verbindung des Knotens C in Position zu bringen. Die Hebetechnik, die für die Erstellung des Brückenträgers notwendig war, kann nun abgebaut werden. Es müssen noch die Spannlitzen und Litzenheber für den Klappvorgang installiert werden. Diese befinden sich einerseits auf der Spitze des Hilfspfeilers und andererseits auf einem Hubrahmen etwas oberhalb der Endposition von Knoten A. Zuerst wird nur die Hebetechnik für den Knoten A installiert. Die Hebetechnik für Knoten C kann erst nach der Verbindung des Knotens C installiert werden.

Im letzten Schritt vor dem eigentlichen Klappvorgang werden die Brückenträgerhälften und die Druckstreben angehoben, bis das obere Ende des Brückenträgers fast auf derselben Höhe ist, wie die Spitze des Hilfspfeilers. In Abbildung 3.2.4.3 ist die Bauphase 3 zu sehen. Sie zeigt die wesentlichen Vorgänge, die eben besprochen wurden.

Bauphase 3

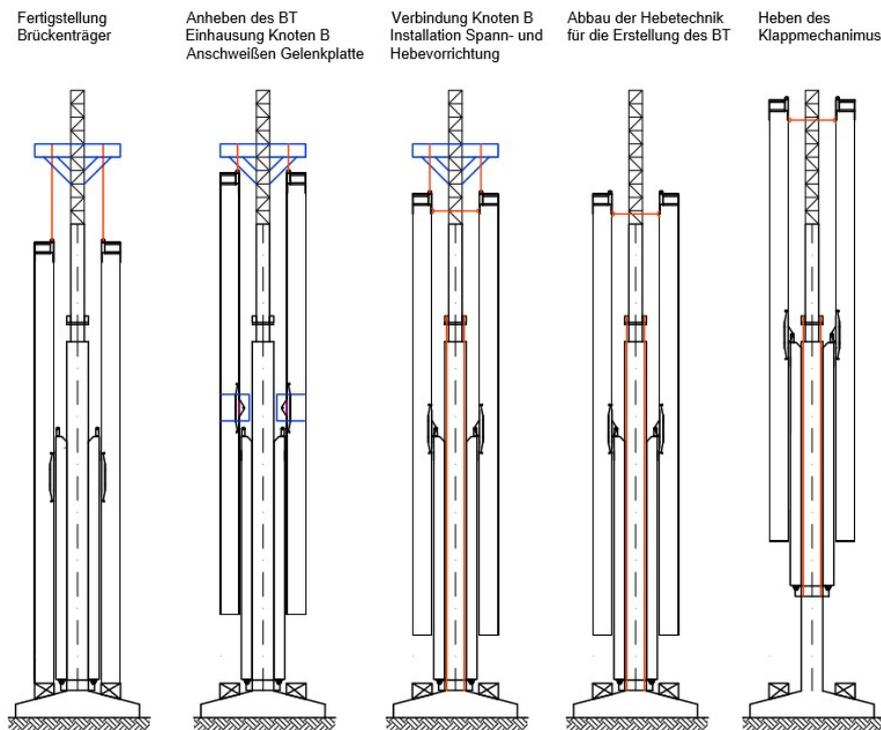


Abbildung 3.2.4.3: Bauphase 3

3.3 Klappvorgang

Zuerst muss die Verbindung von Knoten C hergestellt werden. Dies erfolgt über Anspannen der Spannvorrichtung, um die Brückenträgerhälften in eine Position zu bringen, in der die Verbindungsträger eingebaut werden können. Sobald diese eingebaut sind, kann die Spannvorrichtung abgebaut werden. Die Verbindungsträger müssen mit der Hebertechnik verbunden werden, die sich auf der Pfeilerspitze befindet. Nun kann der Klappvorgang beginnen.

Zuerst werden die Litzenheber auf dem Hubrahmen knapp über der Endposition von Knoten A aktiviert. Diese heben den Knoten A, bis er seine finale Position erreicht. Da die Druckstreben genau parallel zueinander stehen, kann es erforderlich sein, sie zu neigen. Hydraulische Pressen könnten temporär am Pfeiler befestigt werden und die Druckstreben von diesem wegdrücken. Alternativ wäre es auch möglich, von außen an den Brückenträgerhälften anzuziehen, bis sich die Druckstreben neigen. Dies könnte mit den auf der Baustelle vorhandenen Kränen passieren.

Sobald der Knoten A in seiner endgültigen Position angelangt ist, wird er dort fixiert und das Herablassen des Knotens C kann beginnen. Dieser wird von den Litzenhebern auf der Spitze des Hilfspfeilers kontrolliert herabgelassen. Um eine horizontale Bewegung des Verbindungsträgers zu verhindern, könnten Führungsschienen am Hilfspfeiler montiert werden. Da der Hilfspfeiler nicht konstruiert wurde, wurde auch keine entsprechende Führungsschiene entworfen. Stattdessen wird davon ausgegangen, dass sie keinen Einfluss auf den eigentlichen Klappvorgang hat.

Die eben erwähnten Vorgänge beschreiben den eigentlichen Klappvorgang und werden in Bauphase 4 zusammengefasst. Eine Darstellung dieser Abläufe ist in Abbildung 3.2.4.1 zu sehen.

3 Bauablauf

Bauphase 4

Zusammenklappen Brückenträger
Einbau Verbindungsträger

Hochziehen Knoten A

Herablassen Knoten C

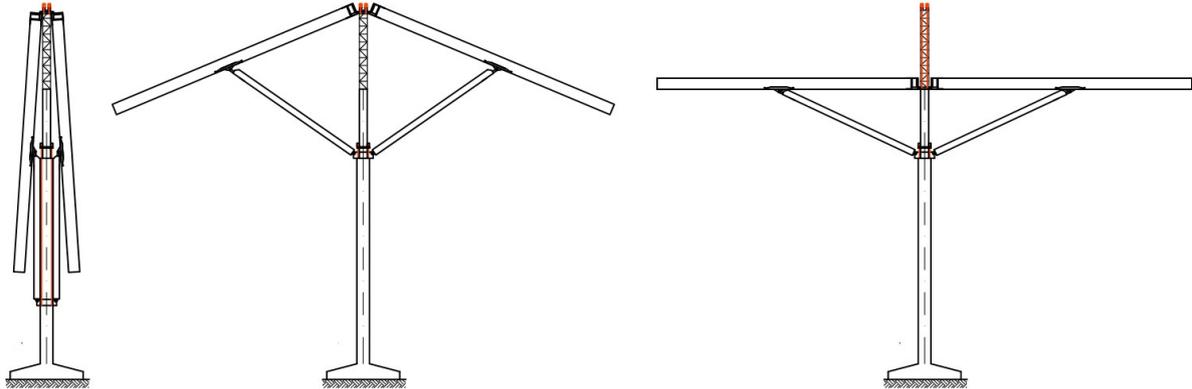


Abbildung 3.2.4.1: Bauphase 4

Sobald der Knoten C seine Endposition erreicht, ist der Klappvorgang beendet. Der Brückenträger liegt nun mit dem Verbindungsträger auf dem Pfeiler auf. Um den Brückenträger fertigzustellen, muss noch der Lückenschluss verschweißt werden. Bei diesem handelt es sich um die Stege und Obergurte über dem Pfeiler. Sie werden mit dem auf der Baustelle vorhandenen Kran in Position gehoben und dort unter einem geeigneten Schweißzelt verschweißt. Hier werden die Bleche nach dem Stand der Technik verschweißt. Dies stellt also keine für das Brückenklappverfahren besondere Situation dar und wird daher nicht im Detail abgebildet.

3.4 Fertigstellen der Brücke

Die Fertigstellung der Brücke soll hier nur im Überblick beschrieben werden, da sie nicht im Fokus dieser Arbeit liegt.

Nach dem Klappvorgang werden zuerst diverse Spannglieder installiert, die über die Spitze des Hilfspfeilers den Brückenträger stützen sollen. Sie können am Brückenträger mit Hilfe von Montagelaschen montiert werden, die später entfernt oder einbetoniert werden. Ein genaues Konzept für die Abspannung der Brücke wurde nicht ausgearbeitet. Die Abspannungen können jedoch die Brücke während des Betonierens soweit unterstützen, dass die Annahme des Betonierens unter Lehrgerüst der Realität nahe kommt.

Um die Randauflager zu erreichen, muss der Brückenträger mit zusätzlichen Montageabschnitten verbunden werden. Diese können entweder von einem Kran eingehoben oder mit Hilfe einer Lanciereinrichtung in Position gebracht werden. Anschließend müssen noch die Montageabschnitte an die eingeklappte Brücke angeschweißt werden. Dies geschieht, wie bisher alle Schweißarbeiten, unter einem Schweißzelt.

Sobald alle notwendigen Abspannungen vorhanden sind, können die Druckstreben, der Knoten A und der Knoten B ausbetoniert werden. Für das Betonieren der Druckstreben und des Knoten A ist auf [1] zu verweisen. Der Knoten B soll in einem Arbeitsgang mit der anschließenden Druckstrebe betoniert werden, um eine möglichst monolithische Struktur herzustellen. Knoten C kann erst vollendet werden, sobald der Hilfspfeiler entfernt wurde. Es besteht auch alternativ die Möglichkeit, ein Podest für den Hilfspfeiler einzuplanen, welches permanent in den Knoten C integriert wird. So könnte der Knoten bereits vor der Demontage des Hilfspfeilers ausbetoniert werden. Da der Pfeiler nicht

konstruiert wurde, wurde davon ausgegangen, dass es eine Lösung gibt, die keinen maßgeblichen Einfluss auf die Brücke hat.

Für die Erstellung der Fahrbahnplatte wurde kein Konzept entwickelt. Sie wird Teil einer anderen Arbeit sein. In den Berechnungen wurde davon ausgegangen, dass sie unter einem Lehrgerüst erstellt wurde.

Die beschriebenen Vorgänge werden in Bauphase 5 zusammengefasst und sind in Abbildung 3.2.4.1 zu sehen.

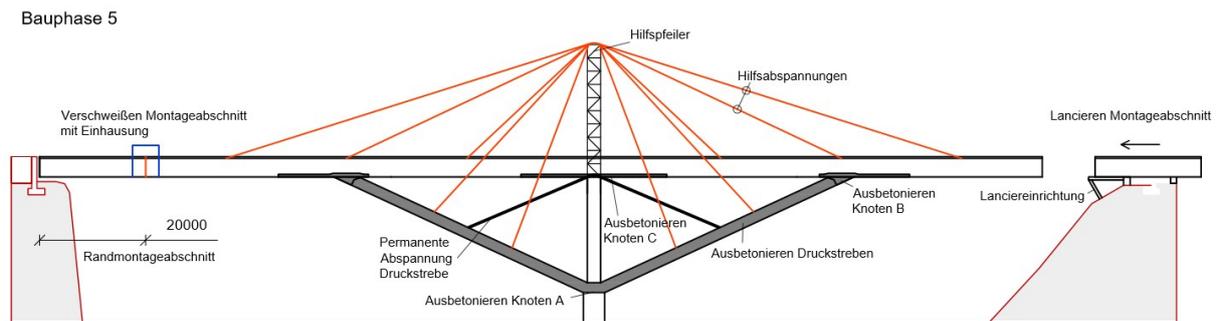


Abbildung 3.2.4.1: Bauphase 5

Nach der Fertigstellung sind noch diverse Kleinarbeiten zu erledigen. Unter diese fallen z.B. das Abschneiden der Montagelaschen, die auf der Außenseite der Brücke angebracht sind und das Auftragen des Korrosionsschutzes an den vorher unzugänglichen Stellen.

3.5 Baustelleneinrichtung

In diesem Kapitel soll nur die Baustelleneinrichtung für die Vormontage und den Klappvorgang beschrieben werden. Dabei liegt der Fokus auf dem Kran, der für die Baustelle in Frage kommt, da dieser, auf Grund des Bewegens der schweren Montageabschnitte, einen maßgebenden Faktor für die Baustelle spielt.

Eine Abschätzung welcher Kran bzw. welche Lösungsvariante zur Verfügung steht wurde in [1] analysiert, deswegen sollen hier einige Optionen aufgelistet werden.

3.5.1 Kräne

Für die Vormontage werden die stärksten Kräne benötigt, da hier die Druckstrebenfertigteile und die Montageabschnitte des Brückenträgers manövriert werden müssen. Die Größe der Druckstrebenfertigteile wird an die Größe der Montageabschnitte des Brückenträgers angepasst, um den erforderlichen Kran möglichst wirtschaftlich verwenden zu können.

Um Teile manövrieren zu können, die 75to wiegen und an die Spitze der Druckstrebe bewegt werden müssen, wäre ein Mobilkran der Klasse „LTM 11200-9.1“ der Firma Liebherr notwendig. Dies stellt den größten auf dem Markt erhältlichen Mobilkran dar. Ein Gerät dieser Größe kann in der Beschaffung ein Problem darstellen. Da es sich um eine außergewöhnliche Baumaschine handelt, werden von dieser nur wenige Exemplare auf dem Markt zur Vermietung zur Verfügung stehen. Ein Kran dieser Größe wäre für die Variante 3 der Einteilung der Montageabschnitte notwendig.

3 Bauablauf

Für die Montageabschnitte der Variante 1 laut Abbildung 3.2.2.1 kommt ein Mobilkran der Klasse „LTM 1500-8.1“ der Firma Liebherr in Frage. Dieser stellt einen kleineren Kran dar, welcher leichter zu mieten ist.

Für ein reales Projekt müssen viele Faktoren berücksichtigt werden, um den passenden Kran auszusuchen. Es spielen die Dauer des Kraneinsatzes, die Hubhöhe, das Hubgewicht, die Umwelt und eventuell auch noch andere Faktoren eine Rolle. Es ist z.B. möglich, dass die beauftragte Baufirma einen der benötigten Kräne bereits in ihrem Fuhrpark besitzt bzw. Zugang zu einem bestimmten Modell hat.

Für das Positionieren der Montageabschnitte werden voraussichtlich zwei Kräne benötigt. Da ein Montageabschnitt unter einen anderen gehoben werden muss, ist oberhalb des zu bewegenden Abschnitts nur begrenzt Platz. Mit zwei Kränen könnte jeder Abschnitt von der Seite aus angegriffen werden, wodurch der Platzbedarf von oberhalb des Abschnitts auf neben diesen verlagert wird.

Für die restlichen Bauarbeiten wird nach der Montage des Klappmechanismus ein Turmdrehkran aufgestellt. Dieser wird sich am Pfeiler festhalten und soll die Baustelle für die übrige Bauzeit bedienen.

3.5.2 Sonstige Einrichtungen

In diesem Kapitel soll die Hebetchnik beschrieben werden, die erforderlich ist, um den Klappvorgang zu ermöglichen.

Insgesamt werden acht Litzenheber mit den dazugehörigen Spannlitzen und Verankerungen benötigt. Für die Bauphase 2 werden vier Litzenheber benötigt, davon zwei pro Brückenträgerhälfte. Eine Hälfte wiegt etwas weniger als 300to. Siehe dazu auch die Einteilung der Montageabschnitte in Kapitel 3.2.2. Jeder Litzenheber muss also 1,5MN Hubkraft aufbringen können.

Für das Herablassen des Knotens C werden Litzenheber benötigt, die mindestens 1,05MN Hubkraft besitzen. Dies wird aus den Auflagerkräften ersichtlich, die in Kapitel 4.2.1 berechnet werden.

Um den Knoten A inklusive des gesamten Klappmechanismus heben zu können, werden Spannsysteme benötigt, die eine Hubkraft von mindestens 4MN aufweisen. Dies wird aus den Normalkräften in den Druckstreben ersichtlich, die in Kapitel 4.2.1 berechnet werden.

Tabelle I – Hauptkennwerte der Beförderungsgeräte (Heber) des VSL-Litzen-Systems

Typ	Tragkraft * kN	Pressenhub mm	Maximale Litzenzahl	Abmessungen				
				a mm	Ø b mm	Ø c mm	Ø d mm	e mm
SLU-10	104	200	1	950	125	16	53	130
SLU-30	313	250	3	740	180	54	85	140
SLU-70	730	160	7	810	300	82	132	150
SLU-120	1252	300	12	1330	315	116	170	160
SLU-330	3234	200	31	1290	550	190	270	210
SLU-580	5738	200	55	1400	790	253	360	270

Tabelle 3.5.2.1: Litzenhebersysteme der Firma VSL

Wie in Tabelle 3.5.2.1 ersichtlich wird, erfordert das Heben von Knoten A (inklusive der Druckstreben und Brückenträger) Litzenheber des Typs „SLU-580“ der Firma VSL. Diese werden ebenfalls für das Erstellen der Brückenträger verwendet, da diese Vorgänge nicht gleichzeitig stattfinden.

Um den Knoten C herablassen zu können, werden Litzenheber des Typs „SLU-120“ benötigt.

Insgesamt befinden sich also vier Litzenheber des Typs „SLU-580“ und vier Litzenheber des Typs „SLU-120“ auf der Baustelle.

3.6 Bauzeit

Es werden nur die Schweißarbeiten und die Erstellung des Brückenträgers berechnet. Die restlichen Bauabläufe sind jenen aus [1] relativ ähnlich und werden daher übernommen.

Für die Schweißdauer wurden von der Firma Waagner-Biro zwei Richtwerte angegeben. Der erste besagt, dass eine Lage einer Schweißnaht ca. 10min pro Meter dauert. Als Alternative wurde noch angegeben, dass ein halber Kilo Schweißgut pro Stunde verarbeitet werden kann. Diese Werte entsprechen jenen Werten, die für eine Baustelle zutreffen sollen. Die Firma Waagner-Biro erhebt keinen Anspruch auf Richtigkeit dieser Werte und gibt klar zu verstehen, dass diese nur der groben Abschätzung dienen.

Die Berechnung der Schweißdauer pro Montageabschnitt, erfolgt in Anhang I - Schweißarbeiten. Sie wurde unter der Annahme durchgeführt, dass zwei Mann pro Abschnitt arbeiten können. Da der Abstand zwischen der Druckstrebe und dem Brückenträger in vertikaler Position sehr gering ist, müssen die Untergurte mit einer V-Naht verbunden werden, die von nur einer Seite hergestellt wird. In der Regel werden Doppel-V-Nähte bevorzugt, da diese weniger Nahtvolumen aufweisen und daher billiger sind. Ein weiterer Nachteil der einfachen V-Naht ist, dass auf der Seite, an der nicht geschweißt wurde, die Schweißnaht später abgeschliffen werden muss. Es ist also erforderlich, die Schweißnähte nach Fertigstellung der Brücke mit Hilfe eines Brückeninspektionswagens abzuschleifen. Die längste zu erwartende Dauer eines Schweißstoßes beträgt 8,84 Stunden für den Montagestoß des FQS i. Als vereinfachende Annahme wird nun davon ausgegangen, dass sämtliche Arbeiten, um einen Montagestoß herzustellen, zwei Tage benötigen. Das Errichten der Brückenträger in vertikaler Position wird also etwa 8 bis 10 Tage dauern, je nachdem in wie viele Teile der Brückenträger geteilt wird.

Die Bauzeit für eine Betonbrücke wurde in [1] bereits abgeschätzt. Der große Unterschied zu dieser Brücke ist, dass die Montagestöße geschweißt werden und nachträglich nur mehr die Betonplatte, die Druckstreben und die Knoten betoniert werden müssen. Eine genaue Abschätzung der Bauzeit wurde nicht durchgeführt. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die Bauzeit aus [1] unterschritten wird, da hier weniger Betonierarbeiten anfallen.

4 Statik

In dieser Arbeit sollen der Brückenträger und das Klappverfahren im Vordergrund stehen. Die Druckstreben und der Pfeiler wurden weitgehend bereits in [1] bemessen. Da das Eigengewicht des vorliegenden Entwurfs etwas niedriger ist und die sonstigen Einwirkungen gleich bleiben, wird davon ausgegangen, dass der Pfeiler und die Druckstrebe bereits ausreichend dimensioniert wurden. Die Dimensionierung und Berechnung eines Verbundträgers für das Klappverfahren soll einem Vergleich dienen. Dieser soll die alte San Leonardo Brücke einer Betonbrücke im Brückenklappverfahren und einer Verbundbrücke im Brückenklappverfahren gegenüberstellen.

4.1 Endzustand

4.1.1 Berechnung der Querschnittswerte

Da der Pfeiler und die Druckstreben bereits in einer anderen Arbeit bemessen wurden, konzentriert sich diese Arbeit auf die Querschnitte des Brückenträgers. Beim Brückenträger handelt es sich um einen Stahl-Beton-Verbundquerschnitt. Seine Besonderheit ist, dass er über dem Pfeiler und den Druckstreben im Doppelverbund steht. An diesen Bereichen des Trägers wird der Stahlquerschnitt nicht nur mit der Betonfahrbahnplatte verbunden, sondern auch mit der auf dem Untergurt aufliegenden Platte. Dies hat einerseits den Zweck seinen Widerstand zu erhöhen und andererseits die Druckstrebe bzw. den Pfeiler mit dem Brückenträger zu einer monolithischen Struktur zu verbinden. Diese Begebenheit wurde bereits in Kapitel 2.3.1 erläutert.

Die Querschnitte wurden als ideale Querschnitte berechnet. Dies bedeutet, dass der mittragende Betongurt mit einer steifigkeitsäquivalenten Querschnittsfläche zum Stahl berücksichtigt wurde. Der Querschnitt des Betons wurde also um den Faktor abgemindert, der das Verhältnis zwischen dem E-Modul des Stahls zum E-Modul des Betons darstellt. Dieses Verfahren ist laut [9] zulässig und wurde nach [14] unter Zuhilfenahme von [15] berechnet.

Um die Querschnittswerte zu berechnen, ist auf die Schubweichheit der Betonplatte Rücksicht zu nehmen. Die effektive Breite der Betonplatte wird laut [14] berechnet und ist für jeden Querschnitt gesondert zu ermitteln.

Für die Querschnitte wurde teilweise Bewehrung in der oberen Betonplatte berücksichtigt, um den Widerstand zu erhöhen. Die wirksame Bewehrung ist abhängig von der effektiven Breite des Betons, da nur die Bewehrung aktiviert werden kann, die innerhalb der effektiven Breite liegt. Für die Querschnitte wurde die Bewehrung in cm^2/m angegeben und anschließend abhängig von der jeweiligen effektiven Breite des Querschnitts berücksichtigt. Des Weiteren wurde die Schwerachse der Bewehrung in der Mitte des Betons angenommen. Dies soll vereinfacht die obere und untere Lage der Bewehrung zusammenfassen.

Im Bereich des Doppelverbundes wurde keine Bewehrung in der unteren Betonplatte berücksichtigt, da diese durch die Querrahmen unterbrochen wird. Ob und wieviel Bewehrung in diese Platte eingebracht werden könnte, müsste in einem eigenen Entwurf ermittelt werden. Auch die Längsrippen in Knoten B und die Verbindungsträger in Knoten C wurden nicht als zusätzliche Aussteifung herangezogen. Durch den Doppelverbund wurde ein so hoher Widerstand erreicht, dass das Ausschöpfen der Tragfähigkeit dieser Bauteile nicht erforderlich war. Im Bereich des Doppelverbundes befinden sich also große versteckte Tragreserven.

Die Längssteifen dürfen laut [6] für die Tragfähigkeit herangezogen werden. Um die Dimensionierung dieser nicht in die Gestaltung des Querschnitts miteinfließen zu lassen, wurden diese nicht für die Tragfähigkeit herangezogen. Sie bieten eine versteckte Reserve in der Konstruktion, die für unerwartete Lasten ausgeschöpft werden kann. In Kapitel 2.3.1.1 wurde erläutert, dass sie so dimensioniert wurden, dass sie ihre aussteifende Funktion erfüllen können, egal ob sie mit einer Stahlgüte von S235 oder S355 ausgeführt werden. Dies bietet ein Einsparungspotential bzw. eine Tragfähigkeitsreserve, welche durch eine detailliertere Berechnung ausgeschöpft werden kann.

Da es sich bei dem vorliegenden Brückenquerschnitt um einen Hohlkasten handelt, ist die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit sehr groß. Zusätzlich sind im regelmäßigen Abstand von 3m Querrahmen angeordnet, von denen jeder vierte einen Querverband aufweist. Dies gewährleistet eine hohe Formtreue für den Querschnitt. Des Weiteren sind die Querträger über Druckstäbe immer an einen Querrahmen angeschlossen. Dies verursacht bei der Eintragung der Torsion eine sehr geringe bis keine Verdrillung des Querschnitts. Um nun die Berechnungen zu vereinfachen, wurde davon ausgegangen, dass das gesamte Torsionsmoment über St. Venant'sche Torsion abgetragen wird. In [7] heißt es:

„When the cross section of a bridge has a closed form, the bridge may be considered to be a bar that essentially resists in uniform torsion.“

Was so viel bedeutet wie: „Wenn eine Brücke einen geschlossenen Querschnitt aufweist, darf angenommen werden, dass die Torsion hauptsächlich über St. Venant'sche Torsion abgetragen wird“.

Dies stellt lediglich eine Näherung dar, um die Berechnung zu vereinfachen ohne die Torsion zu vernachlässigen. Für die Querschnitte wurde die Torsionssteifigkeit laut [7] ermittelt. Da der Hohlkasten durch die Betonplatte geschlossen wird, muss auch die Torsionssteifigkeit mit ideellen Querschnitten ermittelt werden.

Da keine Belastungen aus der Ebene berücksichtigt wurden, wurde das Flächenträgheitsmoment um die z-Achse des Querschnitts ohne Berücksichtigung des Reißens des Betonquerschnitts kalkuliert. Die Berechnung vom Flächenträgheitsmoment um die z-Achse soll also nur seine Größenordnung aufzeigen. Durch die 22,5m breite Betonplatte wird es so groß, dass davon ausgegangen wird, dass sämtliche Lasten aus der Ebene von dieser aufgenommen werden können.

Wirksamer Querschnitt

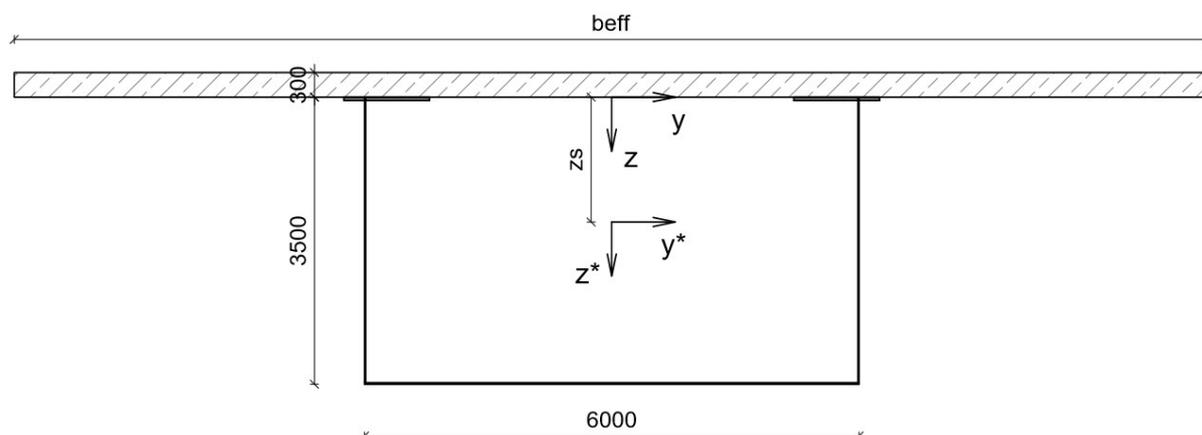


Abbildung 4.1.1.1: Wirksamer Querschnitt laut Statik

In Abbildung 4.1.1.1 wird der wirksame Querschnitt laut Statik dargestellt. Er soll zeigen, wo das Ursprungskordinatensystem gesetzt wurde, nämlich an der Unterkante der Betonplatte, in der Symmetrieachse des Querschnitts. Des Weiteren sollen die fixierten Dimensionen angegeben werden. Die Betonplatte soll überall 30cm dick sein, während der Stahlkasten immer 3,5m in der Höhe und 6m in der Breite messen soll. Die Koordinaten des Schwerpunktes werden mit z_s und y_s bezeichnet, wobei y_s immer Null ist, da der Querschnitt um die y-Achse symmetrisch ist.

4.1.1.1 Feldquerschnitt außen

Die Ermittlung der Querschnittswerte erfolgte für alle Querschnitte nach demselben Schema. Es wurde eine EXCEL-Tabelle erstellt, in die die Abmessungen der Bleche, des Betons und der Bewehrung eingegeben wurde. Diese hat, durch Berücksichtigung dieser Werte, automatisch die Querschnittswerte berechnet und ausgegeben. Die Positionierung der Einzelquerschnitte (also Bleche, Betonplatte und Bewehrung) wurde in y-Richtung (horizontal) mit einem eigenen Wert berücksichtigt. Die Ausrichtung in z-Richtung (vertikal) wurde automatisch ermittelt, da die Querschnitte direkt aneinander anliegen müssen und der Stahlkasten eine Gesamthöhe von 3,5m aufweisen soll.

Mit Hilfe dieser Tabelle war es möglich die Querschnittswerte schnell anzupassen, falls Änderungen erforderlich waren.

Mittragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite	07*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
5000	3500	437,5	1473,8

Betonplatte [cm]	
Breite	1473,8
Höhe	30

Bewehrung [cm]	
Breite	221,07
Höhe	1

Obergurt links [cm]	
Breite	104
Höhe	1

Obergurt rechts [cm]	
Breite	104
Höhe	1

Steg links [cm]	
Breite	1,2
Höhe	347

Steg rechts [cm]	
Breite	1,2
Höhe	347

Untergurt [cm]	
Breite	600
Höhe	2

Bewehrung oben [cm ² /m]	
	15

Position [cm]	
horizontal	-221

Position [cm]	
horizontal	221

Position [cm]	
horizontal	-299,4

Position [cm]	
horizontal	299,4

Tabelle 4.1.1.1: Eingabedaten für die Querschnittsermittlung FQS a

In Tabelle 4.1.1.1 sind die Eingabedaten für die EXCEL-Tabelle zusammengefasst. Die grün markierten Felder sind die Eingabefelder, während alle restlichen Felder automatisch ausgefüllt werden. Bei den dargestellten Eingabedaten handelt es sich um den Feldquerschnitt außen (FQS a).

Mit den Eingabedaten wurden anschließend die Querschnittswerte mit Hilfe von Tabelle 4.1.1.2 berechnet.

Zu bemerken ist, dass die mittragende Breite des Betons hier ihren maximalen Wert erreicht, da sich in diesem Abschnitt der Schub über den effektiven Querschnitt des Trägers verteilen kann. Für die Spannweite zur Ermittlung der effektiven Breite kann also die tatsächliche Spannweite des Feldes angesetzt werden. Die Berechnung des effektiven Querschnitts erfolgt laut [14].

Da die Querschnittswerte mit ideellen Werten berechnet wurden, müssen die Steifigkeiten der Materialien berücksichtigt werden. Die verwendeten Materialien wurden bereits in Kapitel 2.2 beschrieben. Der ausgewählte Baustahl besitzt einen E-Modul von 21000kN/cm², während der Beton nur einen E-Modul von 3300kN/cm² aufweist. Das Verhältnis der Steifigkeit des Betons zu der des Stahls ergibt sich somit zu 6,3636. Um diesen Faktor muss die Querschnittsfläche des Betons abgemindert werden um Steifigkeitsäquivalent zu sein.

Die Torsionssteifigkeit wurde laut [7] berechnet. Hier wird die Torsionssteifigkeit auf den geschlossenen (Stahlkasten inkl. Betonplatte zwischen den Stegen) und den offenen Querschnitt (gesamte Betonplatte) aufgeteilt. Für den FQS a R (siehe Kapitel 4.1.1.2) wurde die Torsion wie eben erwähnt aufgeteilt. In der Betonplatte zwischen den Stegen muss die Spannung aus dem geschlossenen Anteil mit der Spannung aus dem offenen Anteil überlagert werden. Da sich ergeben hat, dass die resultierende Spannung aus dem offenen Anteil extrem klein ist (siehe Kapitel 4.1.3.1), wurde für die anderen Querschnitte die erhöhte Steifigkeit durch den offenen Anteil vernachlässigt. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar, da die Spannungen im Stahlquerschnitt überschätzt werden.

i	$A^{(i)}$	$y_s^{(i)}$	$z_s^{(i)}$	$y_s^{(i)} A^{(i)}$	$z_s^{(i)} A^{(i)}$	$y_s^{(i)} z_s^{(i)} A^{(i)}$	$(y_s^{(i)} - y_s)^2 A^{(i)}$	$(z_s^{(i)} - z_s)^2 A^{(i)}$	$I_y^{(i) \text{eig}}$	$I_z^{(i) \text{eig}}$
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	6.948	0	-15	0	-104.219	0	0	28.045.583	521.094	8.003.052.488
Bewehrung	221,07	0	-15	0	-3.316	0	0	892.359	0	0
Obergurt links	104	-273	0,5	-28.392	52	-14.196	7.751.016	239.954	9	93.739
Obergurt rechts	104	273	0,5	28.392	52	14.196	7.751.016	239.954	9	93.739
Steg links	416,4	-300	174,5	-124.920	72.662	-21.798.540	37.476.000	6.607.217	4.178.192	50
Steg rechts	416,4	300	174,5	124.920	72.662	21.798.540	37.476.000	6.607.217	4.178.192	50
Untergurt	1200	0	349	0	418.800	0	0	108.335.906	400	36.000.000
Summe	9.410	0	669	0	456.693	0	90.454.032	150.968.191	8.877.896	8.039.240.065
Summe Stahl	2461,87									

Schwerpunkt	
Y-Koordinate y_s	Z-Koordinate z_s
[cm]	[cm]
0,00	48,53

Flächenträgheitsmomente	
I_y	I_z
[cm ⁴]	[cm ⁴]
159.846.086	8.129.694.097

Torsion		
A_m	$J_{ds/t}$	K_r
[cm ²]	[-]	[cm ⁴]
217.963	909,2032381	209.009.183

Tabelle 4.1.1.2: Querschnittswerte Feldquerschnitt außen

4.1.1.2 Feldquerschnitt außen Randauflager

In Tabelle 4.1.1.3 werden die Eingabewerte für den Querschnitt FQS a R am Übergang zu FQS a dargestellt. Direkt über dem Auflager wird die effektive Breite des Betons vernachlässigt. Der Beton zwischen den äußersten Dübelreihen auf den Obergurten dürfte herangezogen werden. Da über dem gelenkigen Randauflager keine Momente auftreten und die Betonplatte keinen Einfluss auf die Abtragung der Querkraft hat, ist eine Vernachlässigung der Betonplatte nicht mit einer Unterschätzung der Tragfähigkeit verbunden.

4 Statik

Mittragende Breite Beton			
L [cm]	Le [cm]	bei [cm]	beff [cm]
Spannweite	0,7*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
1750	1225	153,125	612,5

Betonplatte		[cm]
Breite	612,5	
Höhe	30	

Bewehrung		[cm]
Breite	91,875	
Höhe	1	

Obergurt links		[cm]
Breite	104	
Höhe	1	

Obergurt rechts		[cm]
Breite	104	
Höhe	1	

Steg links		[cm]
Breite	1,2	
Höhe	347	

Steg rechts		[cm]
Breite	1,2	
Höhe	347	

Untergurt		[cm]
Breite	600	
Höhe	2	

Bewehrung oben	
[cm ² /m]	
	15

Position		[cm]
horizontal	-221	

Position		[cm]
horizontal	221	

Position		[cm]
horizontal	-299,4	

Position		[cm]
horizontal	299,4	

Tabelle 4.1.1.3: Eingabewerte für FQS a R

Bei der mittragenden Betonbreite ist zu erwähnen, dass für den Randquerschnitt besondere Umstände gelten, da sich der Schub vom Auflager aus erst in der Betonplatte ausbreiten muss. Die effektive Breite über dem Auflager ist praktisch Null und steigt von dort aus linear an [14]. In der Kommentarzeile wird die Berechnung der effektiven Breite mit dem Abstand der Stege zuzüglich zwei Mal „bei“ angegeben. Dies gilt jedoch nur, wenn „bei“ größer ist als die Hälfte des Abstands der Stege. Für den Fall des Randquerschnitts ist „bei“ jedoch kleiner als die Hälfte des Abstands der Stege. In diesem Fall berechnet sich die effektive Breite mit vier Mal „bei“, da sich die effektive Breite von den Stegen ausbreitet. Die Berechnung der effektiven Breite erfolgte laut [14].

i	A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	(y _s ⁽ⁱ⁾ -y _s) ² A ⁽ⁱ⁾	(z _s ⁽ⁱ⁾ -z _s) ² A ⁽ⁱ⁾	I _y ^{(i)teilg}	I _z ^{(i)teilg}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	2.888	0	-15	0	-43.313	0	0	37.872.260	216.563	574.458.008
Bewehrung	91,875	0	-15	0	-1.378	0	0	1.205.026	0	0
Obergurt links	104	-273	0,5	-28.392	52	-14.196	7.751.016	1.019.815	9	93.739
Obergurt rechts	104	273	0,5	28.392	52	14.196	7.751.016	1.019.815	9	93.739
Steg links	416,4	-300	174,5	-124.920	72.662	-21.798.540	37.476.000	2.340.700	4.178.192	50
Steg rechts	416,4	300	174,5	124.920	72.662	21.798.540	37.476.000	2.340.700	4.178.192	50
Untergurt	1200	0	349	0	418.800	0	0	74.685.439	400	36.000.000
Summe	5.220	0	669	0	519.537	0	90.454.032	120.483.756	8.573.364	610.645.585
Summe Baustahl	2240,8									

Schwerpunkt	
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs
[cm]	[cm]
0,00	99,52

Flächenträgheitsmomente	
I _y	I _z
[cm ⁴]	[cm ⁴]
129.057.120	701.099.617

Torsion			
Am	∫ds/t	K _v	K _c
[cm ²]	[-]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
217.963	909,2032381	209.009.183	31.821.429

Tabelle 4.1.1.4: Querschnittswerte für Feldquerschnitt außen Rand

In Tabelle 4.1.1.4 sind die Querschnittswerte des FQS a R zu sehen. Für die Torsion wurde hier der Anteil des offenen Querschnitts berücksichtigt. Die Steifigkeit des offenen Anteils wird mit „Ko“ bezeichnet während der geschlossene Anteil mit „Kf“ bezeichnet wird. Die Torsionssteifigkeiten

wurden laut [7] berechnet. Da die Schwerlinie des Querschnitts im Randbereich linear ansteigt, wurde diese für die Konstruktion nicht berücksichtigt. In der Konstruktion wurde der Querschnitt im Randbereich mit der Schwerlinie des Feldbereichs dargestellt. Für die Ermittlung der Spannungen dagegen wurde sie berücksichtigt.

4.1.1.3 Querschnitt oberhalb der Druckstrebe

Beim DSQS handelt es sich um einen Querschnitt im Doppelverbund. Hier wird eine Betonplatte auf dem Untergurt des Stahlkastens erstellt, um den Widerstand zu erhöhen. Da der Stahluntergurt im Bereich des Knoten B nicht durchgehend ist, wird der Stahluntergurt nicht für die Tragfähigkeit herangezogen. Im Übergangsbereich von DSQS zu FQS i reißt der Beton, da die Druckkraft aus der Druckstrebe eine Zugkraft im Brückenträger hervorruft. In diesem Bereich wird der Stahluntergurt berücksichtigt.

In Tabelle 4.1.1.5 sind die Eingabedaten für den Querschnitt oberhalb der Druckstrebe zu erkennen. Die effektive Breite des Betons hat hier nur einen Einfluss auf die Bewehrung, die für die Lastabtragung herangezogen werden kann. Da an dieser Stelle ein Stützmoment auftritt, reißt die Betonplatte an dieser Stelle und die Bewehrung wird aktiviert.

In der unteren Betonplatte wurde keine Bewehrung eingeplant, da die konstruktive Ausbildung dieser nicht ganz geklärt ist und es deshalb fragwürdig ist, wieviel Bewehrung untergebracht werden kann. Es befinden sich hier also versteckte Tragreserven im Tragwerk. Die Bewehrung in der oberen Platte fällt sehr üppig aus, da sich an dieser Stelle die Zugkraft, herrührend aus der Druckkraft der Druckstrebe, mit dem Stützmoment überlagert. Für die Berechnung wurde das maximale Stützmoment mit der maximalen Zugkraft überlagert. Dies stellt eine Überschätzung der Last dar, da das maximale Stützmoment auftritt, wenn der Brückenträger nicht vollflächig belastet wird, während die maximale Zugkraft bei vollflächiger Belastung auftritt. Auch hier sind versteckte Reserven im Tragwerk enthalten.

Die untere Betonplatte wurde in der Berechnung mit 50cm Stärke berücksichtigt. Im Bereich des Knotens steigt diese auf 65cm an, um die Lasteinleitung zu sichern, und um die Stahlkonstruktion des Knotens mit Beton zu überdecken (siehe Kapitel 2.4.3). Für die Querschnittsberechnung wurden diese zusätzlichen 15cm vernachlässigt, um die Anzahl der zu berechnenden Querschnitte zu minimieren.

Für die Dimensionierung der Bleche hat sich der Bereich innerhalb des Knoten B als maßgebend erwiesen. Hier tritt die Zugkraft auf, die durch die Druckstrebe eingeleitet wird und bringt den Beton zum Reißen. Da ein homogener Querschnitt über der Druckstrebe erwünscht war, erstrecken sich diese Bleche über den gesamten Bereich des DSQS.

Mittragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite	0,25*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
10000	2500	312,5	1221,1

Betonplatte [cm]	
Breite	1221,1
Höhe	30

Bewehrung oben [cm]	
Breite	854,77
Höhe	1

Bewehrung oben	Bewehrung unten
[cm ² /m]	[cm ²]
70	0

Obergurt links [cm]	
Breite	104
Höhe	2,6

Position [cm]	
horizontal	-221

Obergurt rechts [cm]	
Breite	104
Höhe	2,6

Position [cm]	
horizontal	221

Steg links [cm]	
Breite	2,4
Höhe	347,4

Position [cm]	
horizontal	-299,25

Steg rechts [cm]	
Breite	2,4
Höhe	347,4

Position [cm]	
horizontal	299,25

Untergurt Beton [cm]	
Breite	595,2
Höhe	50

Bewehrung unten [cm]	
Breite	400
Höhe	0

Tabelle 4.1.1.5: Eingabedaten für den Querschnitt oberhalb der Druckstrebe DSQS

In Tabelle 4.1.1.6 sind die Querschnittswerte von DSQS zu sehen. Es ist zu bemerken, dass das Flächenträgheitsmoment um die z-Achse für den ungerissenen Querschnitt berechnet wurde. Für das Flächenträgheitsmoment um die y-Achse wurde berücksichtigt, dass die obere Betonplatte reißt.

i	A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	(y _s ⁽ⁱ⁾ -y _s) ² A ⁽ⁱ⁾	(z _s ⁽ⁱ⁾ -z _s) ² A ⁽ⁱ⁾	I _y ^{(i)eing}	I _z ^{(i)eing}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	5.756,6	0	-15	0	-86.349	0	0	353.468.424	431.746	4.551.910.375
Bewehrung	854,8	0	-15	0	-12.822	0	0	52.484.705	0	0
Obergurt links	270,4	-273	1,3	-73.819	352	-95.965	20.152.642	14.490.662	152	243.721
Obergurt rechts	270,4	273	1,3	73.819	352	95.965	20.152.642	14.490.662	152	243.721
Steg links	833,8	-300,45	176,3	-250.503	146.992	-44.163.713	75.263.684	2.661.057	8.385.316	400
Steg rechts	833,8	300,45	176,3	250.503	146.992	44.163.713	75.263.684	2.661.057	8.385.316	400
Untergurt	4.676,6	0	325	0	1.519.886	0	0	39.759.488	6.200.000	878.572.339
Bewehrung 2	0,0	0	325	0	0	0	0	0	0	0
Summe tot	13.496	0	650	0	1.715.402	0	190.832.651	480.016.053	23.402.683	5.430.970.956
Summe Beton ungerissen	7.740	0	990	0	1.801.751	0	190.832.651	126.547.630	22.970.937	879.060.581
Summe Baustahl	2.208									

Schwerpunkt		Flächenträgheitsmomente		Torsion		
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs	I _y	I _z	Am	j _{ds/t}	K _r
[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ²]	[-]	[cm ²]
0,00	232,79	149.518.567	5.621.803.607	203.184	467,1478497	353.496.118

Tabelle 4.1.1.6: Querschnittswerte von DSQS

4.1.1.4 Querschnitt oberhalb der Druckstrebe bei gerissener Betonplatte

In Tabelle 4.1.1.7 sind die Eingabedaten für den Querschnitt oberhalb der Druckstrebe an der Stelle zu sehen, an der der Beton auf Grund der Zugkraft gerissen ist. Der Stahluntergurt weist eine Aussparung auf, damit der Beton der Druckstrebe sich bis ins Innere des Brückenträgers ausbreiten kann. Bei einer ungünstigen Rissbildung besteht die Gefahr, dass der Brückenträgerquerschnitt so

reißt, dass weder der Betonuntergurt noch der Stahluntergurt mittragen können. Da keine Bewehrung in der Untergurtplatte berücksichtigt wurde, um dieses Rissbild zu verhindern, wird diese Stelle ohne Untergurt berechnet.

Mittragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite [cm]	0,25*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
10000	2500	312,5	1222,6

Betonplatte	
Breite [cm]	1222,6
Höhe [cm]	30

Bewehrung	
Breite [cm]	855,82
Höhe [cm]	1

Bewehrung oben	
[cm ² /m]	70

Obergurt links	
Breite [cm]	104
Höhe [cm]	2,6

Position	
horizontal [cm]	-221

Obergurt rechts	
Breite [cm]	104
Höhe [cm]	2,6

Position	
horizontal [cm]	221

Steg links	
Breite [cm]	2,4
Höhe [cm]	347,4

Position	
horizontal [cm]	-298,8

Steg rechts	
Breite [cm]	2,4
Höhe [cm]	347,4

Position	
horizontal [cm]	298,8

Untergurt	
Breite [cm]	0
Höhe [cm]	0

Tabelle 4.1.1.7: Eingabedaten für den DSQS bei gerissenem Beton

In Tabelle 4.1.1.8 sind die Querschnittswerte des DSQS bei gerissenem Beton zu sehen. Wenn man diese mit den Querschnittswerten bei umgerissenem Beton vergleicht, sieht man sofort, dass die Steifigkeit um die y-Achse nach Reißen des Betons stark abnimmt.

i	A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	(y _s ⁽ⁱ⁾ -y _s) ² A ⁽ⁱ⁾	(z _s ⁽ⁱ⁾ -z _s) ² A ⁽ⁱ⁾	I _y ^{(i) eig}	I _z ^{(i) eig}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	0	0	-15	0	0	0	0	0	432.276	4.568.705.698
Bewehrung	855,82	0	-15	0	-12.837	0	0	9.795.213	0	0
Obergurt links	270,4	-273	1,3	-73.819	352	-95.965	20.152.642	2.223.621	152	243.721
Obergurt rechts	270,4	273	1,3	73.819	352	95.965	20.152.642	2.223.621	152	243.721
Steg links	833,76	-300	176,3	-250.128	146.992	-44.097.566	75.038.400	5.927.464	8.385.316	400
Steg rechts	833,76	300	176,3	250.128	146.992	44.097.566	75.038.400	5.927.464	8.385.316	400
Untergurt	0	0	350	0	0	0	0	0	0	0
Summe	3.064	0	675	0	281.850	0	190.382.083	26.097.382	17.203.213	4.569.193.939
Summe Baustahl	2208,32									

Schwerpunkt		Flächenträgheitsmomente		Torsion		
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs	I _y	I _z	Am	fd/s/t	K _T
[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ²]	[-]	[cm ⁴]
0,00	91,98	43.300.596	4.759.576.023	203.184	467,1478497	353.496.118

Tabelle 4.1.1.8: Querschnittswerte des DSQS bei gerissenem Beton

4.1.1.5 Feldquerschnitt innen

In Tabelle 4.1.1.9 sind die Eingabewerte für den Feldquerschnitt innen zu sehen. Dieser wird durch die von der Druckstrebe eingeleitete Kraft mit einer Zugkraft beansprucht. Dies wirkt sich negativ auf die Querschnittsdimensionierung aus. Denn es werden dickere Bleche als im Außenfeld benötigt,

obwohl die Feldlänge kürzer ist. Als Vorteil ist jedoch zu erwähnen, dass der Querschnitt durch die Zugkraft weniger anfällig für Stabilitätsprobleme ist.

Durch die große Zugkraft reißt hier die Betonplatte auch im Feld, wodurch die Steifigkeit des Querschnitts vermindert wird. Da die Betonplatte des Brückenträgers vom Anschluss der Druckstrebe über den Pfeiler bis zum Anschluss der gegenüberliegenden Druckstrebe reißt, kann die Rissbreitenbeschränkung zu einem Problem werden. Laut [16] ist eine Vorspannung der Fahrbahnplatte bei Verbundbrücken in der Regel nicht wirtschaftlich. Deshalb wurde auch für den vorliegenden Fall keine eingeplant. Da das Reißen der Fahrbahnplatte zwischen den Auflagern einen Sonderfall darstellt, könnte eine Detailanalyse der Dauerhaftigkeit ergeben, dass eine Vorspannung von Vorteil wäre.

Mittragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite	0,7*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
5000	3500	437,5	1473,5

Betonplatte	
Breite	1473,5
Höhe	30

Bewehrung	
Breite	221,025
Höhe	1

Bewehrung oben	
[cm ² /m]	15

Obergurt links	
Breite	104
Höhe	1

Position	
horizontal	-221

Obergurt rechts	
Breite	104
Höhe	1

Position	
horizontal	221

Steg links	
Breite	1,5
Höhe	346

Position	
horizontal	-299,25

Steg rechts	
Breite	1,5
Höhe	346

Position	
horizontal	299,25

Untergurt	
Breite	600
Höhe	3

Tabelle 4.1.1.9: Eingabwerte des Feldquerschnitts innen

In Tabelle 4.1.1.10 sind die Querschnittswerte des Feldquerschnitts innen zu sehen.

i	A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	(y _s ⁽ⁱ⁾ -y _s) ² A ⁽ⁱ⁾	(z _s ⁽ⁱ⁾ -z _s) ² A ⁽ⁱ⁾	I _y ^{(i) eig}	I _z ^{(i) eig}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	0	0	-15	0	0	0	0	0	520.988	7.998.166.288
Bewehrung	221,025	0	-15	0	-3.315	0	0	15.092.221	0	0
Obergurt links	104	-273	0,5	-28.392	52	-14.196	7.751.016	6.283.941	9	93.739
Obergurt rechts	104	273	0,5	28.392	52	14.196	7.751.016	6.283.941	9	93.739
Steg links	519	-300	174	-155.700	90.306	-27.091.800	46.710.000	2.713.707	5.177.717	97
Steg rechts	519	300	174	155.700	90.306	27.091.800	46.710.000	2.713.707	5.177.717	97
Untergurt	1800	0	348,5	0	627.300	0	0	18.797.067	1.350	54.000.000
Summe	3.267	0	668	0	804.701	0	108.922.032	51.884.584	10.877.789	8.052.353.960
Summe Stahl	3046									

Schwerpunkt	
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs
0,00	246,31

Flächenträgheitsmomente	
I _y	I _z
62.762.373	8.161.275.992

Torsion		
Am	J _{ds/t}	K _r
[cm ²]	[-]	[cm ⁴]
217.555	687,3016667	275.454.413

Tabelle 4.1.1.10: Querschnittswerte des Feldquerschnitts innen

4.1.1.6 Brückenquerschnitt oberhalb des Pfeilers

Der PfQS wird so wie der DSQS mit Doppelverbund ausgeführt. Die untenliegende Betonplatte weist eine Stärke von 50cm auf und wächst im Bereich des Knoten C auf 65cm an. Die zusätzlichen 15cm werden nur als konstruktiver Beton betrachtet, ihre Aufgabe ist lediglich den Knoten C mit Beton zu bedecken. Die untere Betonplatte soll direkt über dem Pfeiler eine Wartungsöffnung aufweisen, damit der Hohlkasten des Pfeilers auch nach Fertigstellung der Ortbetonteile noch zugänglich ist. Diese Öffnung wurde in der Berechnung nicht berücksichtigt, da sich die Schnittgrößen an dieser Stelle bereits in den Pfeiler ausbreiten können. Der Widerstand des Querschnitts an dieser Stelle sollte also sehr viel größer sein als außerhalb des Pfeilers.

Um die Betonplatte monolithisch mit dem Pfeiler wie auch dem Brückenträger verbinden zu können, wurde der Stahluntergurt im Bereich des Knoten C ausgespart. Hier kann sich der Beton innerhalb des Brückenträgers ausbreiten und mit dem Pfeiler verbunden werden. Der maßgebende Querschnitt zur Bemessung des PfQS befindet sich also direkt außerhalb des Pfeilers und noch im Bereich der Aussparung.

Die Anschlusskonstruktion des Knoten C soll zumindest eine Öffnung aufweisen, damit diese mit Beton gefüllt werden kann. Nur so kann eine durchgehende Betonplatte gewährleistet werden. In einer detaillierteren Planung wäre es eventuell wünschenswert, noch weitere Öffnungen einzuplanen, um Bewehrungsseisen durch diese verlegen zu können. Die untere Platte wurde als unbewehrt angenommen, da noch unklar ist, wieviel Bewehrung hier untergebracht werden kann.

Die Verbindungsträger des Knoten C wurden nicht für den Endzustand herangezogen, da diese im Bauzustand unter Zug einbetoniert werden, im Endzustand jedoch Druck aufnehmen würden. Die genaue Lastaufteilung müsste in einer detaillierten Analyse ermittelt werden. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass der Verbindungsträger erst nach dem Brückenquerschnitt entworfen wurde und seine Dimensionen während dem Bemessen des Brückenträgers noch nicht klar waren. Die Vernachlässigung des Verbindungsträgers stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar.

Da hier die maximale Zugkraft in der Bewehrung der oberen Platte auftritt, ist diese Stelle für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung maßgebend. Die Rissbreitenbeschränkung ist nicht Teil dieser Arbeit. Eine Abschätzung dieser befindet sich dennoch in Anhang N - Rissbreitenbeschränkung. Sie wurde nach [17] berechnet unter Zuhilfenahme von [18].

In Tabelle 4.1.1.11 sind die Eingabewerte für den PfQS zu sehen. Er stellt den massivsten Querschnitt des Brückenträgers dar, da er einerseits durch die Zugkraft, die aus den Druckstreben resultiert und andererseits durch das Stützmoment das oberhalb des Pfeilers auftritt, belastet wird.

Mitragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite	0,25*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
10000	2500	312,5	1220,5

Betonplatte		[cm]
Breite	1220,5	
Höhe	30	

Bewehrung		[cm]
Breite	854,35	
Höhe	1	

Obergurt links		[cm]
Breite	104	
Höhe	4	

Obergurt rechts		[cm]
Breite	104	
Höhe	4	

Steg links		[cm]
Breite	3	
Höhe	346	

Steg rechts		[cm]
Breite	3	
Höhe	346	

Untergurt Beton		[cm]
Breite	594	
Höhe	50	

Bewehrung oben		Bewehrung unten	
[cm ² /m]	[cm ²]	[cm ² /m]	[cm ²]
70	0		

Position		[cm]
horizontal	-221	

Position		[cm]
horizontal	221	

Position		[cm]
horizontal	-299,25	

Position		[cm]
horizontal	299,25	

Bewehrung unten		[cm]
Breite	400	
Höhe	0	

Tabelle 4.1.1.11: Eingabewerte für den PfQS

In Tabelle 4.1.1.12 sind die Querschnittswerte des PfQS zu sehen.

i	A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	(y _s ⁽ⁱ⁾ -ys) ² A ⁽ⁱ⁾	(z _s ⁽ⁱ⁾ -zs) ² A ⁽ⁱ⁾	I _y ^{(i)eig}	I _z ^{(i)eig}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	5.753,8	0	-15	0	-86.307	0	323.758.856	431.534	4.545.203.788
Bewehrung	854,4	0	-15	0	-12.815	0	48.073.285	0	0
Obergurt links	416,0	-273	2	-113.568	832	31.004.064	20.172.956	555	374.955
Obergurt rechts	416,0	273	2	113.568	832	31.004.064	20.172.956	555	374.955
Steg links	1.038,0	-300,75	177	-312.179	183.726	93.887.684	2.121.665	10.355.434	779
Steg rechts	1.038,0	300,75	177	312.179	183.726	93.887.684	2.121.665	10.355.434	779
Untergurt	4.667,1	0	325	0	1.516.821	0	49.311.504	6.187.500	873.269.100
Bewehrung 2	0,0	0	325	0	0	0	0	0	0
Summe tot	14.183	0	653	0	1.786.815	249.783.496	465.732.886	27.331.011	5.419.224.354
Summe Beton ungeri	8.429	0	993	0	1.873.122	249.783.496	141.974.030	26.899.477	874.020.566
Summe Baustahl	2.908								

Schwerpunkt	
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs
[cm]	[cm]
0,00	222,21

Flächenträgheitsmomente	
I _y	I _z
[cm ⁴]	[cm ⁴]
168.873.507	5.669.007.850

Torsion		
Am	J _d /t	K _t
[cm ²]	[-]	[cm ⁴]
202.980	429,2848485	383.902.488

Tabelle 4.1.1.12: Querschnittswerte des PfQS

4.1.1.7 Brückenquerschnitt oberhalb des Pfeilers bei gerissener Betonplatte

Die untere Betonplatte beginnt ab einer bestimmten Entfernung vom Pfeiler zu reißen, da hier die Zugspannung zufolge der Zugkraft aus den Druckstreben die Druckspannung zufolge des Stützmoments übersteigt. Für unterschiedliche Lastfälle ergeben sich verschiedene Kombinationen aus Zugkraft und Stützmoment. Daraus ergeben sich unterschiedliche Stellen, an denen der Beton reißt. Um die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen und die Berechnung des Querschnitts zu vereinfachen, wurde angenommen, dass sich die Betonplatte nur bis an die Stelle ausbreitet, an der die maximalen Schnittgrößen die Betonplatte bis zur Hälfte durchreißen. Ab dieser Stelle wurde die Betonplatte also nicht mehr für die Tragfähigkeit herangezogen. Ihr Eigengewicht wurde selbstverständlich über ihre wahre Länge berücksichtigt.

In Tabelle 4.1.1.13 sind die Eingabewerte für den PfQS, für den Fall, dass beide Betonplatten gerissen sind angegeben.

Mittragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite [cm]	0,25*Spannweite	Le/8	Abstand Stege+2*bei
10000	2500	312,5	1222

Betonplatte	
Breite	1222
Höhe	30

Bewehrung	
Breite	855,4
Höhe	1

Bewehrung oben	
[cm ² /m]	70

Obergurt links	
Breite	104
Höhe	4

Position	
horizontal	-221

Obergurt rechts	
Breite	104
Höhe	4

Position	
horizontal	221

Steg links	
Breite	3
Höhe	344,5

Position	
horizontal	-298,5

Steg rechts	
Breite	3
Höhe	344,5

Position	
horizontal	298,5

Untergurt	
Breite	600
Höhe	1,5

Tabelle 4.1.1.13: Eingabewerte für den PfQS mit gerissener Betonplatte

In Tabelle 4.1.1.14 sind die Querschnittswerte des PfQS, für den Fall, dass beide Betonplatten gerissen sind zu sehen.

i	A ⁽⁰⁾	y _s ⁽⁰⁾	z _s ⁽⁰⁾	y _s ⁽⁰⁾ A ⁽⁰⁾	z _s ⁽⁰⁾ A ⁽⁰⁾	y _s ⁽⁰⁾ z _s ⁽⁰⁾ A ⁽⁰⁾	(y _s ⁽⁰⁾ -y _s) ² A ⁽⁰⁾	(z _s ⁽⁰⁾ -z _s) ² A ⁽⁰⁾	I _y ^{(0)eig}	I _z ^{(0)eig}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	0	0	-15	0	0	0	0	0	432.064	4.561.982.620
Bewehrung	855,4	0	-15	0	-12.831	0	0	21.463.967	0	0
Obergurt links	416	-273	2	-113.568	832	-227.136	31.004.064	8.318.139	555	374.955
Obergurt rechts	416	273	2	113.568	832	227.136	31.004.064	8.318.139	555	374.955
Steg links	1033,5	-300	176,25	-310.050	182.154	-54.646.313	93.015.000	1.114.897	10.221.337	775
Steg rechts	1033,5	300	176,25	310.050	182.154	54.646.313	93.015.000	1.114.897	10.221.337	775
Untergurt	900	0	349,25	0	314.325	0	0	38.134.747	169	27.000.000
Summe	4.654	0	676	0	667.467	0	248.038.128	78.464.786	20.876.015	4.589.734.080
Summe Baustahl	3799									

Schwerpunkt	
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs
[cm]	[cm]
0,00	143,41

Flächenträgheitsmomente	
I _y	I _z
[cm ⁴]	[cm ⁴]
99.340.801	4.837.772.208

Torsion		
Am	J _{ds/t}	K _r
[cm ²]	[-]	[cm ⁴]
217.457	643.9604762	293.730.173

Tabelle 4.1.1.14: Querschnittswerte des PfQS bei gerissener Betonplatte

4.1.2 Erstellung eines Stabmodells

Das komplette Ausdruckprotokoll der Statik ist in Anhang A - Stabmodell Endzustand zu finden. In diesem Kapitel werden die Erstellung des Stabmodells, die Lastaufstellung und die Ergebnisse in Form von Schnittgrößen besprochen.

Mit den Querschnittswerten die in Kapitel 4.1.1 berechnet wurden, wurde ein Stabmodell mit Hilfe des Programms RSTAB der Firma Dlubal erstellt. Da die Modellierung von Verbundquerschnitten nicht unterstützt wird, wurden die Querschnitte des Brückenträgers als ideale Stäbe eingegeben. Sie wurden dann mit den Querschnittswerten behaftet, die oben ermittelt wurden. Da die Druckstreben und der Pfeiler aus Betonquerschnitten bestehen, konnten diese direkt in das Programm eingegeben werden. Die Spannritzen wurden als Seilstab mit einem Rechtecksquerschnitt modelliert. Ihr Querschnitt beträgt $43 \text{ mal } 150 \text{ mm}^2$. Dies ergibt eine Seitenlänge von $8,03 \text{ cm}$ für den Rechteckquerschnitt. In Abbildung 4.1.2.2 ist das Stabmodell für die Brücke dargestellt.

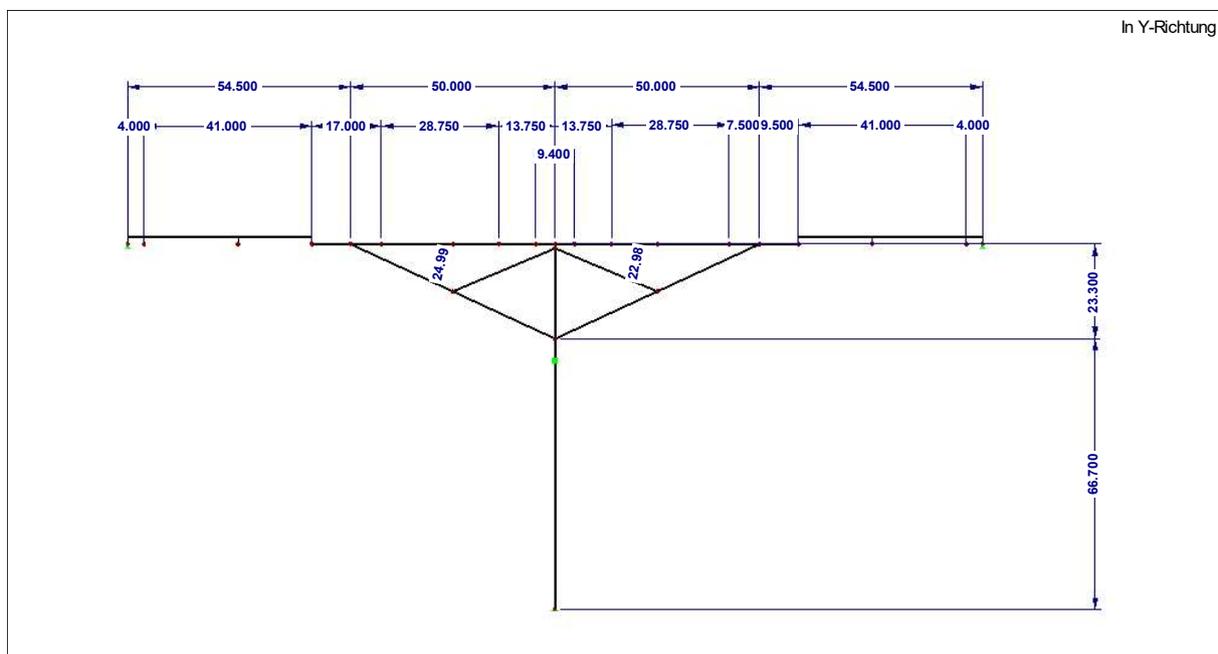


Abbildung 4.1.2.1: Stabmodell der Brücke

4.1.2.1 Randbedingungen und Annahmen

Die Schwerlinie des Querschnitts ist abhängig von der Querschnittsausbildung. Da es fünf verschiedene Querschnitte gibt und die Schwerlinie innerhalb dieser teilweise variabel ist, ist der exakte Verlauf der Schwerlinie relativ aufwendig zu modellieren. Da die Lage der Schwerlinie für die Querschnitte DSQS, FQS i und PfQS relativ ähnlich ist (ca. 230 cm unterhalb der Betonunterkante), wurde angenommen, dass diese Querschnitte die gleiche Schwerlinie aufweisen. Außerhalb der Druckstreben dominiert die Schwerlinie des FQS a, dessen Schwerlinie etwa 48 cm unterhalb der Betonunterkante liegt. Der Querschnitt FQS a R weist eine variable Schwerlinie auf, welche vernachlässigt wurde. Er wurde mit derselben Schwerlinie, die auch der Querschnitt FQS a aufweist, modelliert. Die Differenz der Schwerlinien wurde im Modell mittels Exzentrizität der Schwerlinie des FQS a berücksichtigt. Seine Exzentrizität beträgt $230 \text{ cm} - 48 \text{ cm} = 182 \text{ cm}$. In dem Bereich des Brückenträgers der sich zwischen den Druckstreben befindet, wurde alles auf eine Schwerlinie bezogen, die 230 cm unterhalb der Betonunterkante liegt. Für die Spannungsnachweise wurden die

exakten Schwerlinien verwendet. Für die Spannungen kann eine Schwerlinie, die ein paar cm höher oder niedriger liegt, einen großen Unterschied bedeuten.

Über dem Pfeiler wurde ein Bereich mit den Werten des Querschnitts bei intakter Betonplatte modelliert. Von dort aus, bis hin zum FQS i, wurden die Werte des Querschnitts mit gerissenem Beton angesetzt. Der Punkt, an dem der Beton reißt, wurde mit einer Spannungsberechnung ermittelt. Wo bzw. wie dieser Punkt ausgesucht wurde, wurde schon in Kapitel 4.1.1.7 erklärt.

Es wurde angenommen, dass das Betonieren der Fahrbahnplatte und der Ortbetonteile mit einem Lehrgerüst stattfindet. Die genaue Herstellung der Fahrbahnplatte wird Teil einer anderen Arbeit sein, da die Fertigteile, die verwendet werden sollen, noch in der Entwicklung sind. Die Annahme eines Lehrgerüsts stellt eine Vereinfachung dar. Da Spannritzten verwendet werden, um die Brückenträger während des Betonierens zu stützen, wird davon ausgegangen, dass diese Vereinfachung relativ nahe an die Realität herankommt.

Die Fahrbahnplatte reißt vom Anfang des DSQS bis zum Ende des DSQS auf der anderen Seite des Pfeilers. In diesem Bereich ist die Betonplatte nicht kriech- und schwindwirksam. Der Großteil der Kriech- und Schwindumlagerungen werden im FQS a stattfinden. Hier werden sich einerseits die Stahlspannungen leicht erhöhen, andererseits wird das Stützmoment im DSQS ansteigen. Der DSQS bietet auf der dem FQS a zugewandten Seite hohe Tragfähigkeitsreserven. Dieser Querschnitt sollte also kein Problem damit haben die Umlagerungen aufzunehmen, die aus dem Kriechen und Schwinden des Betons entstehen. Für den FQS a wird relativ wenig Bewehrung berücksichtigt. Falls sich die Kriech- und Schwindumlagerungen in einer Detailanalyse als zu groß herausstellen, um vom Baustahlquerschnitt aufgenommen zu werden, können diese durch eine erhöhte Bewehrung aufgefangen werden. Das Kriech- und Schwindverhalten stellt also keinen maßgebenden Faktor für die Konstruktion der Brücke dar. Das Kriech- und Schwindverhalten von Querschnitten, die im Doppelverbund stehen, ist relativ komplex und darf nicht nach den Standardlösungen des Eurocodes berechnet werden [14]. Da die Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden einen hohen Rechenaufwand für die vorliegende Brücke bedeuten würde, während ihr Einfluss auf die Konstruktion als relativ gering einzustufen ist, wurde sie vernachlässigt.

Der Pfeilerfuß wurde als starr eingespannt betrachtet, während eines der Auflager der Talseiten als gelenkig und das andere als verschieblich gelenkig betrachtet wurde.

Die Druckstreben sind sowohl am Brückenträger als auch am Pfeiler starr angeschlossen. Um den starren Anschluss zu gewährleisten, müssen die Knoten A und B entsprechend ausgebildet werden.

Zusammenfassung der Annahmen:

- Die Schwerlinien wurden für die Schnittgrößenermittlung zusammengefasst
- Die untere Betonplatte des PfQS reißt an einer bestimmten Stelle und ist nicht lastfallabhängig
- Das Betonieren erfolgt mit einem Lehrgerüst (kein Einfluss auf den Endzustand)
- Kriechen und Schwinden wurden vernachlässigt
- Die Druckstrebe ist mit dem Brückenträger und dem Pfeiler starr verbunden

4.1.2.2 Berücksichtigung der Querschnitte

Die Querschnitte von der Druckstrebe, dem Pfeiler und den Spannritzten wurden direkt in das Programm eingegeben. Für sie gibt es bereits vorgefertigte Querschnitte, deren Abmessungen nur noch angepasst werden müssen. Für die Querschnitte des Brückenträgers wurden ideale

4 Statik

Querschnitte eingegeben, deren Querschnittswerte anschließend mit entsprechenden Faktoren multipliziert wurden, um den konstruierten Querschnitten zu entsprechen.

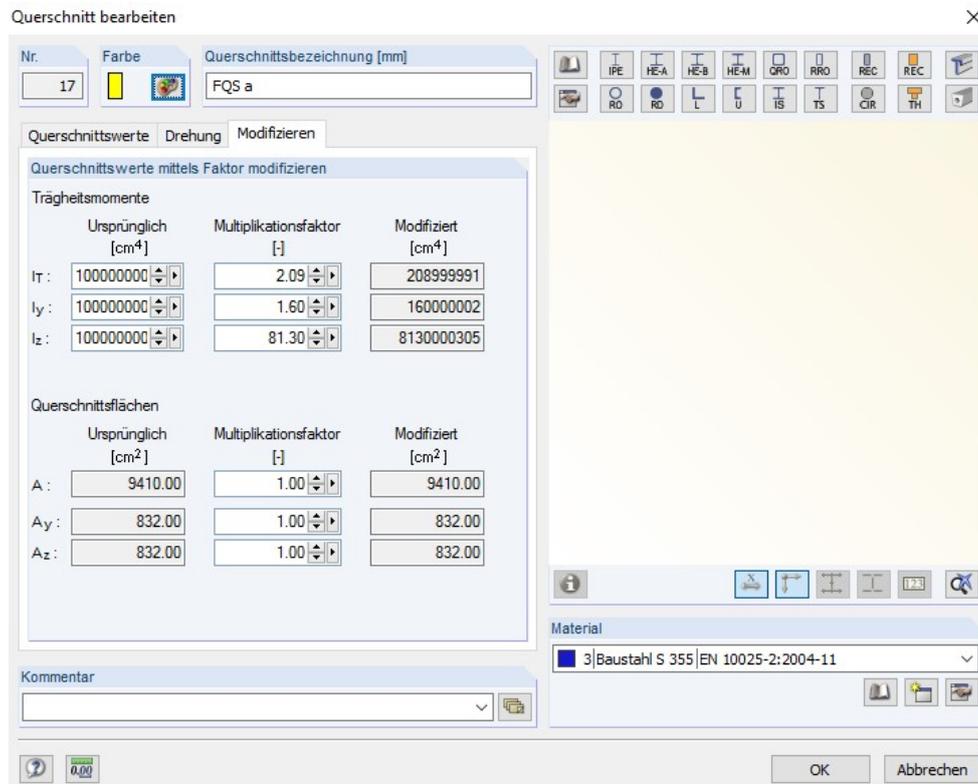


Abbildung 4.1.2.2: Eingabe von Querschnittswerten

In Abbildung 4.1.2.2 ist die Eingabemaske zu sehen, in welche die Querschnittswerte eines Querschnitts eingegeben werden können. Hier handelt es sich um die Werte von FQS a. Die Trägheitsmomente wurden mit $100.000.000\text{cm}^4$ angegeben, damit dieser später mit Hilfe eines Multiplikationsfaktors auf den Wert laut Kapitel 4.1.1 angepasst werden kann. Diese indirekte Eingabe der Trägheitsmomente beschleunigt den Vorgang des Anpassens der Querschnitte bei Änderung der Querschnittsdimensionen. Da der Querschnitt iterativ an die Schnittgrößen angepasst wurde, war diese Beschleunigung erwünscht. Als Material wurde ein Baustahl der Qualität S355 gewählt, da die Querschnitte in Kapitel 4.1.1 steifigkeitsäquivalent für den Baustahl berechnet wurden. Der Querschnitt wurde als idealisierter Stab eingegeben, für den es keine definitive Geometrie gibt. Dies hat zur Folge, dass auf der rechten Seite der Maske ein leeres Feld zu sehen ist, indem normalerweise der Querschnitt abgebildet wäre. Sämtliche Querschnitte für den Brückenträger folgen demselben Schema.

4.1.2.3 Lastaufstellung

Das Eigengewicht der Druckstreben, der Spannlitzen und des Trägers wurde vom Programm automatisch berücksichtigt. Da der Brückenträger aus einem steifigkeitsäquivalenten Stahlquerschnitt besteht, konnte sein Eigengewicht nicht vom Programm automatisch berücksichtigt werden. Um sicher zu gehen, dass der Brückenträger nicht automatisch mit einem Eigengewicht belastet wird, wurde die Wichte des Stahls im Programm auf null gesetzt. Das Eigengewicht des Brückenträgers wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit durch mehrere Lastfälle berücksichtigt. Es wurde in Hauptbleche, Querträger + Querrahmen + Steifen und Beton aufgeteilt. Die Aufteilung wurde so gewählt, da die unterschiedlichen Teile auf unterschiedliche Beanspruchungen

dimensioniert wurden. Eine nachträgliche Änderung der Lasten wurde so übersichtlicher und dadurch weniger Fehleranfällig.

Es wurde eine Ausbaulast mit 100kN/m angesetzt. Diese soll den Aufbau der Asphaltfahrbahn, die Randbalken und sonstige Aufbauten berücksichtigen.

Die Verkehrslasten wurden laut [19] angesetzt. Hier werden für die unterschiedlichen Fahrstreifen verschiedene Gleichlasten und zugehörige Doppelachslasten angesetzt. Die Randbalken dienen nur der Wartung und werden daher nicht belastet. In Abbildung 4.1.2.3 werden die auf die Brücke einwirkenden Verkehrslasten dargestellt. Die Gleichlasten, die auf den Fahrstreifen auftreten, können entlang der gesamten Brücke oder auch nur auf einzelnen Feldern auftreten, während die Doppelachslasten nur einmal pro Fahrstreifen auf der Brücke auftreten können. Um diese Lasten auf das Stabmodell aufbringen zu können, wurden diese in Linienlasten, Linienmomente, Einzellasten und Momente zusammengefasst. Die Linienlast für die Verkehrslast ergibt sich aus allen Fahrstreifen zu $70,75\text{kN/m}$. In der Statik wurde dies auf $70,8\text{kN/m}$ aufgerundet. Das Linienmoment wurde nur aus den Fahrstreifen zusammengesetzt, die auf einer Seite der Symmetrieachse des Querschnitts stehen. Es ergibt sich für die Statik zu 300kNm/m . Die Linienlast und das Linienmoment wurden für die Berechnung zusammen in demselben Lastfall berücksichtigt. Da für die maximale Torsion nicht alle Fahrstreifen befahren werden dürfen, ergibt dies eine Überschätzung des eingeleiteten Torsionsmoments bei maximaler Verkehrslast. Dies stellt also eine Annahme auf der sicheren Seite dar. Da die Doppelachsen alle auf der gleichen Seite stehen, tragen alle zur Torsion bei. Es wurde die Einzellast und das Moment zusammengefasst und für mehrere Lastpositionen im Modell berücksichtigt. Die Einzellast ergibt sich zu 1200kN , während das Moment 8100kNm aufweist.

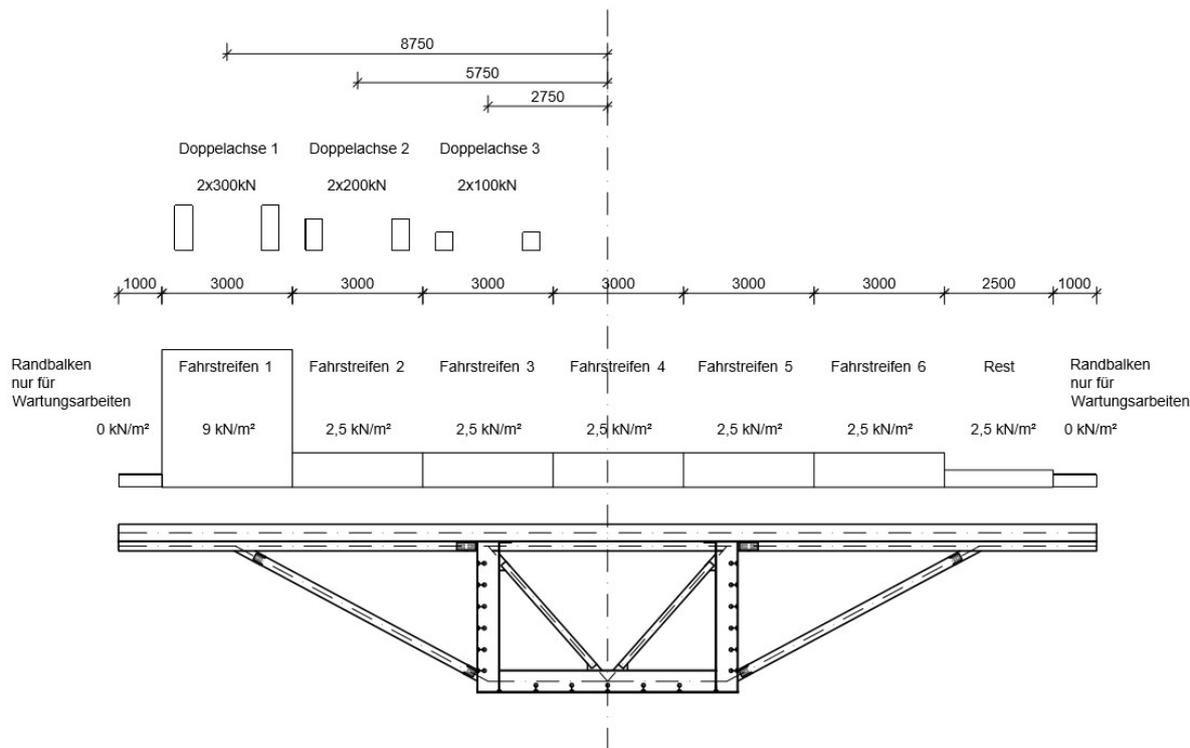


Abbildung 4.1.2.3: Einwirkende Verkehrslasten

In Abbildung 4.1.2.4 ist auf der linken Seite einer der Linienlastfälle zu sehen, während auf der rechten Seite einer der Lastfälle für die Doppelachse dargestellt ist. Die Linienlastfälle können in jedem Feld gleichzeitig auftreten, oder aber auch in jeder anderen Kombination. Für den Einzellastfall

4 Statik

gilt, dass er an jeder Stelle entlang des Brückenträgers auftreten kann, aber nur einmal auftreten darf.

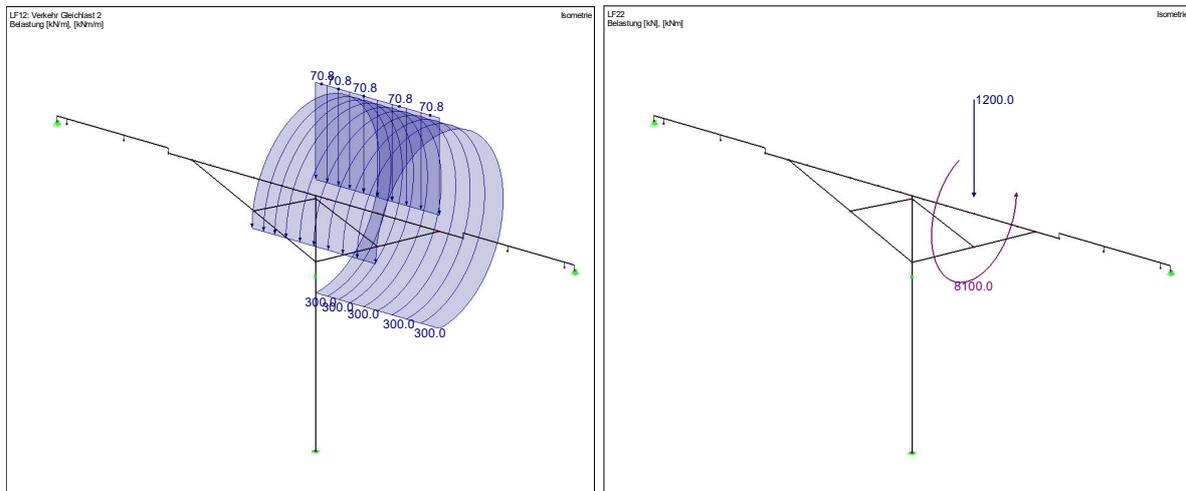


Abbildung 4.1.2.4: Verkehrslastfälle

4.1.2.4 Ergebnisse ULS

Hier werden die Ergebnisse des Stabmodells kurz dargestellt. Es wurde eine Ergebniskombination erstellt, die sämtliche Lastfälle inklusive Sicherheitsbeiwerte laut [20] überlagert und so die maximale und minimale Belastung für jede Stelle der Brücke berechnet. Da sowohl die Maximal- als auch die Minimalwerte berechnet wurden, erhält jede Stelle der Brücke zwei Werte pro Schnittgröße.

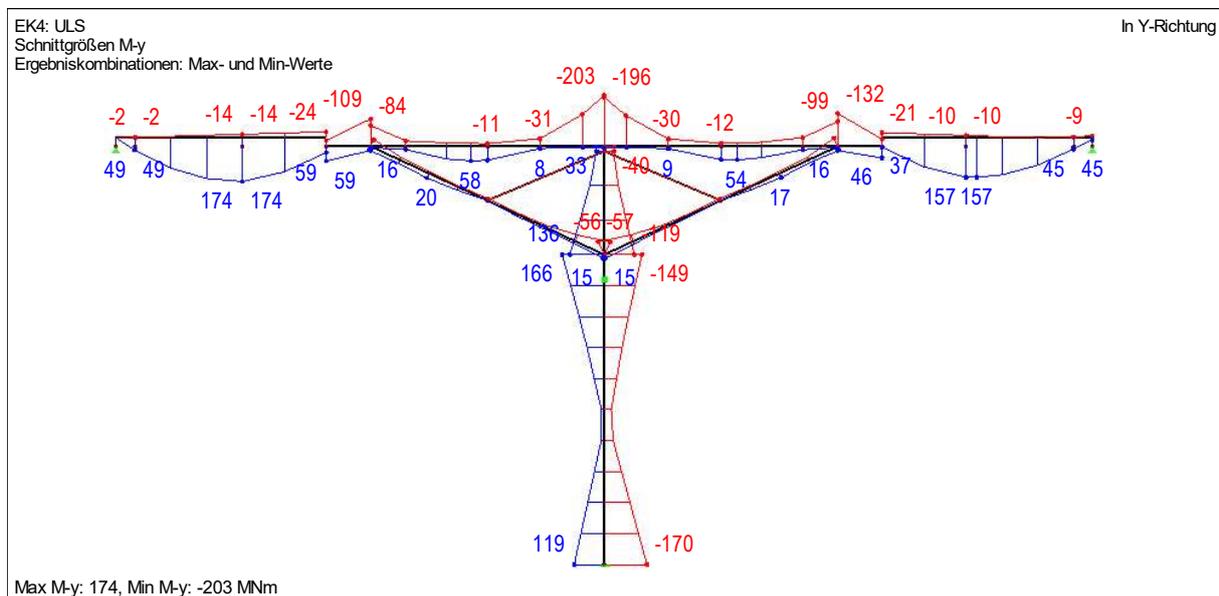


Abbildung 4.1.2.5: Momentenverlauf My - ULS

In Abbildung 4.1.2.5 ist der Momentenverlauf für den ULS-Lastfall zu sehen. Die maximalen Momente treten über dem Pfeiler als negatives Stützmoment und im äußeren Feldquerschnitt als positives Feldmoment auf.

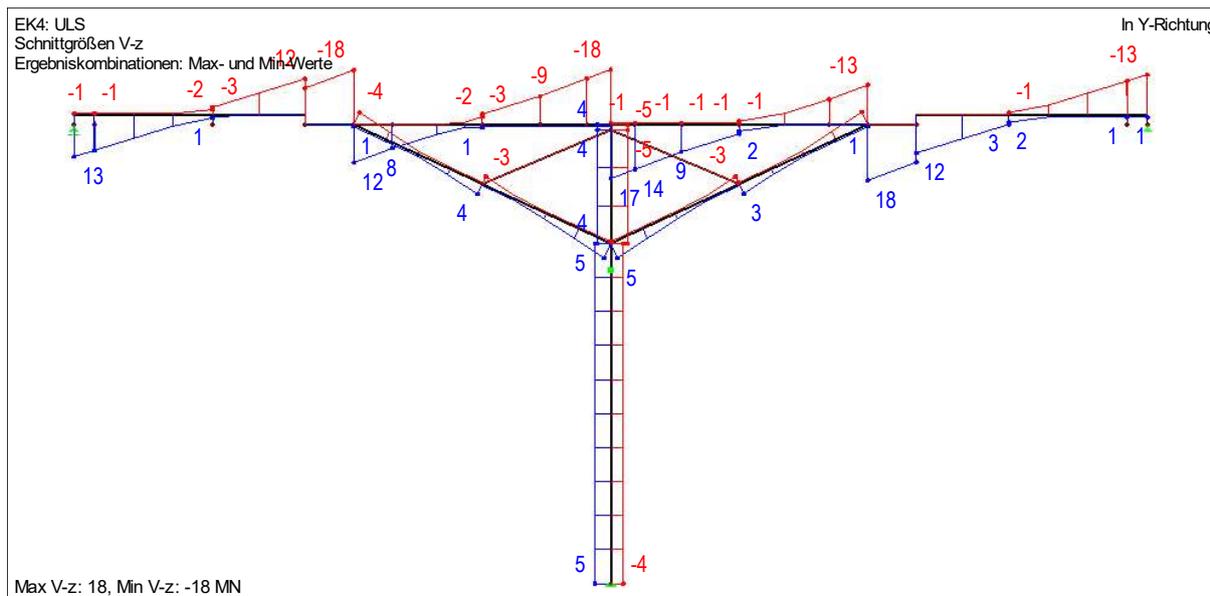


Abbildung 4.1.2.6: Querkraftverlauf Vz - ULS

Der Querkraftverlauf ist in Abbildung 4.1.2.6 zu sehen. Die Querkräfte sind vor allem für die Dimensionierung des Stegs des Brückenträgers von Bedeutung, da diese die Querkraftabtragung übernehmen.

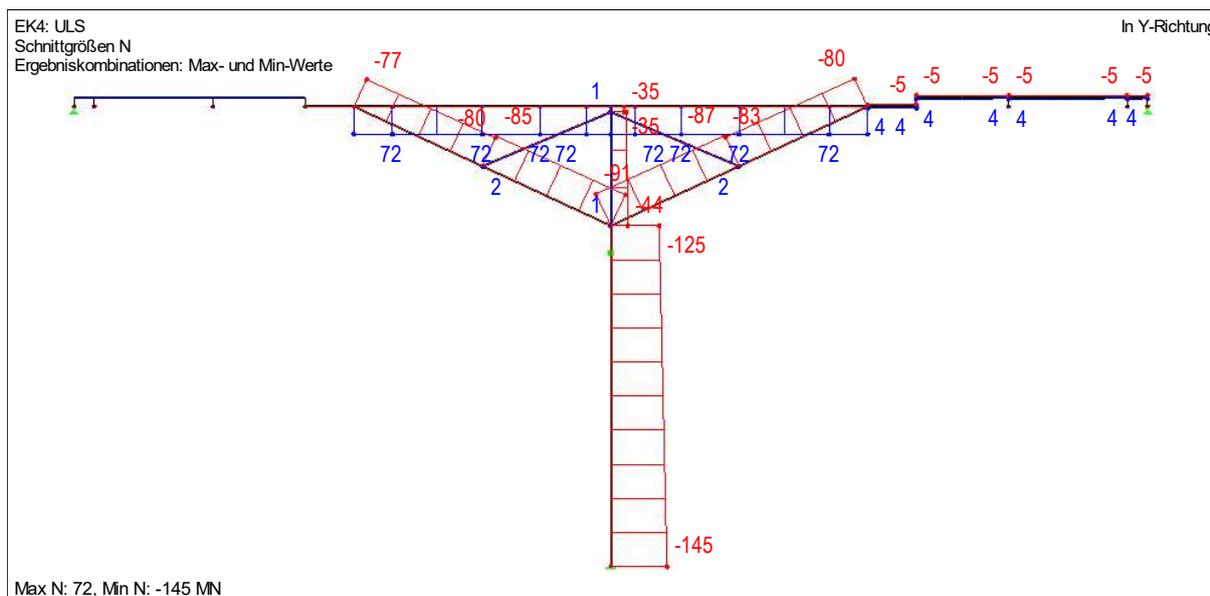


Abbildung 4.1.2.7: Normalkraftverlauf N - ULS

Die Normalkräfte werden in Abbildung 4.1.2.7 dargestellt. Es ist sofort die große Zugkraft im Brückenträger zwischen den beiden Druckstrebenanschlüssen zu sehen.

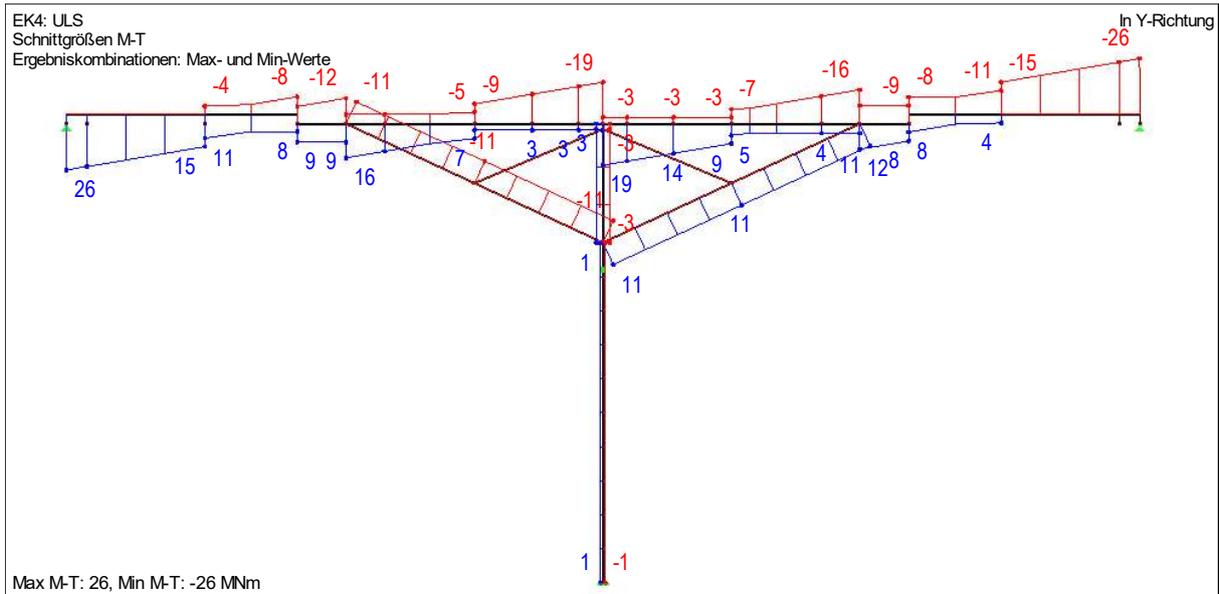


Abbildung 4.1.2.8: Torsionsmomentenverlauf M_t - ULS

Abbildung 4.1.2.8 zeigt den Verlauf des Torsionsmoments. Der Verlauf weist immer in Feldmitte einen Sprung auf, da die Doppelachslast immer nur in Feldmitte und genau über der Stütze angesetzt wurde. Die Last wurde nur in Feldmitte und über der Stütze angesetzt, da sie in Feldmitte das größte Moment und über der Stütze die größte Stützkraft verursacht.

Zusammenfassung der maßgebenden Schnittgrößen				
Querschnitt [-]	M_y [kNm]	V_z [kN]	N [kN]	M_t [kNm]
FQS a R	0	13500	0	26000
Übergang	50000	11000	0	24500
FQS a	174000	2400	0	15000
Übergang	59000	12000	0	9000
DSQS a	-132000	18000	4000	12000
DSQS a zug	17000	18000	4000	12000
DSQS i gerissen	-43000	9000	72000	13500
Übergang	-35000	8000	72000	13000
FQS i	58000	3000	72000	9000
Übergang	-31000	9000	72000	14000
PfQS gerissen	-127000	15000	72000	18000
PfQS	-192000	17000	72000	19000

Tabelle 4.1.2.1: Maßgebende Schnittgrößen für den Brückenträger

In Tabelle 4.1.2.1 sind die maßgebenden Schnittgrößen für den Brückenträger zu sehen. Es werden hier alle maximalen Schnittgrößen überlagert, auch wenn diese nicht in derselben Lastkombination auftreten. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite und eine Vereinfachung der Nachweise dar.

Zusammenfassung der maßgebenden Schnittgrößen					
Querschnitt [-]	M_y [kNm]	V_z [kN]	N [kN]	M_t [kNm]	M_z [kNm]
Druckstrebe oben	18000	4000	80000	11000	16000
Pfeiler oben	40000	5000	35000	3000	32000

Tabelle 4.1.2.2: Maßgebende Schnittgrößen für die Knotenberechnung

In Tabelle 4.1.2.2 sind die maßgebenden Schnittgrößen, die von den Knoten in den Brückenträger eingeleitet werden müssen, angegeben. Der Knoten B muss die Schnittgrößen der Druckstrebe einleiten. Hier wurden die Schnittgrößen für den Lastfall ermittelt, der die maximale Normalkraft in der Druckstrebe verursacht. Für den Knoten C dagegen wurden die maximal auftretenden Schnittgrößen (unabhängig davon welcher Lastfall diese verursacht) überlagert.

4.1.3 Querschnittsnachweise auf Spannungsebene

Die Berechnung der Spannungen wird mit den Querschnittswerten aus Kapitel 4.1.1 durchgeführt.

Durch seine großen Querschnittsabmessungen und gleichzeitig relativ geringen Blechstärken ist der Hohlkasten den Querschnitten der Klasse 4 unterzuordnen. Das bedeutet, dass der Querschnitt beulgefährdet ist. Um dem Ausbeulen des Querschnitts entgegenzuwirken, wurden Längssteifen und Querrahmen vorgesehen. Durch diese Konstruktion ist das Beulverhalten des Querschnitts nicht mehr so einfach zu beurteilen und es müssen Beulnachweise geführt werden. Für den Querschnitt werden nun die Spannungen berechnet. Anschließend wird der Querschnitt in Beulfelder eingeteilt, auf die die ermittelten Spannungen aufgebracht werden. Diese Beulfelder müssen nun den Beulnachweisen laut [8] genügen. Die Beulnachweise werden in Kapitel 4.1.4 geführt, hier werden lediglich die Spannungen ermittelt.

Die Normalspannungen wurden unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte elastisch berechnet. Laut [14] und [21] wird der Querkraftnachweis auf Kräfteebene geführt. Für die vorliegenden Berechnungen wurde dieser Nachweis auf die Spannungsebene umgelegt. Die Querkraft wird nur dem Steg zugewiesen, dessen Fläche gleichmäßig für die Abtragung der Querkraft ausgenutzt wird. Dies wird in Formel (1) ersichtlich. Sie zeigt die Berechnung für den Querkraftwiderstand eines beulgefährdeten Blechs laut [21].

$$V_{bw.Rd} := \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (1)$$

Auf Grund des Beulens wird hier der gesamte Querschnitt des Stegs ($h_w \cdot t$) mit einer abgeminderten Festigkeit ($\chi_w \cdot f_{yw}$) multipliziert. Um nun den Nachweis auf Spannungsebene umzulegen, muss auch die Schubspannung gleichmäßig über den Querschnitt des Stegs verteilt werden. Der Verlauf der Schubspannung stellt also ein Rechteck dar und besitzt von Stegoberkante bis Stegunterkante den gleichen Wert.

Falls die Querkraft die halbe Querkrafttragfähigkeit überschreitet, muss die Momententragfähigkeit entsprechend abgemindert werden. Auf Spannungsebene erfolgt dies über die Berechnung der Vergleichsspannung. Für die vorliegenden Berechnungen wurde der Querkraftwiderstand nicht abgemindert (wie in Formel (1)). Stattdessen wurden die Beulnachweise separat geführt. Die Spannungen in den Querschnitten wurden elastisch berechnet und mit ihren Grenzwerten verglichen. Dieser Nachweis alleine ist nicht ausreichend, um die Tragfähigkeit zu garantieren. Es müssen noch mit den berechneten Spannungen Beulnachweise geführt werden. Wenn sowohl die Spannungsnachweise als auch die Beulnachweise erfüllt sind, gilt der Querschnitt als tragfähig. Die Beulnachweise werden mit den hier ermittelten Spannungen in Kapitel 4.1.4 erbracht.

In den nachstehenden Unterkapiteln werden die Spannungsnachweise für die maßgebenden Querschnitte erbracht.

Die Spannungen im Baustahl dürfen einen Wert von 35,5kN/cm² nicht überschreiten. Der Beton darf eine maximale Normalspannung von 2kN/cm² nicht überschreiten, während die Bewehrung maximal eine Spannung von 47,8kN/cm² aufnehmen kann. Die verwendeten Materialien wurden bereits in Kapitel 2.2 beschrieben.

4.1.3.1 FQS a R

Beim FQS a R handelt es sich um den Querschnitt über bzw. direkt neben dem Randauflager. Er wird primär über Querkraft und Torsion beansprucht. In Tabelle 4.1.3.1 sind die Spannungen des Querschnitts an allen maßgebenden Stellen zu sehen. Die Spalten zeigen die Benennung der Spannungspunkte (diese beschreiben die Lage der Spannung im Querschnitt), der Abstand der Spannungspunkte vom Ursprung (Betonunterkante), der Abstand vom Schwerpunkt, die Normalspannung zufolge Moment, die Normalspannung zufolge Normalkraft, die Schubspannung zufolge Torsion, die Schubspannung zufolge Querkraft, die gesamte Normalspannung, die gesamte Schubspannung und die Vergleichsspannung (v.l.n.r.). Oberhalb der Tabelle sind links die Schnittgrößen angegeben und rechts die maximalen Schubspannungen, die vom Querschnitt aufgenommen werden können. Dabei unterscheiden sich diese in die plastische Schubspannung, bei der der Querschnitt voll durch die Schubspannung ausgelastet wird und die Interaktionsschubspannung, bei der die Normalspannung mit der Schubspannung überlagert werden muss. Die Interaktionsschubspannung beträgt die Hälfte der plastischen Schubspannung. Neben den maßgebenden Schubspannungen ist noch die Schubfläche angegeben. Sie ergibt sich aus der Gesamtfläche der Stege.

In der Spalte, in der die gesamte Normalspannung angegeben wird, werden die Felder, die die Spannungen im Beton beschreiben, dann grün gefärbt, wenn diese größer gleich null sind. Falls der Beton Zugspannungen aufnimmt, reißt dieser und er darf sowohl für die Tragfähigkeit als auch für die Steifigkeit des Querschnitts nicht herangezogen werden.

Falls die Schubspannungen den Wert der Interaktionsschubspannung überschreiten, werden diese rot hervorgehoben. In diesem Fall muss die Vergleichsspannung für die Tragfähigkeit herangezogen werden. Unterschreitet die Schubspannung diesen Wert, können die Spannungsnachweise für Schub- und Normalspannung getrennt betrachtet werden.

FQS a R

Msd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
0	13500	0	26000	10,24796728	20,49593456	971,6

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_V Az=hSteg*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,00	-277,29	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,20	0,34
Bewehrung	-15,00	-262,29	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,20	0,34
Beton UK	0,00	-247,29	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,20	0,34
OG OK	0,00	-247,29	0,00	0,00	4,26	0,00	0,00	4,26	7,38
Steg OK	1,00	-246,29	0,00	0,00	4,26	13,89	0,00	18,16	31,45
Steg UK	348,00	100,71	0,00	0,00	4,26	13,89	0,00	18,16	31,45
UG OK	348,00	100,71	0,00	0,00	2,98	0,00	0,00	2,98	5,17
UG UK	350,00	102,71	0,00	0,00	2,98	0,00	0,00	2,98	5,17

Tabelle 4.1.3.1: Spannungsnachweise für FQS a R

In der obenstehenden Tabelle wird ersichtlich, dass die Vergleichsspannung ihren maximalen Wert unterschreitet. Der Nachweis der Tragfähigkeit ist für diesen Querschnitt also erbracht, wenn die Beulnachweise auch erfüllt werden.

4.1.3.2 Übergang des FQS a R zu FQS a

Hier werden die Schnittgrößen im Übergangsbereich auf den Querschnitt mit den geringeren Abmessungen aufgebracht. In diesem Fall ist das der FQS a. Die Tabelle wurde bereits in Kapitel 4.1.3.1 beschrieben. Für diesen Querschnitt wurde einmalig das Torsionsmoment auf den geschlossenen Kasten und die auskragenden Betonplattenteile aufgeteilt. Die Steifigkeiten dieser Einzelteile wurde bereits in Kapitel 2.3.1.4 ermittelt. Das Torsionsmoment wurde dann proportional zu diesen Steifigkeiten aufgeteilt. In Tabelle 4.1.3.2 wird dies im Bereich der Schnittgrößen ersichtlich. MTd (stellt das gesamte Torsionsmoment dar) wird auf MTf (geschlossener Anteil) und MTo (offener Anteil) aufgeteilt. Entsprechend dieser Aufteilung wird auch die Schubspannung aufgeteilt und aus der Spalte für die Spannung aus dem Torsionsmoment werden zwei. In der linken Spalte wird der geschlossene und in der rechten Spalte wird der offene Anteil abgebildet. Es ist sofort zu erkennen, dass die Werte in der rechten Spalte so klein sind, dass diese vernachlässigt werden können. Als Annahme auf der sicheren Seite, wurde für die restlichen Querschnitte nur der geschlossene Anteil für die Abtragung der Torsion herangezogen.

FQS a R Übergang

MSd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	MTf [kNm]	MTo [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{Pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
50.000	11000	0	24500	21262,77	3237,23	10,24796728	20,49593456	832,8

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zS von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MTf} MTf/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{MTo} MTo/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,00	-129,52	-0,79	0,00	0,16	0,0005	0,00	-0,79	0,16	0,84
Bewehrung	-15,00	-114,52	-4,44	0,00	0,16	0,0005	0,00	-4,44	0,16	4,45
Beton UK	0,00	-99,52	-0,61	0,00	0,16	0,0005	0,00	-0,61	0,16	0,67
OG OK	0,00	-99,52	-3,86	0,00	4,06	0,00	0,00	-3,86	4,06	8,03
Steg OK	1,00	-98,52	-3,82	0,00	4,06	0,00	13,21	-3,82	17,27	30,16
Steg UK	348,00	248,48	9,63	0,00	4,06	0,00	13,21	9,63	17,27	31,43
UG OK	348,00	248,48	9,63	0,00	2,44	0,00	0,00	9,63	2,44	10,51
UG UK	350,00	250,48	9,70	0,00	2,44	0,00	0,00	9,70	2,44	10,58

Tabelle 4.1.3.2: Spannungen im Übergangsbereich zwischen FQS a R und FQS a

In Tabelle 4.1.3.2 wird ersichtlich, dass auch hier die Vergleichsspannung die Fließgrenze des Stahls unterschreitet. Die Normalspannungen im Beton müssen hier einerseits größer als null sein und andererseits dürfen sie die Zylinderdruckfestigkeit des Betons nicht überschreiten. Da für die Fahrbahnplatte ein Beton der Festigkeit C30/37 eingeplant wird, beträgt diese 2kN/cm² (siehe Kapitel 2.2).

4.1.3.3 FQS a

Dieser Querschnitt stellt den Feldquerschnitt außerhalb der Druckstrebe dar. Er wird primär auf Biegung beansprucht.

In Tabelle 4.1.3.3 sind die Spannungen für den FQS a zu sehen. Auch sie überschreiten an keiner Stelle ihre Grenzwerte.

4 Statik

FQS a

MSd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
174.000	2400	0	15000	10,24796728	20,49593456	832,8

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/(I*(n)*z) [kN/cm ²]	σ_N N/(A*(n)) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,00	-78,53	-1,34	0,00	0,11	0,00	-1,34	0,11	1,36
Bewehrung	-15,00	-63,53	-6,92	0,00	0,11	0,00	-6,92	0,11	6,92
Beton UK	0,00	-48,53	-0,83	0,00	0,11	0,00	-0,83	0,11	0,85
OG OK	0,00	-48,53	-5,28	0,00	2,87	0,00	-5,28	2,87	7,25
Steg OK	1,00	-47,53	-5,17	0,00	2,87	2,88	-5,17	5,75	11,22
Steg UK	348,00	299,47	32,60	0,00	2,87	2,88	32,60	5,75	34,09
UG OK	348,00	299,47	32,60	0,00	1,72	0,00	32,60	1,72	32,73
UG UK	350,00	301,47	32,82	0,00	1,72	0,00	32,82	1,72	32,95

Tabelle 4.1.3.3: Spannung im FQS a

4.1.3.4 Übergang von FQS a zu DSQS

In Tabelle 4.1.3.4 werden die Spannungen im Übergangsbereich von FQS a zu DSQS dargestellt. Da hier die Interaktionsschubspannung überschritten wird, muss die Vergleichsspannung eingehalten werden. Des Weiteren ist auch hier auf die maximale Betonpressung zu achten. Für diesen Übergang wurden die Querschnittswerte von FQS a verwendet, da der Querschnitt von DSQS einen höheren Widerstand bietet.

Übergang FQS a zu DSQS

MSd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
59.000	12000	0	9000	10,24796728	20,49593456	832,8

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/(I*(n)*z) [kN/cm ²]	σ_N N/(A*(n)) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=hSteg*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v [kN/cm ²]
Beton OK	-30,00	-82,42	-0,49	0,00	0,07	0,00	-0,49	0,07	0,50
Bewehrung	-15,00	-67,42	-2,53	0,00	0,07	0,00	-2,53	0,07	2,53
Beton UK	0,00	-52,42	-0,31	0,00	0,07	0,00	-0,31	0,07	0,33
OG OK	0,00	-52,42	-1,96	0,00	1,72	0,00	-1,96	1,72	3,57
Steg OK	1,00	-51,42	-1,93	0,00	1,72	14,41	-1,93	16,13	28,00
Steg UK	348,00	295,58	11,08	0,00	1,72	14,41	11,08	16,13	30,05
UG OK	348,00	295,58	11,08	0,00	1,03	0,00	11,08	1,03	11,22
UG UK	350,00	297,58	11,15	0,00	1,03	0,00	11,15	1,03	11,29

Tabelle 4.1.3.4: Spannungen im Übergangsbereich von FQS a zu DSQS

4.1.3.5 DSQS

Für diesen Querschnitt existieren zwei kritische Schnitte, die sich durch unterschiedliche Querschnittswerte auszeichnen. Die Querschnittswerte wurden in Kapitel 4.1.1 berechnet. In Abbildung 4.1.3.1 werden die kritischen Schnitte dargestellt.

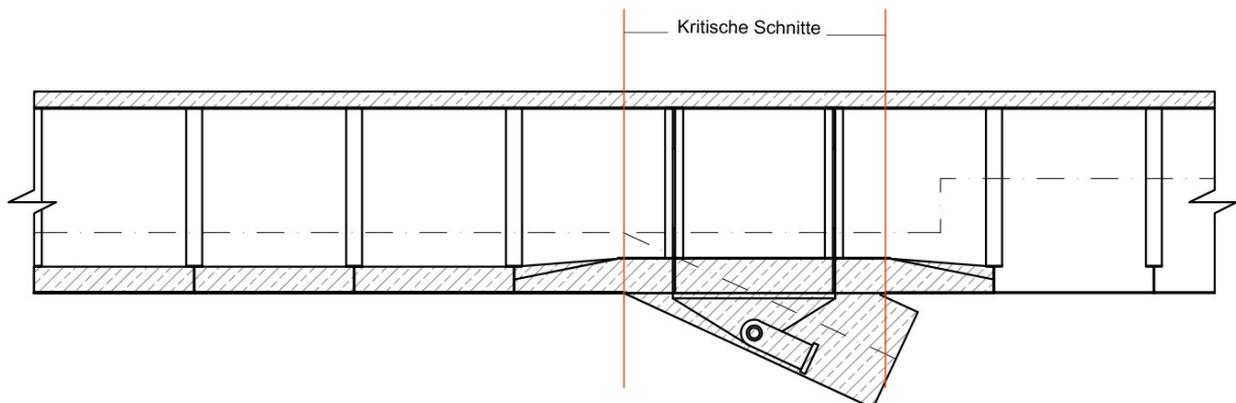


Abbildung 4.1.3.1: Kritische Schnitte für DSQS

Direkt am Anschlusspunkt der Schwerlinie der Druckstrebe an die des Brückenträgers liegt der erste kritische Schnitt. Hier tritt das maximale Stützmoment über der Druckstrebe auf. Da die Druckstrebe schräg steht, befindet sich der Schnittpunkt der Schwerlinien neben dem Anschluss der Druckstrebe. Hier muss also das gesamte Stützmoment auf den Brückenträgerquerschnitt angesetzt werden. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass an dieser Stelle der Querschnitt im Doppelverbund steht.

DSQS a

Msd	Vsd	Nsd	MTd	$\tau_{\text{Interaktion}}$	τ_{pl}	Az
[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[cm ²]
-132.000	18.000	4.000	12.000	10,24796728	20,49593456	1667,52

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/(I*(n))*z [kN/cm ²]	σ_N N/(A*(n)) [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Vz/Az [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,0	-262,8	0,0	0,0	0,0	0,1	0	0,1	0,2
Bewehrung	-15,0	-247,8	21,9	0,5	22,4	0,0	0	0,0	22,4
Beton Mitte	-15,0	-247,8	0,0	0,0	0,0	0,1	0	0,1	0,2
Beton UK	0,0	-232,8	0,0	0,0	0,0	1,2	0	1,2	2,1
OG OK	0,0	-232,8	20,6	0,5	21,1	1,2	0	1,2	21,2
OG UK	2,6	-230,2	20,3	0,5	20,8	1,2	0	1,2	20,9
Steg OK	2,6	-230,2	20,3	0,5	20,8	1,2	10,8	12,0	29,5
Steg maß	200	-32,8	2,9	0,5	3,4	1,2	10,8	12,0	21,1
Steg Beton OK	300,0	67,2	-5,9	0,5	-5,4	1,2	10,8	12,0	21,5
Steg Beton Mitte	325,0	92,2	-8,1	0,5	-7,6	1,2	10,8	12,0	22,2
Steg UK	350,0	117,2	-10,3	0,5	-9,8	1,2	10,8	12,0	23,0
UG OK	300,0	67,2	-0,9	0,1	-0,8	0,1	0	0,1	0,9
Mitte Beton	325,0	92,2	-1,3	0,1	-1,2	0,1	0	0,1	1,2
Bewehrung UG	325,0	92,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
UG UK	350,0	117,2	-1,6	0,1	-1,5	0,1	0	0,1	1,5

Tabelle 4.1.3.5: Spannungen des DSQS auf der Pfeilerabgewandten Seite

In Tabelle 4.1.3.5 werden die Spannungen im DSQS auf der Pfeilerabgewandten Seite dargestellt. Auf Grund des Stützmomentes befindet sich die obere Betonplatte hier im Zustand 2. Sie kann also nicht für die Tragfähigkeit herangezogen werden. Nur die Bewehrung der oberen Platte darf für die Tragfähigkeit aktiviert werden. Da die untere Betonplatte hier gedrückt wird, kann diese für die Tragfähigkeit herangezogen werden.

In Kapitel 4.1.1.4 wurde die Möglichkeit besprochen, dass sowohl die untere als auch die obere Betonplatte des DSQS auf der dem Pfeiler zugewandten Seite reißt. Dies könnte in dem Bereich passieren, in welchem der Stahluntergurt ausgespart wird. Hier befindet sich der zweite kritische Schnitt für den DSQS, da hier der Querschnittswiderstand am geringsten ist. Diese Stelle befindet sich genau neben dem Pfeilerzugewandten Rand des Druckstrebenanschlusses (siehe Abbildung 4.1.3.1).

Für die Tragfähigkeit wurde in der unteren Betonplatte keine Bewehrung berücksichtigt, da die konstruktive Durchbildung dieser noch nicht klar ist. Auch die Längsrippen wurden für die Tragfähigkeit nicht herangezogen. Diese wurden in der Berechnung der Knoten nur für die Lastenleitung herangezogen, damit die Kräfte aus jener nicht mit denen der globalen Statik überlagert werden müssen. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar.

DSQS bei gerissenem Beton

Msd	Vsd	N	MTd	$\tau_{\text{Interaktion}}$	τ_{pl}	Az
[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[cm ²]
-43.000	9000	72000	13500	10,24796728	20,49593456	1667,52

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/(I*(n))*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot}	τ_{tot}	σ_v
Beton OK	-30,00	-121,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bewehrung	-15,00	-106,98	10,62	23,50	0,00	0,00	34,12	0,00	34,12
Beton UK	0,00	-91,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
OG OK	0,00	-91,98	9,13	23,50	1,38	0,00	32,63	1,38	32,72
Steg OK	2,60	-89,38	8,88	23,50	1,38	5,40	32,37	6,78	34,44
Steg UK	350,00	258,02	-25,62	23,50	1,38	5,40	-2,12	6,78	11,94
UG OK	350,00	258,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UG UK	350,00	258,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabelle 4.1.3.6: Spannungen im DSQS bei gerissenem Beton

4 Statik

In Tabelle 4.1.3.6 sind die Spannungen für den DSQS bei gerissenem Beton zu sehen. Wie leicht zu erkennen ist, unterschreiten sämtliche Spannungen ihre Grenzwerte.

4.1.3.6 Übergang von DSQS zu FQS i

Für den Übergang von DSQS zu FQS i ist der Querschnitt FQS i maßgebend. In Tabelle 4.1.3.7 sind die Spannungen in diesem Übergangsbereich dargestellt.

Übergang DSQS zu FQS i

MSd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{PI} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
-35.000	8000	72000	13000	10,24796728	20,49593456	1035

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot}	τ_{tot}	σ_v
Beton OK	-30,00	-247,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bewehrung	-15,00	-232,08	9,34	19,50	0,10	0,00	28,83	0,10	28,83
Beton UK	0,00	-217,08	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	0,10	0,17
OG OK	0,00	-217,08	8,73	19,50	1,99	0,00	28,23	1,99	28,44
Steg OK	2,00	-215,08	8,65	19,50	1,99	7,73	28,15	9,72	32,80
Steg UK	347,00	129,92	-5,23	19,50	1,99	7,73	14,27	9,72	22,07
UG OK	347,00	129,92	-5,23	19,50	1,00	0,00	14,27	1,00	14,37
UG UK	350,00	132,92	-5,35	19,50	1,00	0,00	14,15	1,00	14,25

Tabelle 4.1.3.7: Spannungen im Übergangsbereich von DSQS zu FQS i

4.1.3.7 FQS i

Beim FQS i handelt es sich um den Feldquerschnitt zwischen der Druckstrebe und dem Pfeiler. Auf Grund der von der Druckstrebe eingeleiteten Zugkraft, befindet sich die Betonplatte hier im Zustand 2 und es darf nur ihre Bewehrung für die Tragfähigkeit herangezogen werden. In Tabelle 4.1.3.8 werden die Spannungen für FQS i dargestellt. Alle Spannungen unterschreiten ihre Grenzwerte.

FQS i

MSd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{PI} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
58.000	3000	72000	9000	10,24796728	20,49593456	1038

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot}	τ_{tot}	σ_v
Beton OK	-30,00	-276,31	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,07	0,12
Bewehrung	-15,00	-261,31	-24,15	22,04	0,07	0,00	-2,11	0,07	2,11
Beton UK	0,00	-246,31	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,07	0,12
OG OK	0,00	-246,31	-22,76	22,04	1,38	0,00	-0,72	1,38	2,50
Steg OK	1,00	-245,31	-22,67	22,04	1,38	2,89	-0,63	4,27	7,42
Steg UK	347,00	100,69	9,30	22,04	1,38	2,89	31,34	4,27	32,20
UG OK	347,00	100,69	9,30	22,04	0,69	0,00	31,34	0,69	31,37
UG UK	350,00	103,69	9,58	22,04	0,69	0,00	31,62	0,69	31,64

Tabelle 4.1.3.8: Spannungen für FQS i

4.1.3.8 Übergang von FQS i zu PfQS

Am Übergang von FQS i zu PfQS ist der Querschnitt von FQS i maßgebend. Die Überlagerung von Zug und Schub in den Stegen erfordert eine Aufweitung der Stege. Nach dem Übergang wird der Querschnitt von PfQS wirksam.

Übergang FQS i zu PfQS

Msd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{F1} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
-31.000	9000	72000	14000	10,24796728	20,49593456	1038

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v [kN/cm ²]
Beton OK	-30,00	-259,75	0,00	0,00	0,11	0,00	0,00	0,11	0,19
Bewehrung	-15,00	-244,75	9,87	20,64	0,11	0,00	30,51	0,11	30,51
Beton UK	0,00	-229,75	0,00	0,00	0,11	0,00	0,00	0,11	0,19
OG OK	0,00	-229,75	9,26	20,64	2,15	0,00	29,90	2,15	30,13
Steg OK	1,00	-228,75	9,22	20,64	2,15	8,67	29,86	10,82	35,25
Steg UK	347,00	117,25	-4,73	20,64	2,15	8,67	15,92	10,82	24,58
UG OK	347,00	117,25	-4,73	20,64	1,07	0,00	15,92	1,07	16,02
UG UK	350,00	120,25	-4,85	20,64	1,07	0,00	15,79	1,07	15,90

Tabelle 4.1.3.9: Spannungen am Übergang von FQS i zu PfQS

4.1.3.9 PfQS bei gerissenem Beton

Die untere Betonplatte des PfQS reißt nicht abrupt an einer Stelle. Ihr Rissbild wird durch die Überlagerung des Stützmoments mit der Zugkraft bestimmt. Da sich die Druckspannungen infolge des Moments linear verhalten, reißt die Platte nur teilweise von oben ein. Da dieses Verhalten lastfallabhängig ist, kann keine eindeutige Angabe darüber gemacht werden, wo genau die Betonplatte sich in Zustand 2 befindet. Aus diesem Grund wurden die maximalen Schnittgrößen überlagert und es wird davon ausgegangen, dass an der Stelle, an der die Betonplatte bis zur Hälfte reißt, nicht mehr tragfähig ist. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar.

PfQS gerissen

Msd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]	$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{F1} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
-127.000	15000	72000	18000	10,24796728	20,49593456	2067

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,00	-173,41	0,00	0,00	0,14	0,00	0,00	0,14	0,24
Bewehrung	-15,00	-158,41	20,25	15,47	0,14	0,00	35,72	0,14	35,72
Beton UK	0,00	-143,41	0,00	0,00	0,14	0,00	0,00	0,14	0,24
OG OK	0,00	-143,41	18,33	15,47	1,38	0,00	33,80	1,38	33,89
Steg OK	4,00	-139,41	17,82	15,47	1,38	7,26	33,29	8,64	36,50
Steg UK	348,50	205,09	-26,22	15,47	1,38	7,26	-10,75	8,64	18,42
UG OK	348,50	205,09	-26,22	15,47	2,76	0,00	-10,75	2,76	11,76
UG UK	350,00	206,59	-26,41	15,47	2,76	0,00	-10,94	2,76	11,94

Tabelle 4.1.3.10: Spannungen für PfQS bei gerissenem Beton

In Tabelle 4.1.3.10 sind die Spannungen für den PfQS bei gerissenem Beton zu sehen. Die Vergleichsspannung überschreitet an einer Stelle die Fließgrenze des Stahls. Da die Schubspannung den Wert der Interaktionsschubspannung unterschreitet, wird diese Scheinplastizierung zugelassen. Außerdem ist zu erwähnen, dass der Querschnitt einige versteckte Tragreserven bietet (teilweise ungerissener Beton, nicht berücksichtigte Bewehrung in der unteren Betonplatte).

In der Konstruktion und dem Stabmodell wurde die untere Betonplatte über den gesamten Bereich des PfQS eingeplant. Sie hat positive Nebeneffekte auf die lokale Knickstabilität und das Ermüdungsverhalten der Brücke.

4.1.3.10 PfQS

Der PfQS stellt den massivsten Teil des Brückenträgers dar. Er muss das Stützmoment über dem Pfeiler und die Zugkraft aus den Druckstreben aufnehmen, und zusätzlich die Querkraft und Torsion aus dem Brückenträger in den Pfeiler einleiten.

Innerhalb des Pfeilers kann sich die Kraft aus dem Brückenträger bereits in den Pfeiler ausbreiten. Deshalb ist diese Stelle nicht maßgebend. Der maßgebende Schnitt für den PfQS befindet sich knapp außerhalb des Pfeilers. Hier ist der Stahluntergurt ausgespart, damit die untere Betonplatte den Pfeiler mit dem Brückenträger zu einer monolithischen Struktur verbinden kann. Außerdem tritt hier das maximale Moment auf.

PfQS

Msd [kNm]	Vsd [kN]	Nsd [kN]	MTd [kNm]
-192.000	17.000	72.000	19.000

$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{Pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
10,24796728	20,49593456	2076

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{Vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	τ_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,0	-252,2	0,0	0,0	0,0	0,2	0	0,2	0,3
Bewehrung	-15,0	-237,2	27,0	8,5	35,5	0,0	0	0,0	35,5
Beton Mitte	-15,0	-237,2	0,0	0,0	0,0	0,2	0	0,2	0,3
Beton UK	0,0	-222,2	0,0	0,0	0,0	0,2	0	0,2	0,3
OG OK	0,0	-222,2	25,3	8,5	33,8	1,6	0	1,6	33,9
OG UK	4,0	-218,2	24,8	8,5	33,4	1,6	0	1,6	33,5
Steg OK	4,0	-218,2	24,8	8,5	33,4	1,6	8,2	9,7	37,4
Steg maßgebend	15	-207,2	23,6	8,5	32,1	1,6	8,2	9,7	36,3
Steg Beton OK	300,0	77,8	-8,8	8,5	-0,3	1,6	8,2	9,7	16,9
Steg Beton Mitte	325,0	102,8	-11,7	8,5	-3,1	1,6	8,2	9,7	17,2
Steg UK	350,0	127,8	-14,5	8,5	-6,0	1,6	8,2	9,7	17,9
UG OK	300,0	77,8	-1,4	1,3	0,0	0,1	0	0,1	0,2
Mitte Beton	325,0	102,8	-1,8	1,3	-0,5	0,1	0	0,1	0,5
Bewehrung UG	325,0	102,8	-11,7	8,5	-3,1	0,0	0	0,0	3,1
UG UK	350,0	127,8	-2,3	1,3	-0,9	0,1	0	0,1	1,0

Tabelle 4.1.3.11: Spannung im PfQS knapp außerhalb des Pfeilers

In Tabelle 4.1.3.11 sind die Spannungen im PfQS knapp außerhalb des Pfeilers zu sehen. Die Vergleichsspannung überschreitet die Fließgrenze des Stahls im oberen Bereich des Stegs. Da die Interaktionsschubspannung unterschritten wird und sich versteckte Tragreserven im Querschnitt befinden, wird diese Scheinplastizierung vernachlässigt.

4.1.4 Beulnachweise

Die Beulnachweise wurden mit Hilfe des Programms RF Beul der Firma Dlubal erbracht. In Anhang G - Beulnachweise sind die Ausdruckprotokolle des Programms zu finden. In diesem Kapitel soll nur beispielhaft dargestellt werden, wie die Beulnachweise erbracht werden und was die Eingabedaten sind. Das Programm berechnet die Beulnachweise laut [21].

Im Endzustand steht der Obergurt mit der Fahrbahnplatte im Verbund. Dieser Verbund muss so ausgeführt werden, dass er lokales Ausbeulen verhindert. Die Konstruktionsregeln hierfür werden in [9] angegeben und müssen eingehalten werden. Der Untergurt steht im Bereich der Druckstrebe und im Bereich des Pfeilers im Verbund mit der unteren Betonplatte. Auch er ist also nicht knickgefährdet, da der Verbund mit der Betonplatte entsprechend ausgeführt wird. Nur der Steg kann im Endzustand ausbeulen. Auch er soll, dort wo es möglich ist, mit Hilfe von Kopfbolzendübeln an die untere Betonplatte angeschlossen werden. Dies verbessert das Beulverhalten des Stegs, verhindert es jedoch nicht gänzlich.

Um den Nachweis gegen Beulen zu führen, muss das beanspruchte Blech in Beulfelder eingeteilt werden. Im Falle des vorliegenden Entwurfs ist dies sehr einfach, da im Steg alle Beulfelder beinahe die gleiche Geometrie aufweisen. Ein Beulfeld wird durch geometrische Randbedingungen begrenzt, denn ein Blech kann nur an jener Stelle ausbeulen, an der sich das Blech aus der Ebene verformen kann. Für den Steg wird so eine Verformung durch den Untergurt, den Obergurt und die Querrahmen verhindert. Diese Bleche stellen also die Grenzen des Beulfelds dar. Die Längssteifen werden als biegeweich genug angesehen, um gemeinsam mit dem Steg auszubeulen. Ein Beulfeld des Stegs ist also 3,5m hoch (Höhe des Stegs), 3m lang (Abstand der Querrahmen) und besitzt mehrere Längssteifen. Im Bereich des Doppelverbunds wird der untere Rand des Beulfelds auf Höhe der Mittellinie der Betonplatte als eingespannt angenommen. Der Verbund zwischen der Betonplatte und dem Stegblech wird mit Kopfbolzendübeln hergestellt, die mehrreihig entlang des Stegs angeordnet werden. Durch diese Anordnung wird das Blech von der Betonplatte eingespannt. Um die Steifigkeit nicht zu überschätzen, wurde diese Einspannung auf Höhe der Mittellinie des Betons angenommen.

Für die Steifen wurde eine Stahlgüte von S355 angenommen, da diese schlechtere Stabilitätseigenschaften hat. Für das Beulfeld selbst wurde ebenfalls ein Stahl mit der Güte S355 gewählt.

Im Programm gibt es drei wesentliche Eingabemasken: eine für die Geometrie des Beulfelds, die zweite für die Geometrie der Beulsteifen und in der dritten werden die Belastungen festgelegt. Die **Spannungen** werden hier für **Druck positiv** und für **Zug negativ** angegeben.

In den folgenden Abbildungen wird die Berechnung eines Beulfelds für den Bereich über der Druckstrebe angegeben.

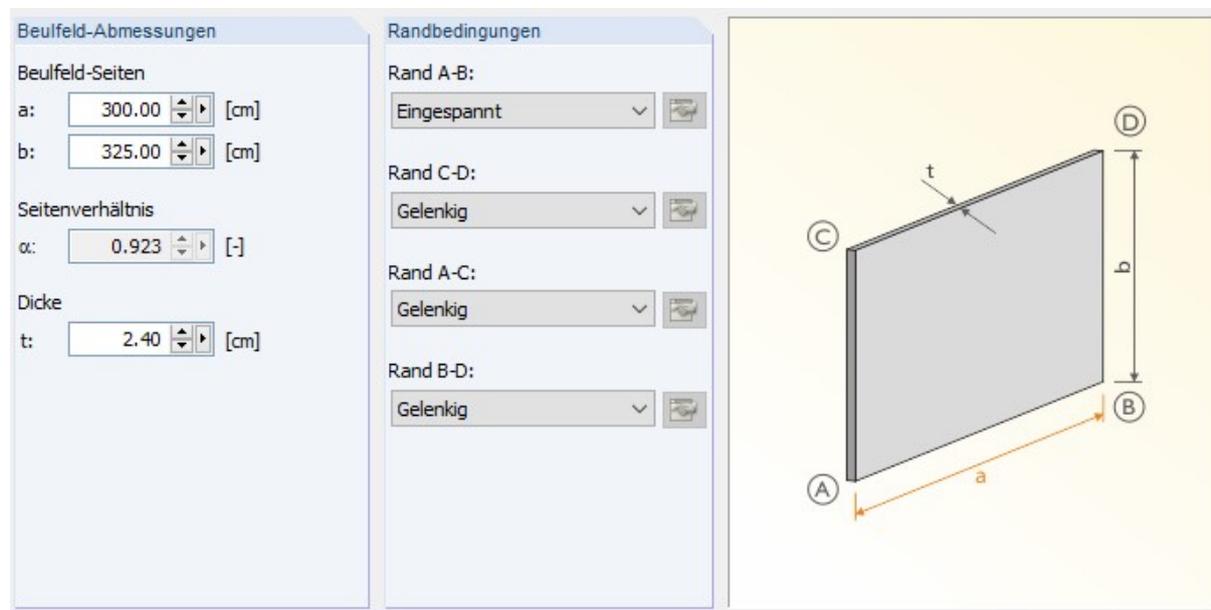


Abbildung 4.1.4.1: Geometrie des Beulfelds

In Abbildung 4.1.4.1 wird die Geometrie des Beulfelds im Bereich der Druckstrebe angegeben.

4 Statik

Beulsteifen in Längsrichtung																
Steife Nr.	A			B			C			D	E	F	G	H	I	J
	z	x ₁	x ₂	Steife-Typ	Steife-Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]	b ₁	b ₂	b _{1'}							
1	50.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.63	24.25									-12.00
2	100.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25									-8.40
3	150.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25									-4.80
4	200.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	35.47									-1.20
5	250.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	13.03	27.35									2.40
6	300.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	21.15	12.77									6.00
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																

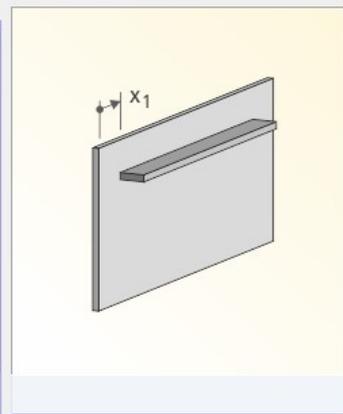


Abbildung 4.1.4.2: Anordnung der Beulsteifen

Die Anordnung der Beulsteifen ist in Abbildung 4.1.4.2 zu sehen.

1.3 Belastung

Lastfall

Nr.: 1

Bezeichnung: JLS

Randspannungen

Längsspannungen in x-Richtung

σ_1 : -15.60 [kN/cm²]

σ_2 : 7.80 [kN/cm²]

ψ_x : -2.000

Schubspannung

τ : 12.00 [kN/cm²]

Längsspannungen in z-Richtung

σ_3 : 0.00 [kN/cm²]

σ_4 : 0.00 [kN/cm²]

ψ_z :

A		B	
$\sigma_{5,A}$	0.58 [kN/cm ²]	$\sigma_{5,B}$	0.00 [kN/cm ²]
$d_{5,A}$	120.00 [cm]	$d_{5,B}$	0.00 [cm]
$c_{5,A}$	108.00 [cm]	$c_{5,B}$	0.00 [cm]
$\sigma_{6,A}$	0.00 [kN/cm ²]	$\sigma_{6,B}$	0.00 [kN/cm ²]
$d_{6,A}$	0.00 [cm]	$d_{6,B}$	0.00 [cm]
$c_{6,A}$	0.00 [cm]	$c_{6,B}$	0.00 [cm]

Druckspannung : positive Werte

Abbildung 4.1.4.3: Belastung des Beulfelds

Die Spannungen wurden in Kapitel 4.1.3.5 berechnet und mittels der Eingabemaske, die in Abbildung 4.1.4.3 zu sehen ist, auf das Beulfeld aufgetragen.

Die Nachweise werden vom Programm automatisch geführt und in Tabellenform ausgegeben. Sie sind in Abbildung 4.1.4.4 zu sehen.

2.4 Alle Nachweise						
Nr.	A Lastfall	B Bezeichnung	C Eigenwert Nr.	D Nachweis Ausnutzung	E	F Nachweis nach Formel
1	LF1	ULS	1	0.283	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)
Max: 0.959 ≤ 1 						 

Abbildung 4.1.4.4: Beulnachweise

Die Ausdruckprotokolle für diesen und alle anderen Beulnachweise sind in Anhang G - Beulnachweise angeführt.

4.1.5 Knoten B

Für den Knoten B im Endzustand wurden die auftretenden Kräfte einerseits in die Horizontalkraft und andererseits in die Vertikalkraft und Momente aufgeteilt. Die Horizontalkraft wird von der Betonplatte aufgenommen und wird von dieser anschließend über Kopfbolzendübel, die sich sowohl auf den Stegen als auch auf dem Untergurt befinden, in den Träger eingeleitet. Die wesentlichen Nachweise sind hier die Betonplattenpressung und die Anzahl an Kopfbolzendübel bzw. Verbindungsmittel, um die Kraft einleiten zu können. Die Vertikalkraft und die Momente werden von den Querschotten in die Stege eingeleitet.

Um nun die Nachweise zu führen, wurden zuerst die Kräfte aus der Druckstrebe auf eine orthogonale Achse auf den Brückenträger bezogen und in ihre Komponenten aufgeteilt. Die Benennung der Kräfte und auf welchen Punkt sie bezogen wurden ist in Abbildung 4.1.5.1 dargestellt. Es ist hier zu erwähnen, dass die Kräfte auf die Schwerlinie des Betons in der Mitte zwischen den beiden Querschotten bezogen wurden. Die entstehenden Momente auf Grund der Ausmittlung wurden bei der Umlage der Kräfte berücksichtigt. Die Berechnung der Kräfte ist in Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand angegeben. Sie ergeben sich zu:

- ◆ $V=32,422$ MN
- ◆ $H=67,248$ MN
- ◆ $M_y=37,259$ MNm
- ◆ $M_h=24,833$ MNm

Diese Lasten müssen nun auf die Betonplatte und die Querschotte aufgetragen werden.

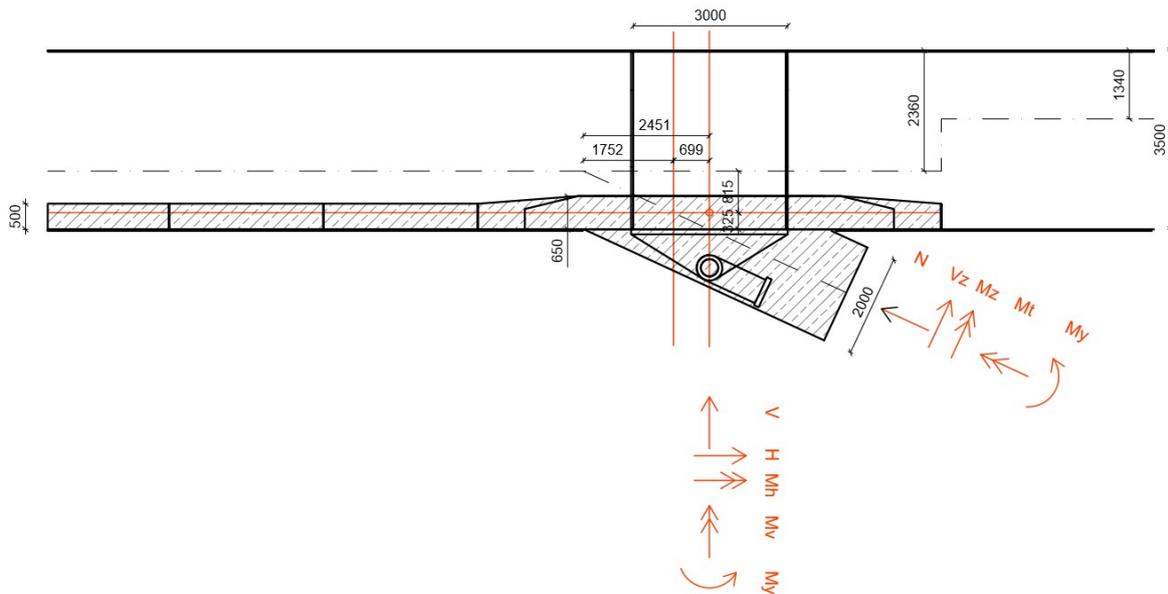


Abbildung 4.1.5.1: Kräfte im Knoten B

Die Kräfte aus der Ebene wurden vernachlässigt, da davon ausgegangen wird, dass die Betonplatte diese aufnehmen kann. Diese Thematik wurde bereits in Kapitel 4.1.1 besprochen.

4.1.5.1 Betonplatte

Die Berechnung der Betonplatte wurde vereinfacht, indem ihre variable Dicke vernachlässigt wurde. Des Weiteren wurde davon ausgegangen, dass es einen Querschnitt der Betonplatte gibt, in den die gesamte Kraft auf einmal eingeleitet wird. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar, da die Betonplatte an jeder Stelle, an der sie in Kontakt mit einem Blech kommt, mit diesem, mit Hilfe von Kopfbolzendübeln, im Verbund steht. Die Betonpressung wird also überschätzt. Für die Krafteintragung wurde die benötigte Anzahl an Kopfbolzendübeln berechnet. Es wurde außerdem überlegt, ob ein Teil der einzuleitenden Kraft über die Querrahmen, die sich im Beton befinden, eingeleitet werden kann. Laut Statik ergibt sich die Betonpressung zu $1,72 \text{ kN/cm}^2$. Die erforderliche Anzahl an Kopfbolzendübeln, mit einem Durchmesser von 25mm und einer Höhe von 250mm, beträgt 466 bzw. 210, sofern die Querrahmen ebenfalls für die Lasteinleitung herangezogen werden. Die Berechnungen sind in Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand zu sehen. Da die größte Betonpressung die maximale Druckfestigkeit des Betons unterschreitet und ausreichend Verbindungsmittel auf dem Querschnitt untergebracht werden, gilt dieser Teil des Knoten B als tragfähig.

4.1.5.2 Querschotte

Für die Einleitung der restlichen Kräfte wurde ein FE-Modell erstellt, um die Spannungen in der Stahlkonstruktion zu berechnen. Das Modell wurde mit Hilfe des Programms RFEM der Firma Dlubal erstellt. Die Geometrie des Knotens wurde bereits in Kapitel 2.4.3 beschrieben. Für die Einleitung der Kräfte wurden nur die Querschotte und Längsrippen herangezogen. Da die Hauptbleche nicht für die Eintragung berücksichtigt wurden, müssen die Spannungen in diesen nicht mit den Ergebnissen aus der Berechnung des Knotens überlagert werden. Es wird zur Kontrolle lediglich überprüft, ob die Auflagerkräfte der Knoten in den Hauptblechen Spannungen hervorrufen, die mit denen aus Kapitel 4.1.3 konsistent sind. Um die Kräfte auf das Modell aufbringen zu können, werden sie als Linienlasten auf die Bleche aufgebracht.

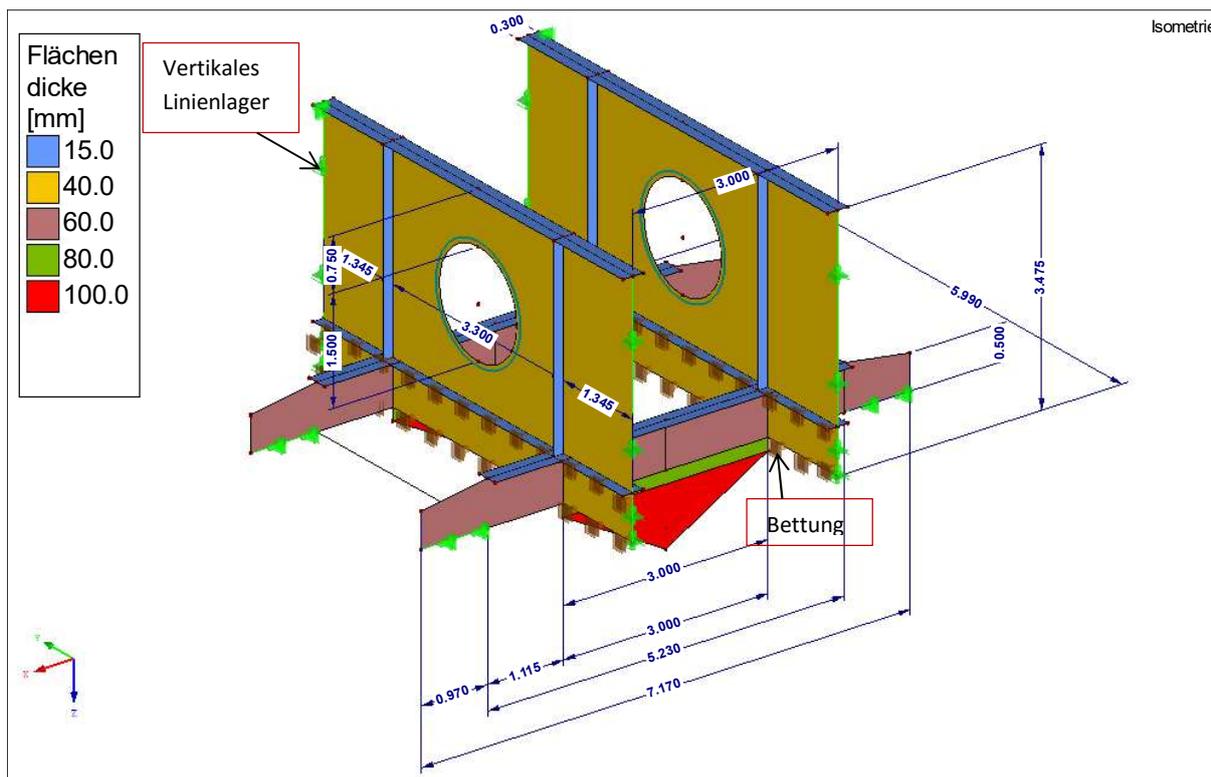


Abbildung 4.1.5.2: FE-Modell Knoten B

In Abbildung 4.1.5.2 ist das FE-Modell des Knotens B zu sehen. Es werden hier die Blechdicken, die Abmessungen und die Lager dargestellt. Die wesentlichen Lager sind einerseits die Linienlager an den Rändern der Querschotte und andererseits die Flächenbettung der Querschotte im Bereich der Betonplatte. Die Linienlager an den Rändern der Querschotte nehmen die vertikalen Lasten auf und übertragen diese in die Stege des Brückenträgers.

Wie bereits weiter oben erwähnt wurde, werden die Kräfte als Linienlasten auf das Modell aufgebracht. In der Realität soll der Beton mittels Kopfbolzendübeln die Kräfte in die Querschotte und Längsrippen einleiten. Die Berechnung, ob dies möglich ist, ist in Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand enthalten. Für das Modell wurde diese Tragfunktion als Linienlast dargestellt. In Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand werden außerdem die Linienlasten für die Belastung des Modells berechnet. In Abbildung 4.1.5.3 ist exemplarisch das Linienlastpaar für das Moment M_y dargestellt. Sowohl die Vertikalkraft als auch das Moment M_h werden nach demselben Schema auf das Modell aufgetragen. Die Lasten werden dann in einer Lastkombination überlagert und die zugehörigen Spannungen berechnet. Da die Lasteinleitung nur über die Längsrippen und Querschotte erfolgt, wird die Spannung im Stahl überschätzt. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar.

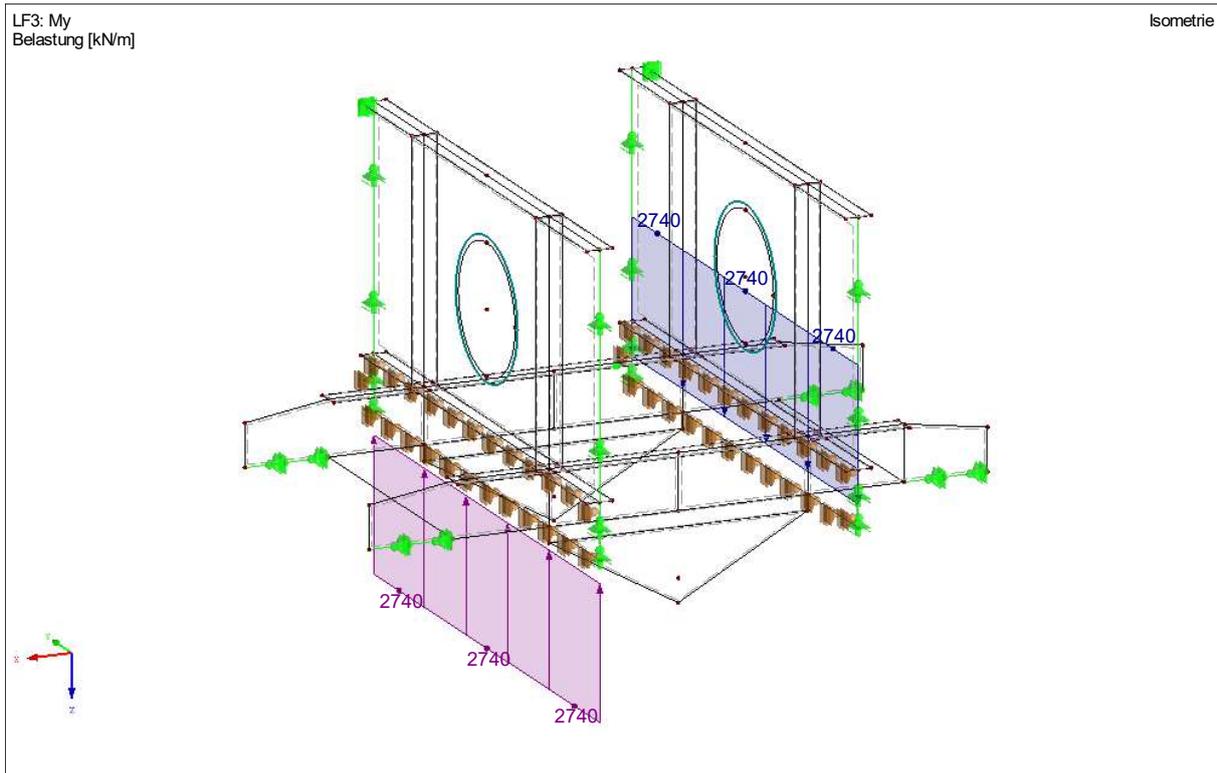


Abbildung 4.1.5.3: Linienlastpaar für My

In Abbildung 4.1.5.4 wird die Vergleichsspannung im Knoten B angezeigt. Links ist die Verteilung der Spannungen zu sehen, während rechts die dazugehörige Farbskala abgebildet ist. Die Vergleichsspannung wird in einem Punkt überschritten und erzeugt dadurch eine plastische Verformung des Blechs. Da es sich hierbei aber nur um eine lokale Spannungsspitze handelt und die Spannungen im Stahl überschätzt werden, wird diese vernachlässigt.

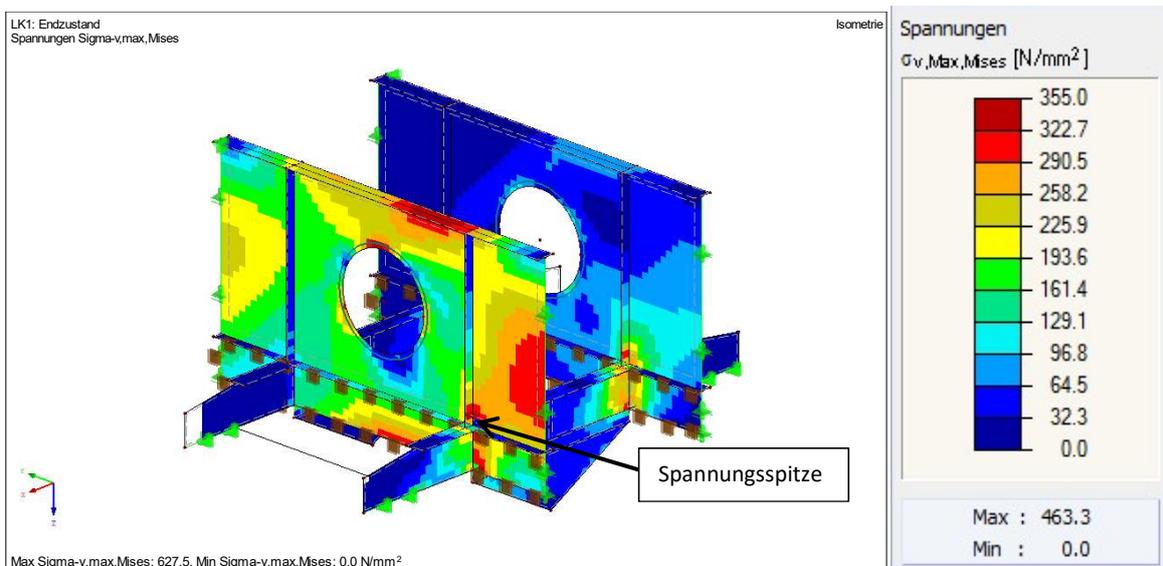


Abbildung 4.1.5.4: Vergleichsspannung im Knoten B

Die in den Stegen resultierende Schubspannung aus den Auflagerkräften der Querschotte beträgt 12,19kN/cm². Wenn man diese nun mit der Schubspannung aus Kapitel 4.1.3 (12kN/cm²) vergleicht, kann man erkennen, dass das Modell eine gute Ergänzung für das Stabmodell darstellt. Die Abweichung der Schubspannung beträgt weniger als 1%. Die Auflagerkräfte sind in Anhang C -

Knoten B FE-Modell Endzustand angeführt, während die Schubspannung in Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand berechnet wird.

Da die Schubspannung die Fließgrenze des Stahls unterschreitet und die Verbundmittel eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, wird der Knoten B für den Endzustand als tragfähig betrachtet.

Für die Konstruktion wurde außerdem eine Stabilitätsanalyse durchgeführt. Diese soll nicht Teil dieser Arbeit sein. Sie befindet sich im Ausdruckprotokoll und wurde erstellt, um die Stabilität abzuschätzen. Das Ausdruckprotokoll befindet sich in Anhang C - Knoten B FE-Modell Endzustand und enthält sämtliche für das Modell wesentliche Informationen.

4.1.6 Knoten C

Ein Spannlintzensattel wird auf der Pfeilerspitze eingebaut. Er überträgt seine Kräfte direkt in den Pfeiler und wird daher nicht als Teil des Knotens betrachtet. Für den Knoten C werden die Kräfte, analog zum Knoten B, in Horizontalkraft und Vertikalkraft mit Moment aufgeteilt. Die Horizontalkraft wird wie beim Knoten B in die Betonplatte eingeleitet, während die Vertikalkraft und das Moment über die Querschotte in den Brückenträger eingeleitet werden. Im Fall des Knotens C wurden auch die Stege für die Eintragung der vertikalen Lasten herangezogen. Sie werden mittels Kopfbolzendübeln direkt mit der Betonplatte verbunden. Die Stege des Pfeilerhohlkastens können nun ihre Belastung direkt über die Stege des Stahlkastens in den Brückenträger einleiten. Der Nachweis, ob diese Last eingeleitet werden kann, erfolgt in Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand und Anhang G - Beulnachweise. In die Stege werden ein Teil der Normalkraft des Pfeilers und das Moment um die Z-Achse des Pfeilers (Torsionsmoment im Brückenträger) eingeleitet. Die Normalkraft wird gleichmäßig über die Fläche des Pfeilerhohlkastens verteilt und anschließend seinen Steg- und Gurtflächen zugewiesen. Das Moment „ M_y “ um die y-Achse des Pfeilers wird als Linienlastpaar auf die Gurte aufgeteilt, während das Moment „ M_z “ um die z-Achse des Pfeilers auf die Stege aufgeteilt wird. Entsprechend dieser Zuweisung, werden der Anteil der Stege direkt in die Brückenträgerstege und der Anteil der Gurte in die Querschotte eingeleitet. Die Berechnung der Kräfte erfolgte in Kapitel 4.1.2.4, während ihre Zuweisung sich in Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand befindet.

Die Betonplatte wird ebenfalls in Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand, analog zu Knoten B, nachgewiesen. Da hier die Horizontalkräfte wesentlich geringer ausfallen, hat die Betonplatte kein Problem damit, die Kräfte einzuleiten.

Für die Querschotte wurde ein FE-Modell mit Hilfe des Programms RFEM der Firma Dlubal erstellt. Die Belastungen werden, wie oben erwähnt, in Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand berechnet. In Abbildung 4.1.6.1 ist das FE-Modell für den Knoten C zu sehen. Wie bereits für Knoten B wurden die Ränder der Querschotte mit Linienlagern gehalten, um die Verbindung zu den Stegen zu simulieren. Der untere Rand des Querschotts verfügt über eine Bodenplatte, die mit Lastausbreitungssteifen gestützt und mit Hilfe eines Linienlagers gegen seitliches Ausweichen gehalten wird. Diese Modellierung wurde so gewählt, weil das Querschott im Endzustand mittels Kopfbolzendübeln mit der unteren Betonplatte verbunden wird. Im Endzustand ist diese also gegen seitliches Ausweichen gesichert.

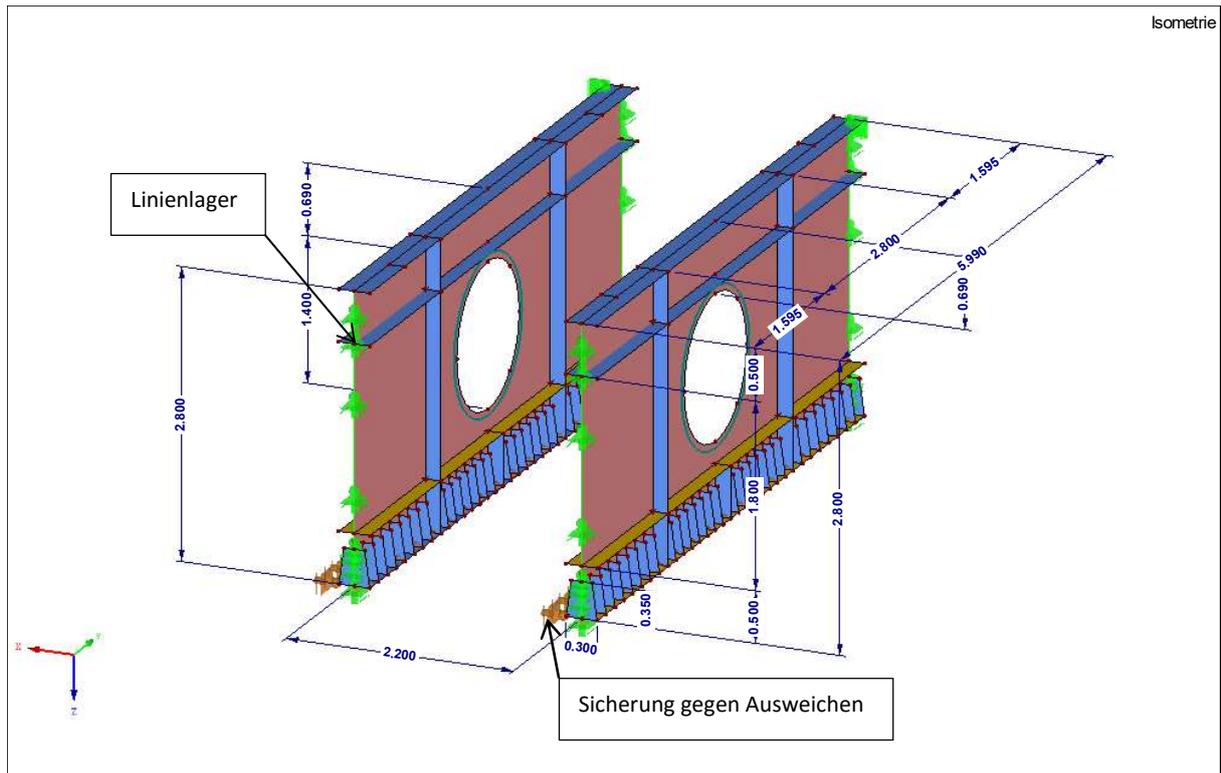


Abbildung 4.1.6.1: FE-Modell Querschotte Knoten C

In Abbildung 4.1.6.2 ist die Flächenpressung zufolge Normalkraft dargestellt. Sie wird in Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand ermittelt. Die Belastung für „My“ erfolgt analog und wird daher nicht dargestellt.

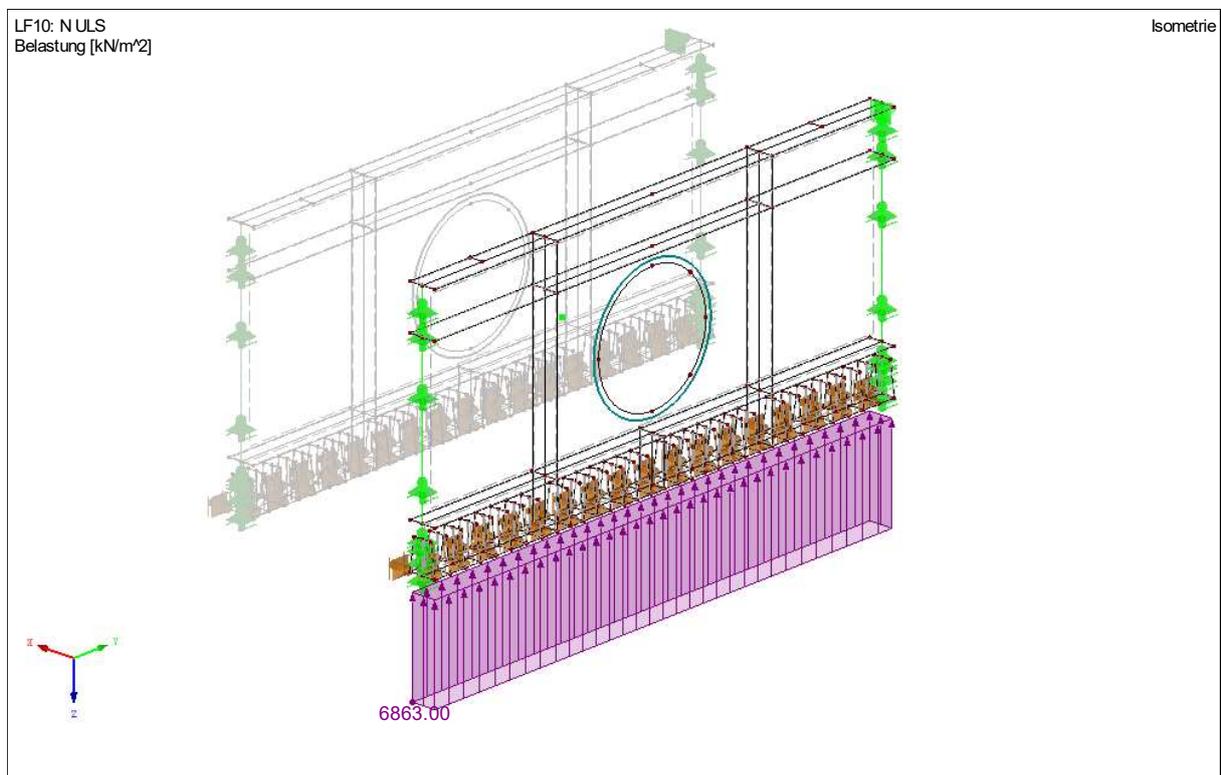


Abbildung 4.1.6.2: Belastung zufolge Normalkraft

Für die Ermittlung der Vergleichsspannung wurden die Belastungen zufolge Normalkraft und Moment überlagert. Die Ergebnisse werden in Abbildung 4.1.6.3 dargestellt. Hier werden die Vergleichsspannungen für den ULS-Lastfall angegeben. Es ist zu erkennen, dass die Vergleichsspannungen die Fließgrenze des Stahls an keiner Stelle überschreiten.

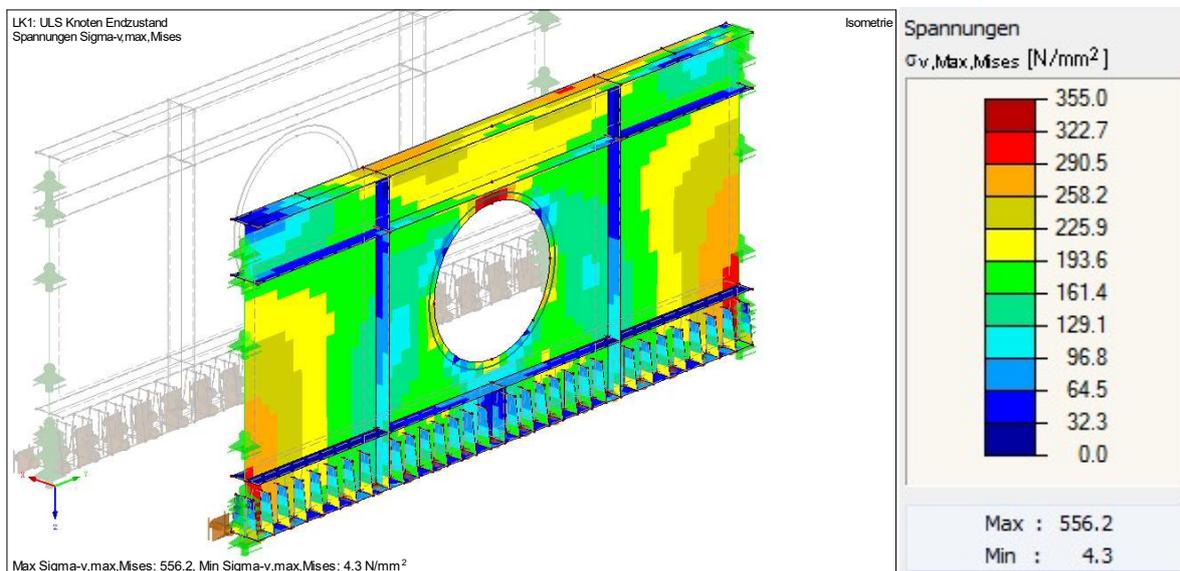


Abbildung 4.1.6.3: Vergleichsspannungen ULS-Lastfall

Für das Querschott wurde außerdem eine Stabilitätsanalyse durchgeführt. Diese soll nicht Teil dieser Arbeit sein. Sie befindet sich im Ausdruckprotokoll und wurde erstellt, um die Stabilität abzuschätzen. Das Ausdruckprotokoll befindet sich in Anhang E - Knoten C FE-Modell Endzustand und enthält sämtliche für das Modell wesentliche Informationen.

4.2 Bauzustand

In dieser Arbeit sollen nur die wesentlichen Bauzustände für den Brückenträger und die Knoten B und C berechnet werden. Die Druckstrebe, der Pfeiler und Knoten A wurden aus [1] entnommen und als tragfähig betrachtet. Für den Brückenträger ergeben sich drei Situationen, die seine Tragfähigkeit gefährden könnten, bevor er fertiggestellt ist. Die Erste ergibt sich während der vertikalen Errichtung, die Zweite während des Klappvorgangs und die Dritte beim Herstellen der Betonplatte. Das Bauverfahren wurde in Kapitel 3 erläutert.

Da die vertikale Errichtung mit Hilfe von Litzenhebern erfolgt, kann die Druckkraft, die durch das Eigengewicht des Trägers entsteht, reguliert werden. Des Weiteren wird der Träger während der Montage temporär am Pfeiler befestigt. Auf Grund dieser Eigenschaften wird davon ausgegangen, dass der Träger in diesem Zustand tragfähig ist.

Die Herstellung der Betonplatte ist nicht Teil dieser Arbeit. Es wurde für die Berechnungen angenommen, dass das Betonieren mittels Lehrgerüst stattfindet. Dieser Bauzustand wurde als nicht maßgebend betrachtet.

Für die Berechnung des Bauzustands wurde nur der Klappvorgang selbst als maßgebend betrachtet. Er wurde in vier Abschnitte gegliedert: Hochziehen der Druckstreben und des Brückenträgers, Verbinden des Knotens C, Hochziehen von Knoten A und Herablassen von Knoten C. Mit Hilfe eines Stabmodells sollen nun die Schnittgrößen im Brückenträger und die Knotenkräfte berechnet werden.

4.2.1 Erstellung eines Stabmodells

Für das Stabmodell wurde die Brücke in sechs Positionen modelliert. In der ersten Position sind die beiden Brückenträgerhälften noch nicht verbunden. Ihr gesamtes Gewicht muss über den Knoten B in die Druckstrebe eingeleitet werden. Währenddessen ist die Druckstrebe horizontal gegen den Pfeiler gesichert und leitet die gesamte Last aus dem Eigengewicht des Brückenträgers und der Druckstrebe in den Knoten A ein. Dies soll das Hochziehen der Druckstrebe und des Brückenträgers darstellen. In der zweiten Position sind die Brückenträgerhälften miteinander verbunden und der Verbindungsträger wird von Spannritzen an der Hilfspfeilerspitze gehalten. Das Halten des Verbindungsträgers wird durch zwei gelenkige Auflager abgebildet. Da es sich bei dem betrachteten System um einen Dreigelenkrahmen handelt (Knoten A, B und C sind seine Gelenke), stellt dies eine gute Näherung dar. In der dritten und vierten Position wird das Anheben des Knoten A abgebildet. Für diesen Vorgang wurde eine Zwischenposition modelliert, um keine Kräfte zu übersehen, die aus eventuell ungünstigen Trägerstellungen kommen könnten. Das Herablassen des Knotens C wurde ebenfalls in zwei Positionen modelliert, wobei die zweite Position der Endlage der Brücke entspricht. Die Modelle werden in Abbildung 4.2.1.1 dargestellt. Sie entsprechen den eben erwähnten Positionen von links nach rechts folgendermaßen: Hochziehen der Druckstreben und des Brückenträgers, Verbinden des Knoten C, Anheben des Knotens A, Anheben des Knotens A (Position 2), Herablassen des Knotens C und Herablassen des Knotens C (Position 2).

Das Modell für die Ermittlung der Kräfte wurde mit Hilfe des Programms RSTAB der Firma Dlubal erstellt. Da der Brückenträger während des Klappvorgangs ausschließlich aus Stahlträgern besteht, konnte dieser direkt im Programm modelliert werden. Durch die Abstufung der Bleche verändert sich die Schwerlinie entlang des Brückenträgers. Es wurde angenommen, dass der Einfluss auf die Schnittgrößen in Folge dieser Änderung so klein ist, dass diese vernachlässigt werden kann. Der Brückenträger wurde also mit einer konstanten Schwerlinie modelliert. Die Gelenke dagegen wurden mit der Exzentrizität laut Plan modelliert. Ihre Angriffspunkte haben einen merklichen Einfluss auf die Schnittgrößen.

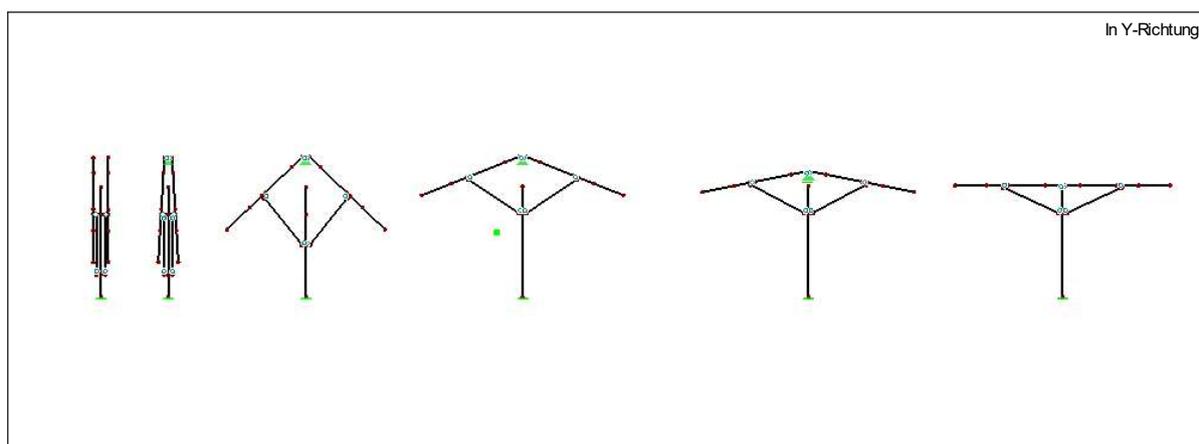


Abbildung 4.2.1.1: Modelle für die Berechnung des Klappvorgangs

In Abbildung 4.2.1.2 wird die Brücke dargestellt, wenn sie ihre endgültige Position erreicht. Es soll hier verdeutlicht werden, dass die Gelenke sich nicht auf der Schwerlinie des Brückenträgers befinden. Die Abmessungen der Einzelteile, also die des Brückenträgers und der Druckstreben, sind für jede Position gleich. Es ändert sich nur der Drehwinkel der Gelenke.

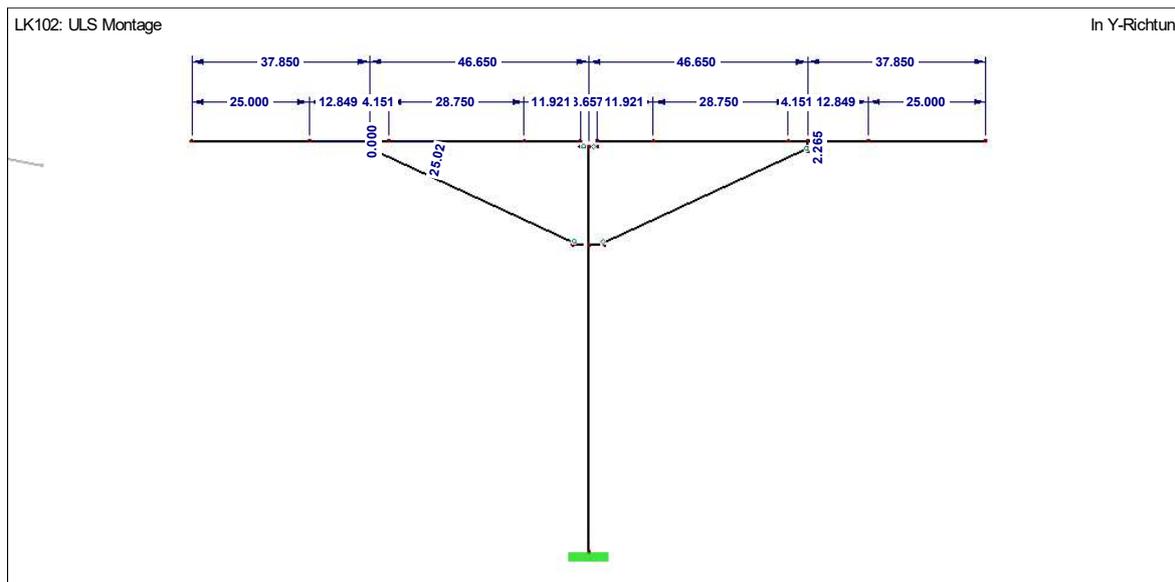


Abbildung 4.2.1.2: Modell der Endposition der Brücke

Das Eigengewicht der Brücke kann nun von dem Programm automatisch berücksichtigt werden. Es müssen lediglich die Lasten aus dem Eigengewicht der Querrahmen und des Kastenschlusses auf den Stahlkasten aufgetragen werden. Um diese zu berücksichtigen, wurde eine Auflast von 10kN/m auf die Struktur aufgebracht. Die Wichten der eben erwähnten Teile werden in Anhang J - Berechnung der ständigen und veränderlichen Lasten berechnet. Das Eigengewicht des Trägers wurde mit der erwähnten Auflast, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte laut [20], überlagert.

In der Abbildung 4.2.1.3 ist der Momentenverlauf für den Brückenträger während des Klappverfahrens dargestellt. Der Normkraftverlauf wird in Abbildung 4.2.1.4 dargestellt, während der Querkraftverlauf in Abbildung 4.2.1.5 zu sehen ist. Es ist sofort zu erkennen, dass die maximalen Schnittgrößen im Brückenträger auftreten, wenn sich dieser in seiner Endposition befindet. Dies liegt einerseits daran, dass der Brückenträger dort seine maximale Auskrägung erreicht, andererseits entstehen hier die größten Lasten aus der Exzentrizität der Gelenke.

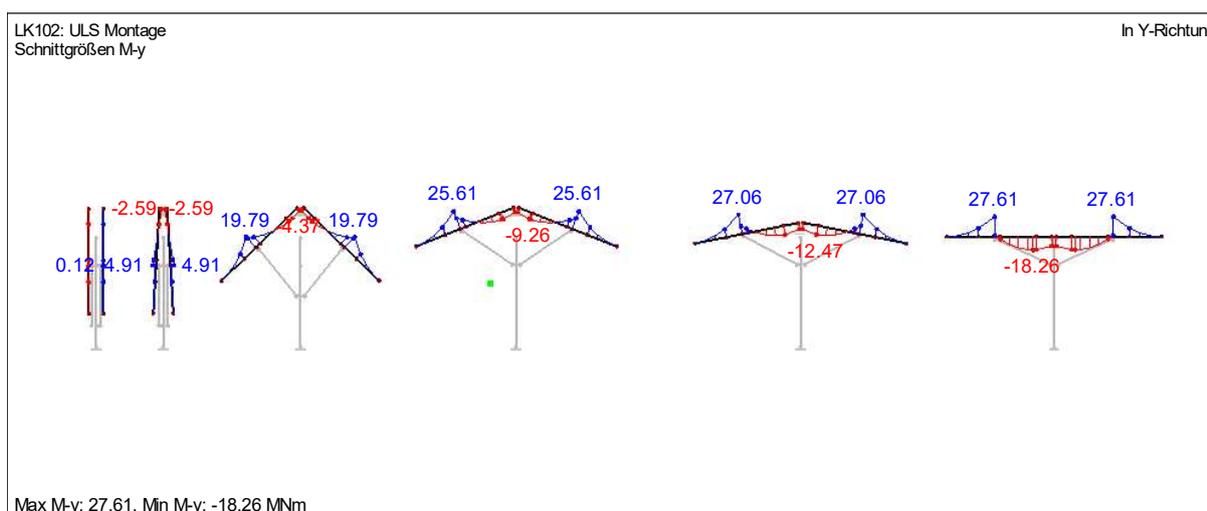


Abbildung 4.2.1.3: Momentenverlauf des Brückenträgers

4 Statik

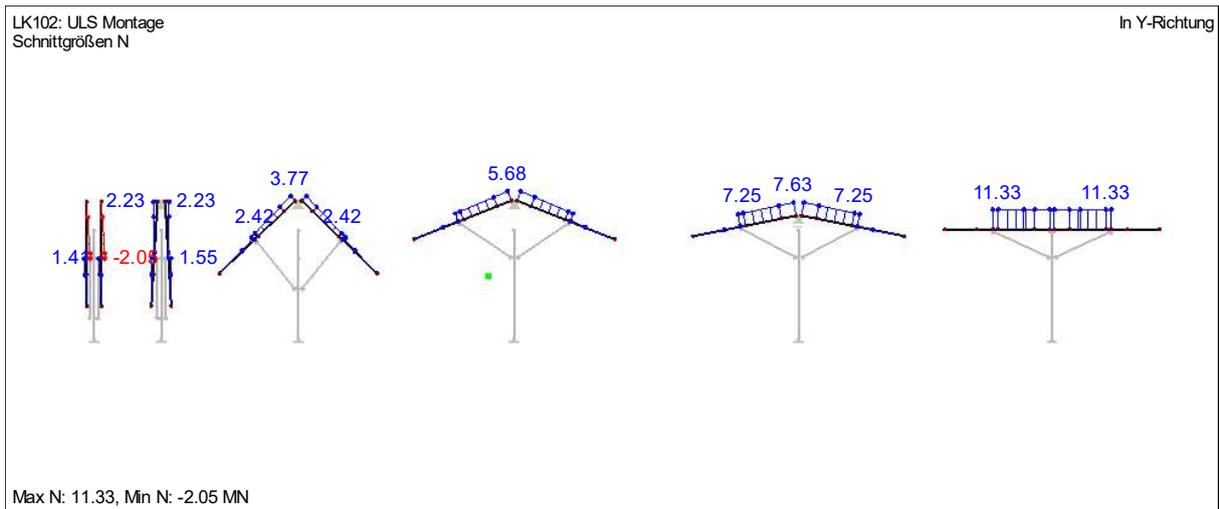


Abbildung 4.2.1.4: Normkraftverlauf des Brückenträgers

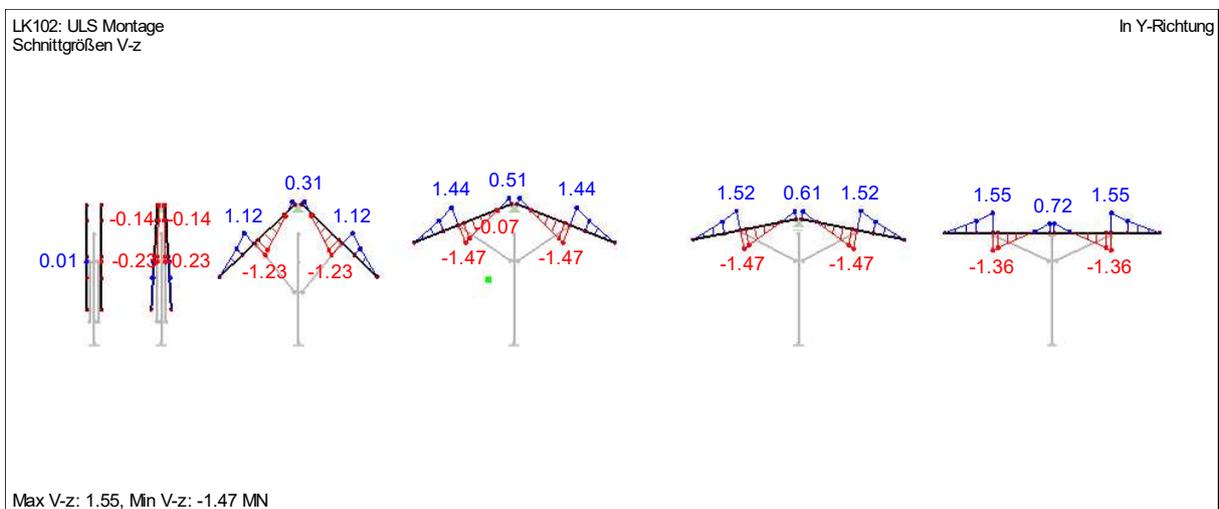


Abbildung 4.2.1.5: Querkraftverlauf des Brückenträgers

Die oben gezeigten Schnittgrößen sind jene, die für die Querschnittsnachweise des Brückenträgers im Bauzustand maßgebend sind. Die Knotenkräfte werden in den untenstehenden Abbildungen gezeigt. Es ist zu bemerken, dass für den Anschluss der Druckstrebe an das Gelenk ein Stab mit hoher Steifigkeit, jedoch ohne Eigengewicht verwendet wurde, um die Exzentrizität des Gelenkfußes auf der Druckstrebe abzubilden. Der verwendete Stab steht orthogonal auf die Druckstrebe und ist starr mit dieser verbunden. Für den Knoten B stellt also die Normalkraft im besagten Stab eigentlich die Querkraft in der Druckstrebe dar. Die Querkraft stellt in diesem Fall die Normalkraft der Druckstrebe dar. Diese Begebenheit gilt nur für Knoten B. In den ersten zwei Positionen wird die Kraft aus dem Knoten B direkt in die Druckstrebe eingeleitet. Hier werden die Druckstrebenkräfte angegeben. Die Druckstrebe ist an beiden Enden gelenkig angeschlossen, es handelt sich bei ihr also um einen Pendelstab. Im ersten Impuls könnte man also davon ausgehen, dass sie nur Normalkräfte überträgt. Auf Grund des Eigengewichts treten jedoch auch Querkräfte auf. Diese müssen bei der Berechnung der Knoten berücksichtigt werden.

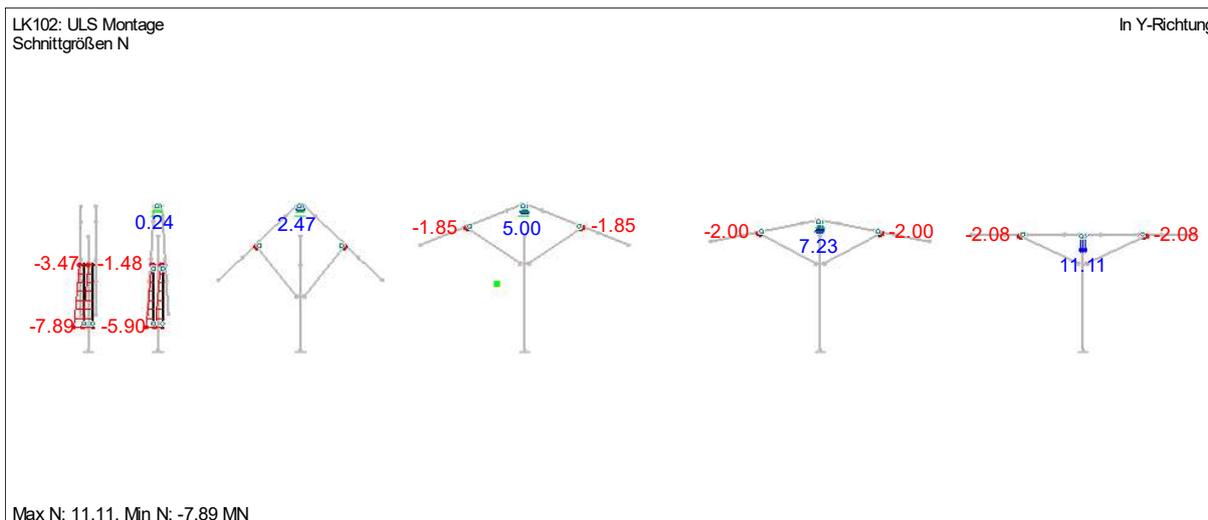


Abbildung 4.2.1.6: Normalkräfte an den Gelenken auf Druckstrebenseite

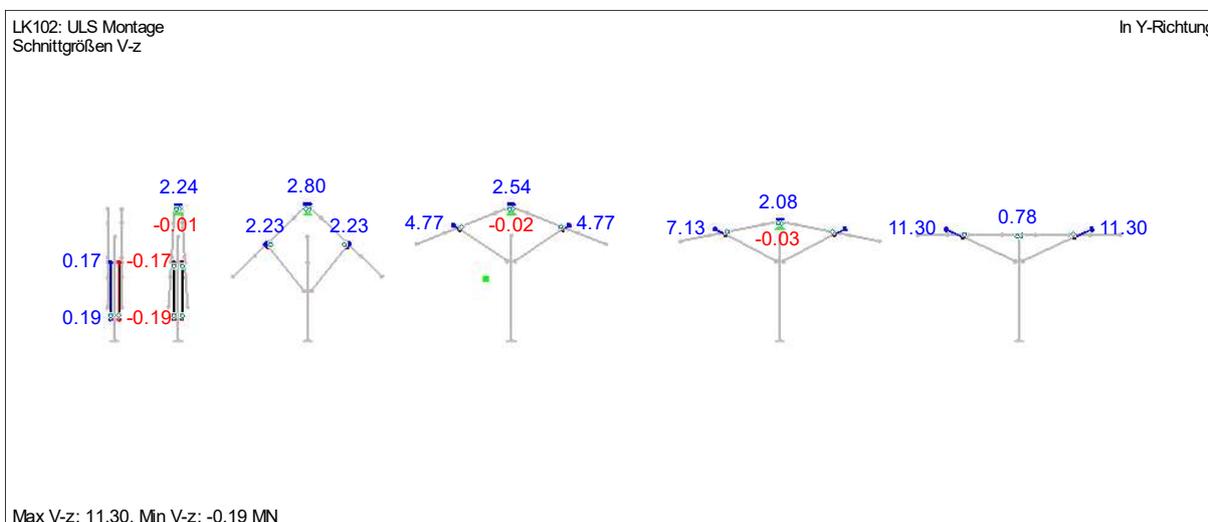


Abbildung 4.2.1.7: Querkräfte an den Knoten auf Druckstrebenseite.

Die Auflagerkräfte, die die Spannritzen auf der Spitze des Hilfspfeilers aufnehmen müssen, sind in Abbildung 4.2.1.8 dargestellt. Diese sind für die Auswahl der Hebeteknik entscheidend. In dieser Abbildung wird pro Stabmodell nur eine Auflagerkraft angezeigt, um die Abbildung übersichtlicher zu gestalten. Tatsächlich befinden sich zwei Auflager gleich nebeneinander, um die Angriffspunkte der Spannritzen zu modellieren. Die berechneten Auflagerkräfte teilen sich dann nochmals auf jeweils zwei Spannritzen auf. Wie in Abbildung 2.4.4.3 ersichtlich wird, wird der Knoten C von vier Spannritzen gehalten.

4 Statik

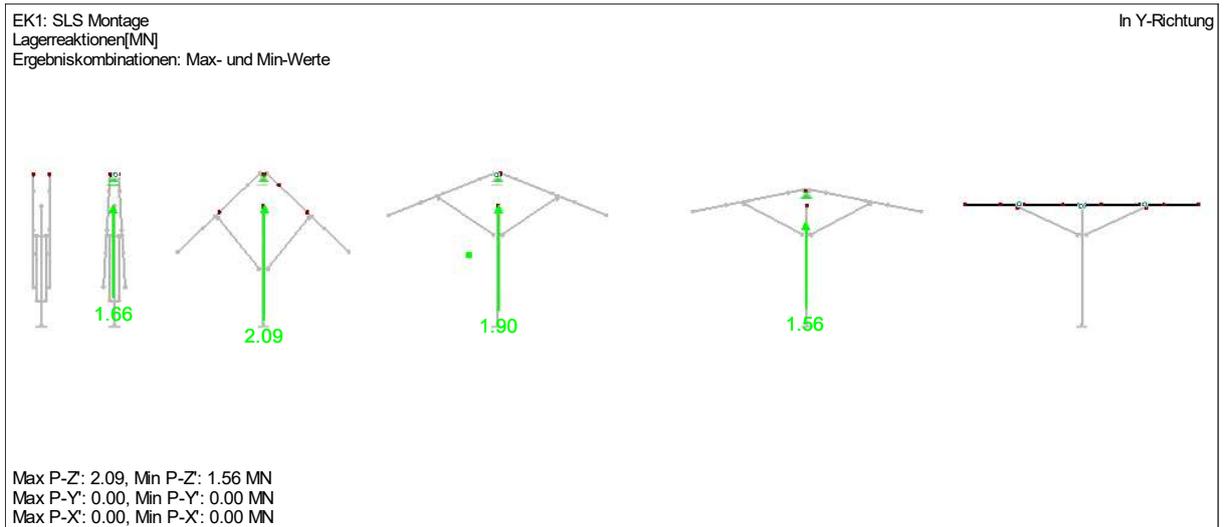


Abbildung 4.2.1.8: Lagerreaktionen für die Spannfitzen am Knoten C

Das Ausdruckprotokoll des Stabmodells für den Bauzustand ist in Anhang B - Stabmodell Bauzustand zu finden.

4.2.2 Nachweis auf Spannungsebene

Die Spannungen für den Brückenträger können von dem Programm RSTAB der Firma Dlubal automatisch berechnet werden. Die Ergebnisse sind im Ausdruckprotokoll, welches sich in Anhang B - Stabmodell Bauzustand befindet, enthalten. Nur der Querschnitt, der sich direkt oberhalb des Knotens B befindet, muss gesondert betrachtet werden, da hier der Untergurt ausgespart wird. Die Längsrippen des Knotens B könnten in diesem Bereich die Tragfähigkeit des Querschnitts erhöhen. Sie wurden jedoch nicht berücksichtigt, um eine klare Kräfteteilung zu erzielen. Die globalen Schnittgrößen des Brückenträgers werden nur über die Hauptbleche abgetragen, während die Knotenkonstruktionen ausschließlich die Knotenkräfte in den Träger einleiten müssen.

Mittragende Breite Beton			
L	Le	bei	beff
Spannweite	0,25*Spannweite	Le/8	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
0	0	0	0

Betonplatte		[cm]
Breite		0
Höhe		0

Bewehrung		[cm]
Breite		0
Höhe		1

Obergurt links		[cm]
Breite		104
Höhe		2,6

Obergurt rechts		[cm]
Breite		104
Höhe		2,6

Steg links		[cm]
Breite		2,4
Höhe		347,4

Steg rechts		[cm]
Breite		2,4
Höhe		347,4

Untergurt		[cm]
Breite		0
Höhe		0

Bewehrung oben		[cm ² /m]
		0

Position		[cm]
horizontal		-221

Position		[cm]
horizontal		221

Position		[cm]
horizontal		-298,8

Position		[cm]
horizontal		298,8

Tabelle 4.2.2.1: Eingabewerte für den Montagequerschnitt

i	A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	y _s ⁽ⁱ⁾ z _s ⁽ⁱ⁾ A ⁽ⁱ⁾	(y _s ⁽ⁱ⁾ -ys) ² A ⁽ⁱ⁾	(z _s ⁽ⁱ⁾ -zs) ² A ⁽ⁱ⁾	I _y ^{(i)eig}	I _z ^{(i)eig}
[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
Betonplatte	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bewehrung	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Obergurt links	270,4	-273	1,3	-73.819	352	-95.965	20.152.642	4.721.727	152	243.721
Obergurt rechts	270,4	273	1,3	73.819	352	95.965	20.152.642	4.721.727	152	243.721
Steg links	833,76	-300	176,3	-250.128	146.992	-44.097.566	75.038.400	1.531.322	8.385.316	400
Steg rechts	833,76	300	176,3	250.128	146.992	44.097.566	75.038.400	1.531.322	8.385.316	400
Untergurt	0	0	350	0	0	0	0	0	0	0
Summe	2.208	0	705	0	294.687	0	190.382.083	12.506.098	16.770.937	488.241
Summe Baustahl	2208,32									

Schwerpunkt		Flächenträgheitsmomente		Torsion		
Y-Koordinate ys	Z-Koordinate zs	I _y	I _z	Am	J _{ds/t}	K _r
[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ²]	[-]	[cm ⁴]
0,00	133,44	29.277.035	190.870.325	203.184	467,1478497	353.496.118

Tabelle 4.2.2.2: Querschnittswerte des Montagequerschnitts

Die Querschnittswerte werden nach demselben Schema berechnet, wie die Querschnitte für den Endzustand in Kapitel 4.1.1. Es werden die Eingabewerte in Tabelle 4.2.2.1, die Querschnittswerte in

4 Statik

Tabelle 4.2.2.2 und die berechneten Spannungen in Tabelle 4.2.2.3 dargestellt. Da die Vergleichsspannungen die Fließgrenze des Stahls unterschreiten, muss nur noch der zugehörige Beulnachweis für den Steg geführt werden.

DSQS bei gerissenem Beton

MSd [kNm]	Vsd [kN]	N [kN]	MTd [kNm]
-27,610	1550	0	0

$\tau_{\text{Interaktion}}$ [kN/cm ²]	τ_{pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
10,24796728	20,49593456	1667,52

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zs von Schwerp. [cm]	σ_M M/I/(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	τ_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	τ_{vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	σ_{tot}	τ_{tot}	σ_v
Beton OK	0,00	-133,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bewehrung	0,00	-133,44	12,58	0,00	0,00	0,00	12,58	0,00	12,58
Beton UK	0,00	-133,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
OG OK	0,00	-133,44	12,58	0,00	0,00	0,00	12,58	0,00	12,58
Steg OK	2,60	-130,84	12,34	0,00	0,00	0,93	12,34	0,93	12,44
Steg UK	350,00	216,56	-20,42	0,00	0,00	0,93	-20,42	0,93	20,49
UG OK	350,00	216,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UG UK	350,00	216,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabelle 4.2.2.3: Spannungen im Montagequerschnitt

4.2.3 Beulnachweise

Der maßgebende Beulnachweis für den Steg befindet sich an der Stelle des Brückenträgers, an der der Untergurt des Stahlkastens ausgespart ist. An dieser Stelle befindet sich der Knoten B. Ein Teil seiner Konstruktion sind die Längsrippen. Sie könnten herangezogen werden, um den Widerstand des Querschnitts zu erhöhen. Um eine klare Trennung der Kräfte in globale Schnittgrößen und Knotenkräfte zu erzielen, wurden den Längssteifen keine Spannungen aus globalen Schnittgrößen zugewiesen. Ihnen werden lediglich die Einleitungskräfte aus den Druckstreben zugewiesen. Die Spannungen für den Querschnitt wurden bereits in Kapitel 0 berechnet. Da die Längsrippen nicht berücksichtigt wurden, stellen diese eine Überschätzung der Beanspruchung des Querschnitts dar. Analog zu den Nachweisen in Kapitel 4.1.4 wird auch der Beulnachweis an dieser Stelle geführt. Das Besondere an ihm ist, dass an der unteren Kante des Stegs die maximalen Druckspannungen auftreten und diese frei beweglich ist. Der Nachweis hat ergeben, dass am unteren Rand des Stegs eine Längssteife erforderlich ist, um lokales Ausbeulen zu verhindern. Sie wurde in Kapitel 2.4.3.1 bereits erwähnt und kann eventuell für Schalungsarbeiten genutzt werden. Es wurde außerdem ein Beulnachweis für den Untergurt an der Stelle der maximalen Spannungen geführt. Die Ausdruckprotokolle der Beulnachweise befinden sich im Anhang G - Beulnachweise.

4.2.4 Knoten B

Für den Knoten B im Bauzustand wurde ein FE-Modell mit Hilfe des Programms RFEM der Firma Dlubal erstellt. Es handelt sich im Bauzustand um dasselbe Modell, welches bereits für den Endzustand verwendet wurde. Nur die Auflagerbedingungen werden für den Bauzustand geändert. Da während des Klappvorgangs noch keine Betonplatte vorhanden ist, entfällt die Bettung der Querschotte. Die Horizontalkraft muss nun über die Längsrippen in den Untergurt der Brücke eingeleitet werden. Das Modell wird also in vertikaler Richtung an den Rändern der Querschotte gelagert und in horizontaler Richtung an den Unterkanten der Längsrippen. In Abbildung 4.2.4.1 sind das Modell und die Lagerbedingungen zu sehen. BT steht hier für Brückenträger.

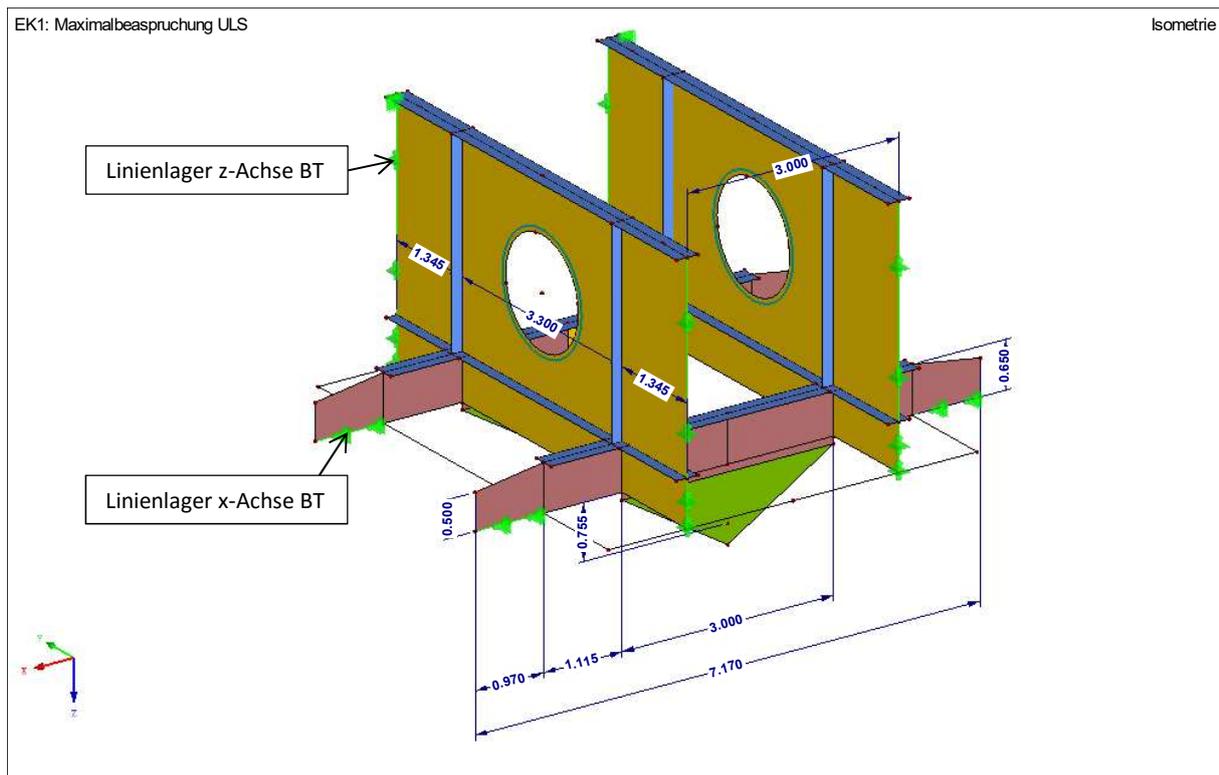


Abbildung 4.2.4.1: Modell des Knoten B im Bauzustand

Die Gelenkkräfte wurden in Kapitel 4.2.1 berechnet. Sie setzen sich aus Normal- und Querkraft zusammen und werden im entsprechenden Winkel auf die Gelenkplatte aufgebracht. Da es pro Knoten zwei Gelenkplatten gibt, müssen die Kräfte halbiert werden. Die Gelenkkräfte für die Endposition der Brücke werden in Abbildung 4.2.4.2 dargestellt.

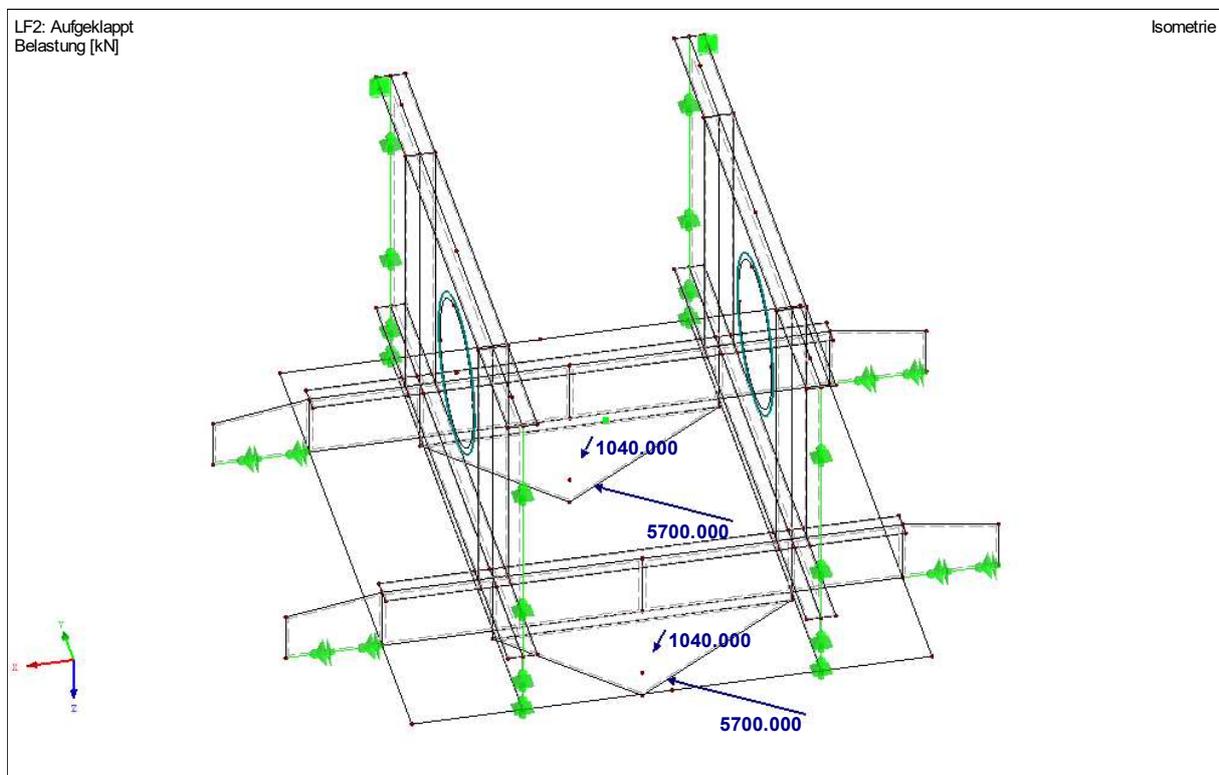


Abbildung 4.2.4.2: Gelenkkräfte für den aufgeklappten Zustand

Für jede Stellung des Klappmechanismus, die in Kapitel 4.2.1 berechnet wurde, wird ein Lastfall analog zu Abbildung 4.2.4.2 mit den berechneten Lasten erstellt. In einer Ergebniskombination werden dann die Spannungen verglichen und für jeden Punkt die Maximalwerte ausgegeben. Hierbei handelt es sich nicht um eine Überlagerung der Spannungen, sondern nur um einen Vergleich. Der Spannungszustand, der für diese Kombination ausgegeben wird, tritt in der Realität nie auf. Er stellt lediglich die maximal möglichen Werte für die Vergleichsspannung dar. In Abbildung 4.2.4.3 ist die eben erwähnte Maximalbeanspruchung abgebildet. Für die Längsrippe muss die Fließgrenze auf Grund ihrer Blechdicke abgemindert werden. Die Fließgrenze für Bleche, der Güte S355 mit einer Blechstärke zwischen 40mm und 80mm, liegt bei 335N/mm^2 [8].

Da die Vergleichsspannung in keinem Punkt überschritten wird, gilt die Konstruktion als tragfähig.

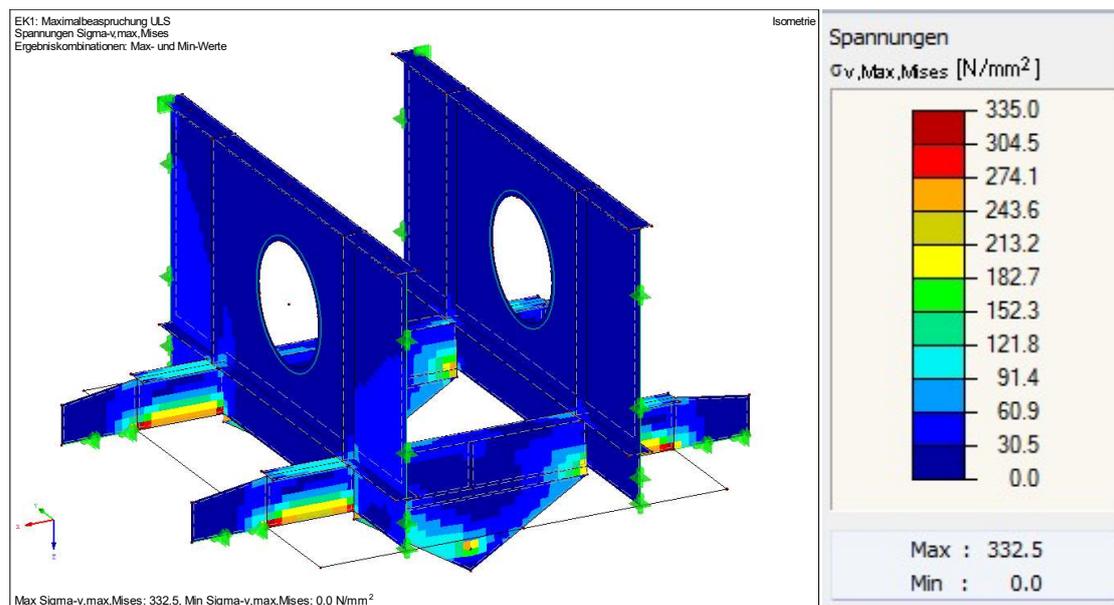


Abbildung 4.2.4.3: Vergleichsspannung für den Knoten B im Bauzustand

Das Ausdruckprotokoll für diese Berechnung befindet sich in Anhang D - Knoten B Bauzustand. Dieses enthält außerdem eine Stabilitätsanalyse für den Knoten. Sie soll lediglich der Beurteilung dienen, ob bei der vorliegenden Konstruktion ein Stabilitätsproblem vorliegt. Auf jene soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden.

In Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand wird noch der Nachweis des Radialgelenklagers geführt. Für Knoten B ergibt sich die maximale resultierende Gelenkkraft zu 8,7MN. Dies stellt den charakteristischen Wert der Gelenkkraft dar, welcher nun mit der statischen Tragzahl des Gelenks verglichen werden muss. Diese beträgt laut [13] 10,6MN und ist damit größer als die maximale Beanspruchung.

Im Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand befinden sich außerdem Berechnungen über die Abscherkraft der Bolzen und den Widerstand des Gelenkfußes. Auf diese wird hier nicht näher eingegangen.

4.2.5 Knoten C

Im Bauzustand werden die Brückenträger mit Hilfe eines Verbindungsträgers zusammengeschlossen. Die Gelenke des Knotens befinden sich in den Gelenkplatten. Diese stellen einen Teil der Anschlusskonstruktion dar. Ein FE-Modell wurde mit Hilfe des Programms RFEM der Firma Dlubal für die Anschlusskonstruktion erstellt. Das Modell stellt einen Teil des Brückenträgers dar. An dem Ende, an dem der Brückenträger weitergehen würde, wurden die Hauptbleche mit Linienlagern gehalten, um den Anschluss an den restlichen Brückenträger zu simulieren. Das Modell wird in Abbildung 4.2.5.1 dargestellt.

Genauso wie für den Knoten B, werden auch hier, die in Kapitel 4.2.1 berechneten Schnittgrößen, auf das Modell aufgebracht. Diese müssen entsprechend der Stellung des Klappmechanismus aufgetragen werden. In Abbildung 4.2.5.2 wird die Belastung der Anschlusskonstruktion für den Start des Absenkvorgangs von Knoten C dargestellt.

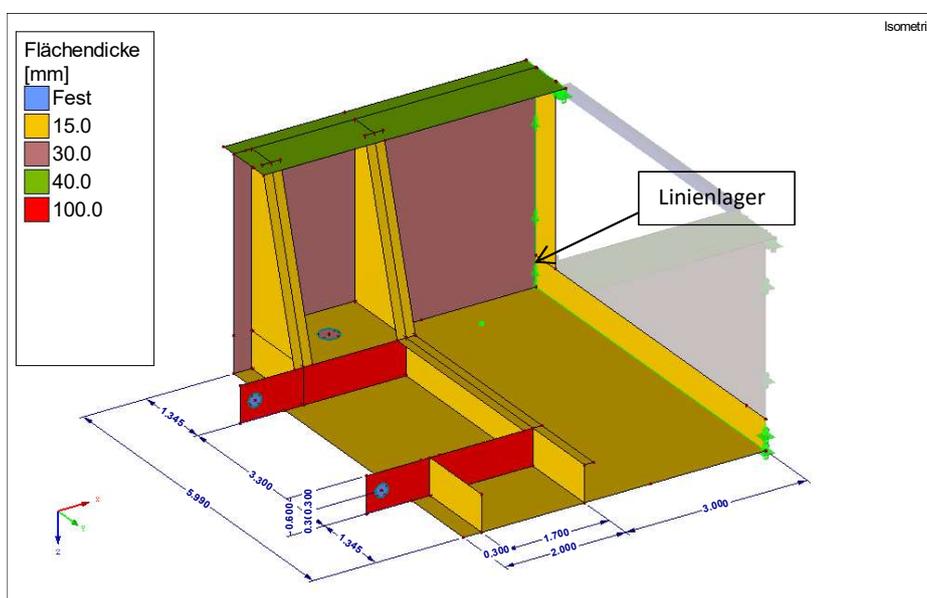


Abbildung 4.2.5.1: Modell der Anschlusskonstruktion von Knoten C

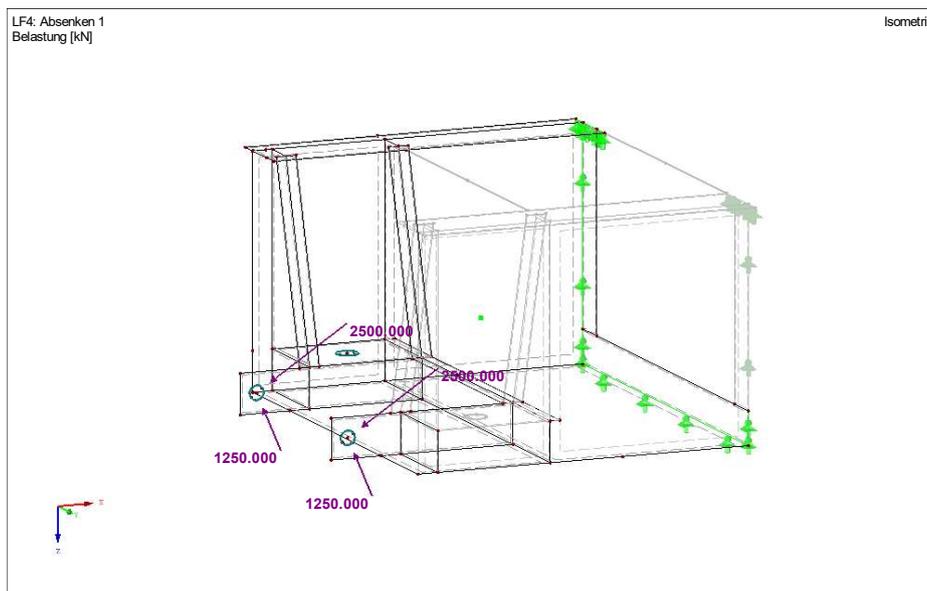


Abbildung 4.2.5.2: Belastung der Anschlusskonstruktion am Start des Absenkens von Knoten C

Analog zu Knoten B wurde eine Ergebniskombination erstellt, die die maximal auftretenden Vergleichsspannungen miteinander vergleicht und die maximalen in einer Grafik ausgibt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.2.5.3 zu sehen. Da die Vergleichsspannungen die Fließgrenze des Stahls unterschreiten, wird der Knoten als tragfähig erachtet. Es ist zu bemerken, dass der Brückenträger an dieser Stelle während des Bauverfahrens immer unter Zug steht. Versagen auf Grund eines Stabilitätsproblems ist also auszuschließen.

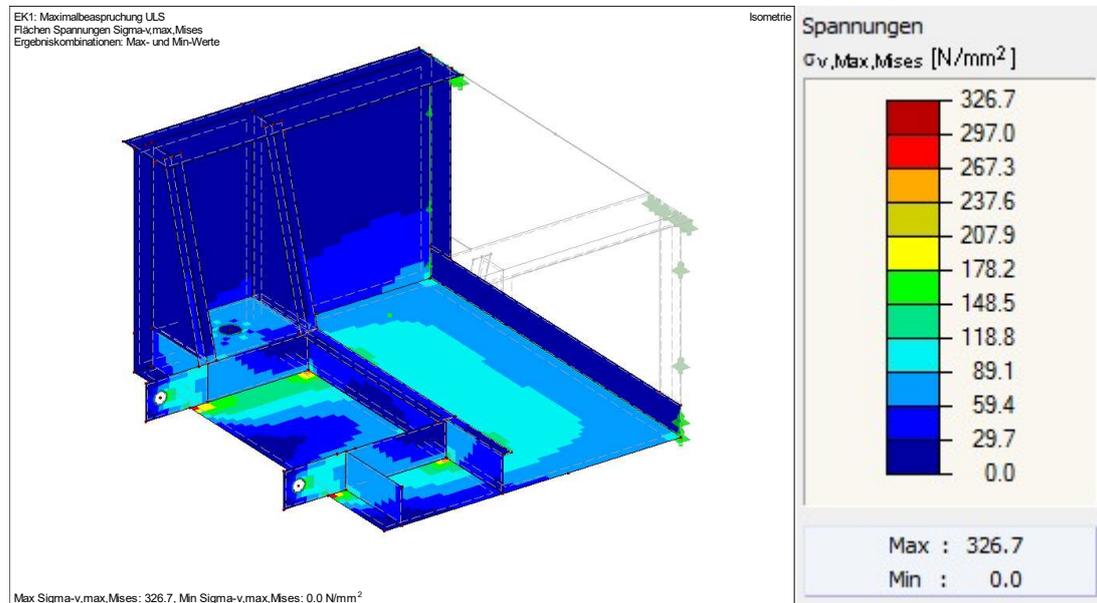


Abbildung 4.2.5.3: Vergleichsspannungen im Bereich von Knoten C

Die Spannungsnachweise des Verbindungsträgers wurden gemeinsam mit denen der Regelquerschnitte direkt im Programm angeführt. In Anhang B - Stabmodell Bauzustand können die Ergebnisse eingesehen werden. Die maximale Auslastung des Verbindungsträgers ergibt sich zu 95%. Dies ist eine Überschätzung. Da der Stab als solider Rechteckquerschnitt modelliert wurde, hat das Programm automatisch die für einen Querschnitt mit den Abmessungen 200x600mm entsprechend verringerte Fließgrenze für den Nachweis verwendet. In der Realität handelt es sich allerdings um vier Rechteckquerschnitte, die jeweils die Abmessungen 50x600mm aufweisen. In Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand wird außerdem der Nachweis für Lochleibung des Verbindungsträgers geführt.

In Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand wird noch der Nachweis des Radialgelenklagers geführt. Für Knoten C ergibt sich die maximale resultierende Gelenkskraft zu 8,42MN. Dies stellt den charakteristischen Wert der Gelenkskraft dar, welcher nun mit der statischen Tragzahl des Gelenks verglichen werden muss. Diese beträgt laut [13] für ein Radialgelenklager des Typs „GE200ES“ 10,6MN und ist damit größer als die maximale Beanspruchung.

Im Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand befinden sich außerdem Berechnungen über die Abscherkraft der Bolzen. Auf diese wird hier nicht näher eingegangen.

5 Vergleich des Entwurfs mit der Originalbrücke und dem Entwurf aus [1]

5.1 Massenerhebung

5.1.1 Massen der Originalbrücke und des Entwurfs aus [1]

In [1] wurde ein Vergleich der Massen von der originalen San Leonardo Brücke, einem Entwurf der im Freivorbau erstellt wurde (berechnet nach Eurocode) und der neu entworfenen Variante im Brückenklappverfahren, erstellt. Dieser wird in Tabelle 5.1.1.1 gezeigt. In der Spalte Balanced lift method werden die Massen für eine Betonbrücke im Brückenklappverfahren dargestellt. Es ist sofort zu erkennen, dass diese Massen die der Originalbrücke, als auch jene Massen einer neuen Brücke (erstellt im Freivorbau), unterschreiten.

Comparison of construction material quantities				
	Balanced cantilever method		Balanced lift method	Difference between Redesign and BLM
	Original Design 1968	Redesign TU Wien		
Concrete [m³]	8.344	9.323	6.204	3.119
Bridge girder	3.480	4.459	2.854	
Compression struts	-	-	715	
Pier	2.019	2.019	776	
Foundation	2.845	2.845	1.859	
Rebar [t]	780	1.098	712	386
Bridge girder	350	4459*0,150=	2854*0,150=	428
Compression struts	-	-	715*0,080=	57
Pier	202	2019*0,100=	776*0,100=	78
Foundation	228	2845*0,080=	1859*0,080=	149
Post-tensioning [t]	480	187	143	44
Longitudinal post-tensioning		210*22,5*0,035=	(A1,A2,B2,C,DS,E,ES,LF)	107
Transverse post-tensioning				21
Auxiliary cables		-	(B1,TO,TU,Stays I,II,III)	13
Stay cables		-		3

Tabelle 5.1.1.1: Vergleich der Massen

5.1.2 Berechnung der Massen für den vorliegenden Entwurf

Die Massen des Brückenträgers, der Druckstreben und des Pfeilers werden in diesem Kapitel für den vorliegenden Entwurf berechnet. In Anhang H - Massenermittlung werden die Massen des Baustahls und des Betons erhoben. Eine detaillierte Konstruktion der Bewehrung wurde nicht erstellt. Aus diesem Grund müssen Annahmen getroffen werden, um sie zu berücksichtigen. Da die Druckstreben und der Pfeiler ident mit jenen in [1] sind, wird die Masse an Bewehrung für diese Teile aus [1] übernommen. Für den Brückenträger hingegen wurde in [1] das Volumen des Trägers in Kubikmetern mit einem Faktor von 0,15 multipliziert, um die Masse der Bewehrung in Tonnen abzuschätzen. Dieser Faktor wurde auch für den vorliegenden Entwurf verwendet. Für die Fundamente wurden ebenfalls die Werte aus Tabelle 5.1.1.1 übernommen. Es wird davon ausgegangen, dass auf Grund des identen Pfeilers auch die Fundamente ident sind. Die permanenten Spannlitzen, die der Abspannung der Druckstreben dienen, werden in Tabelle 5.1.1.1 unter Stay cables angeführt. Sie weisen ein Gewicht von 3 Tonnen auf und sind dieselben, die auch für die Variante in Verbundbauweise benötigt werden. Dies gilt auch für die temporären Spannglieder, sie werden in Tabelle 5.1.1.1 unter auxiliary cables angeführt. Der wesentliche Unterschied der Varianten die in [1]

5 Vergleich des Entwurfs mit der Originalbrücke und dem Entwurf aus [1]

verglichen wurde zu der, die in dieser Arbeit erstellt wurde, ist der Baustahl. Dieser wird nur für den hier entwickelten Entwurf benötigt. Zusammengefasst werden für den vorliegenden Entwurf rund 3000m³ Beton, 800t Stahl, 500t Bewehrung und 16t Spannkabel benötigt. Dies wird in Tabelle 5.1.2.1 dargestellt. Im Vergleich dazu werden für eine Betonbrücke im Brückenklappverfahren 6200m³ Beton, 712t Bewehrung und 143t Spannkabel benötigt.

Massenermittlung			
Baustoff [-]	Bauteil [-]	Masse [t]	Volumen [m ³]
Beton	Brückenträger	3.988,13	1.595,25
	Druckstrebe	2.000,00	800,00
	Pfeiler	1.729,36	691,74
	Fundament	4.461,60	1.859,00
	Gesamt	7.717,48	3.086,99
Baustahl	Brückenträger	796,30	101,31
Bewehrung	Druckstrebe	57,00	7,25
	Pfeiler	78,00	9,92
	Brückenträger	239,29	30,44
	Fundament	149,00	18,96
	Gesamt	523,29	66,58
Spannkabel	Permanent	3,00	0,38
	Temporär	13,00	1,65
	Gesamt	16,00	2,04

Tabelle 5.1.2.1: Massenermittlung des vorliegenden Entwurfs

Die Massenermittlung darf nicht als Kostenabschätzung interpretiert werden. Obwohl zu erkennen ist, dass der Materialaufwand für eine Brücke, erstellt mit dem Brückenklappverfahren, wesentlich geringer ist, kann nicht zweifelsfrei darauf zurückgeschlossen werden, dass auch ihre Gesamtkosten günstiger sind. Um einen Kostenvergleich zu erstellen, müssen auch die Kosten für das Bauverfahren ermittelt werden. Die Kalkulation des Bauverfahrens ist nicht Teil dieser Arbeit. Es soll jedoch darauf hingewiesen werden, dass sich die Baustelleneinrichtung als auch das benötigte Personal für eine Brücke im Freivorbau wesentlich von jenen unterscheidet, die für eine Brücke, erstellt mit dem Brückenklappverfahren, benötigt werden. Dies wird für den vorliegenden Entwurf einerseits durch die erforderlichen Schweißarbeiten und andererseits durch die Hebetchnik, die das Erstellen der Brücke in vertikaler Lage ermöglicht, begründet.

6 Fazit

Diese Arbeit soll zeigen, dass eine Stahl-Beton-Verbundbrücke für das Brückenklappverfahren geeignet ist. Es wurden die für das Bauverfahren und den Endzustand entscheidenden Konstruktionen gestaltet und mit Berechnungen auf ihre Tragsicherheit überprüft. Auf Grund der leichten Stahlkonstruktion, stellt der Klappvorgang für diesen Entwurf kein Problem dar. Für das Bauverfahren ist der Entwurf also gut geeignet und könnte eine Alternative für die Betonfertigteilvariante darstellen. Des Weiteren wird weder für den Klappvorgang, noch für den Endzustand eine Vorspannung benötigt. Dies vereinfacht die Arbeiten auf der Baustelle und somit den Personalbedarf an hochqualifizierten Mitarbeitern. Für die Schweißarbeiten dagegen werden mindestens vier Fachkräfte benötigt, die eventuelle Zulagen z.B. auf Grund des Arbeitens in der Höhe erhalten. Facharbeiter für Schweißarbeiten werden für die Betonbrückenvariante nicht benötigt.

Der Entwurf zeigt, dass eine Stahl-Beton-Verbundbrücke mit dem aktuellen Stand der Technik mit dem Brückenklappverfahren erstellt werden kann. Durch die Erschließung einer Variante für das Brückenklappverfahren, wird diese vielseitiger. In Zukunft können also mehrere Lösungen für ein Bauvorhaben in Betracht gezogen werden. Um marktwirtschaftlich präsent zu sein, ist es wichtig, für möglichst viele Einsatzgebiete zur Verfügung zu stehen. In dieser Arbeit wurde nur die Machbarkeit für eine Verbundbrücke überprüft. Die Vorteile, die diese mit sich bringen könnte, wurden noch nicht ausreichend erschlossen. Allerdings wird davon ausgegangen, dass diese Variante das Einsatzgebiet des Brückenklappverfahrens erweitert.

Im Stahlbau werden die Zwischenaufleger oft mit Auflagerkonstruktionen ausgeführt, die den Beton vom Stahl trennen. Durch den Doppelverbund an den Zwischenauflagern des Brückenträgers, konnte eine monolithische Struktur erstellt werden, für die keine Auflagerkonstruktionen erforderlich sind. Die Folgen dieser Konstruktion auf die Lebensdauer der Brücke wurden nicht überprüft. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass durch das Wegfallen der Auflagerkonstruktionen eine Verbesserung der Lebensdauer erzielt wird. Für den Stahlbau spielt die Ermüdung der Stahlkonstruktion eine große Rolle für die Dauerhaftigkeit. Diese wurde nicht überprüft und stellt damit einen Ansatz für zukünftige Arbeiten dar.

Wie in Kapitel 5.1.2 ersichtlich wurde, können die Querschnitte einer Brücke, die mit dem Brückenklappverfahren erstellt wurde, mit relativ geringem Materialaufwand ausgeführt werden. Für die praktische Anwendung des Klappverfahrens ist es wichtig, mit anderen Bauverfahren konkurrenzfähig zu sein. Wie gezeigt wurde erweist sich das Brückenklappverfahren als wesentlich weniger materialintensiv als der Freivorbau. Um einen finalen Kostenvergleich zu erstellen, müssten neben dem Materialaufwand noch die Kosten des Bauablaufs kalkuliert werden. Die Berechnung dieser stellt einen guten Ansatz für weitere Untersuchungen dar.

7 Literaturverzeichnis

- [1] K. Fuchs und G. Gaßner, Vergleich von Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren am Beispiel der Talbrücke San Leonardo, Wien, 2016.
- [2] G. Belloni, S. Leonardo viaduct at Termini Imerse (Palermo) for the Palermo-Catania Motorway.
- [3] H. Pucher, „Der Bau der Argentobelbrücke - Das "Bogenklappverfahren", ein neues Herstellungsverfahren für den Bau von Bogenbrücken,“ *Zement und Beton - Heft 3*, 1985.
- [4] D. Wimmer, Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung.
- [5] S. Gmainer, Brückenklappverfahren - Untersuchungen zur Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens, Wien, 2011.
- [6] K. Geißler, Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2014.
- [7] M. Hirt und J.-P. Lebet, Steel Bridges: Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges, Epfl Press, 2013.
- [8] Austrian Standards Institute, „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten,“ in *Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Wien, Austrian Standards plus GmbH, 2012, p. 46.
- [9] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Richtlinie Stahl-Beton-Verbundbrücke, Wien: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2005.
- [10] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, „DBV-Heft 18 Betongelenke im Brückenbau,“ 2010.
- [11] J. Bauschinger, „Experimentelle Untersuchungen über die Gesetze der Druckfestigkeit,“ in *Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der königlich-polytechnischen Schule in München Heft 6*, München, 1876.
- [12] SKF, „SKF Österreich,“ SKF, [Online]. Available: <http://www.skf.com/at/products/bearings-units-housings/spherical-plain-bearings-bushings-rod-ends/radial-spherical-plain-bearings-requiring-maintenance/index.html>. [Zugriff am 18 April 2016].
- [13] WSW - wirksam sicher wirtschaftlich, Hauptkatalog Wälzlager, Bielefeld, Deutschland.
- [14] Austrian Standards Institute, „Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton,“ in *Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken*, Wien, Austrian Standards Institute, 2005.

- [15] J. Fink, Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbauten), Wien: TU Wien, 2014.
- [16] A. Detzel und U. Kuhlmann, „Querschnittsgestaltung in Abhängigkeit vom verwendeten Werkstoff: Verbundbrücken,“ in *Gerhard Melhorn; Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*, Berlin Heidelberg, Springer, 2010.
- [17] Austrian Standards Institute, „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken,“ in *Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den*, Wien, Austrian Standards Institute, 2011.
- [18] J. Kollegger, Betonbau 1, Wien: TU Wien, 2011.
- [19] Austrian Standards Institute, „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke,“ in *Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Wien, Austrian Standards Institute, 2012.
- [20] Austrian Standards Institute, „Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung,“ in *Änderung 1: Anwendung bei Brücken*, Wien, Austrian Standards Institute, 2013.
- [21] Austrian Standards Institute, „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten,“ in *Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*, Wien, Austrian Standards Institute, 2012.

8 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.4.1.1: Talbrücke San Leonardo.....	2
Abbildung 1.4.1.2: Querschnitt der San Leonardo Talbrücke [2].....	2
Abbildung 1.4.1.3: Pläne der Vorspannkabel im Längsschnitt [2].....	3
Abbildung 1.4.1.4: Geologische Begebenheiten [2].....	3
Abbildung 1.4.1.1: Prinzip Skizze des Bogenklappverfahrens für die Argentobelbrücke [3].....	4
Abbildung 1.4.1.2: Druckstrebenbrücke [5].....	5
Abbildung 1.4.1.3: Zugstrebenbrücke [5].....	5
Abbildung 1.4.1.4: Druckstrebenbrücke mit Hilfspfeiler [5].....	5
Abbildung 1.4.1.5: Zugstrebenbrücke mit Hilfspfeiler [5].....	5
Abbildung 1.4.1.6: Beispiel Brückenklappverfahren mit Hilfspfeiler [5].....	6
Abbildung 1.4.2.1: Übersicht Brückenabschnitte.....	9
Abbildung 2.3.1.1: Prinzipskizze Brückenträgerquerschnitt.....	11
Abbildung 2.3.1.2: Querschnitt Querrahmen.....	12
Abbildung 2.3.1.3: Längssteife.....	12
Abbildung 2.3.1.4: Raster der Längssteifen.....	12
Abbildung 2.3.1.5: Brückenquerschnitt oberhalb der Druckstrebe.....	14
Abbildung 2.3.2.1: Druckstrebenquerschnitt.....	15
Abbildung 2.3.3.1: Pfeilerquerschnitte.....	16
Abbildung 2.3.3.1: Übersicht Knoten.....	17
Abbildung 2.4.1.1: Erhöhung der Druckfestigkeit durch Belastung einer Teilfläche [11].....	18
Abbildung 2.4.1.2: Gelenk der Argentobelbrücke.....	18
Abbildung 2.4.1.3: Radialgelenklager.....	19
Abbildung 2.4.2.1: Knoten A im Bauzustand [1].....	20
Abbildung 2.4.2.2: Knoten A im Endzustand [1].....	21
Abbildung 2.4.3.1: Knoten B im Bauzustand.....	22
Abbildung 2.4.3.2: Querschnitt Knoten B im Bauzustand.....	23
Abbildung 2.4.3.3: Schnitt A-A Knoten B im Bauzustand.....	24
Abbildung 2.4.3.4: Gelenkfuß und Druckstrebenspitze.....	24
Abbildung 2.4.3.5: Verdrehungskapazität Knoten B.....	25
Abbildung 2.4.3.6: Knoten B im Endzustand.....	26
Abbildung 2.4.3.7: Schnitt B-B Knoten B im Endzustand.....	26
Abbildung 2.4.4.1: Knoten C.....	28
Abbildung 2.4.4.2: Knoten C 3D Modell.....	28
Abbildung 2.4.4.3: Schnitt D-D Knoten C.....	29
Abbildung 2.4.4.4: Schnitt C-C Knoten C.....	30
Abbildung 2.4.4.5: Schnitt durch den Verbindungsträger.....	30
Abbildung 2.4.4.6: Knoten C im Endzustand.....	31
Abbildung 2.4.4.7: Schnitt E-E des Knoten C.....	32
Abbildung 2.4.4.8: Querschott Knoten C.....	33
Abbildung 3.2.1.1: Werkstattteile Variante 1.....	35
Abbildung 3.2.1.2: Werkstattteile Variante 2.....	36
Abbildung 3.2.1.3: Werkstattteile Variante 3.....	36
Abbildung 3.2.2.1: Varianten für die Montageabschnitte des Brückenträgers.....	37

Abbildung 3.2.4.1: Bauphase 1.....	38
Abbildung 3.2.4.2: Bauphase 2.....	40
Abbildung 3.2.4.3: Bauphase 3.....	41
Abbildung 3.2.4.1: Bauphase 4.....	42
Abbildung 3.2.4.1: Bauphase 5.....	43
Abbildung 4.1.1.1: Wirksamer Querschnitt laut Statik	47
Abbildung 4.1.2.1: Stabmodell der Brücke.....	58
Abbildung 4.1.2.2: Eingabe von Querschnittswerten	60
Abbildung 4.1.2.3: Einwirkende Verkehrslasten	61
Abbildung 4.1.2.4: Verkehrslastfälle	62
Abbildung 4.1.2.5: Momentenverlauf M_y - ULS.....	62
Abbildung 4.1.2.6: Querkraftverlauf V_z - ULS	63
Abbildung 4.1.2.7: Normalkraftverlauf N - ULS.....	63
Abbildung 4.1.2.8: Torsionsmomentenverlauf M_t - ULS.....	64
Abbildung 4.1.3.1: Kritische Schnitte für DSQS.....	68
Abbildung 4.1.4.1: Geometrie des Beulfelds.....	73
Abbildung 4.1.4.2: Anordnung der Beulsteifen.....	74
Abbildung 4.1.4.3: Belastung des Beulfelds	74
Abbildung 4.1.4.4: Beulnachweise	75
Abbildung 4.1.5.1: Kräfte im Knoten B.....	76
Abbildung 4.1.5.2: FE-Modell Knoten B	77
Abbildung 4.1.5.3: Linienlastpaar für M_y	78
Abbildung 4.1.5.4: Vergleichsspannung im Knoten B	78
Abbildung 4.1.6.1: FE-Modell Querschotte Knoten C	80
Abbildung 4.1.6.2: Belastung zufolge Normalkraft	80
Abbildung 4.1.6.3: Vergleichsspannungen ULS-Lastfall	81
Abbildung 4.2.1.1: Modelle für die Berechnung des Klappvorgangs.....	82
Abbildung 4.2.1.2: Modell der Endposition der Brücke	83
Abbildung 4.2.1.3: Momentenverlauf des Brückenträgers.....	83
Abbildung 4.2.1.4: Normalkraftverlauf des Brückenträgers	84
Abbildung 4.2.1.5: Querkraftverlauf des Brückenträgers	84
Abbildung 4.2.1.6: Normalkräfte an den Gelenken auf Druckstrebenseite.....	85
Abbildung 4.2.1.7: Querkräfte an den Knoten auf Druckstrebenseite.	85
Abbildung 4.2.1.8: Lagerreaktionen für die Spannritzen am Knoten C	86
Abbildung 4.2.4.1: Modell des Knoten B im Bauzustand	89
Abbildung 4.2.4.2: Gelenkkräfte für den aufgeklappten Zustand.....	89
Abbildung 4.2.4.3: Vergleichsspannung für den Knoten B im Bauzustand	90
Abbildung 4.2.5.1: Modell der Anschlusskonstruktion von Knoten C.....	91
Abbildung 4.2.5.2: Belastung der Anschlusskonstruktion am Start des Absenkens von Knoten C	91
Abbildung 4.2.5.3: Vergleichsspannungen im Bereich von Knoten C	92

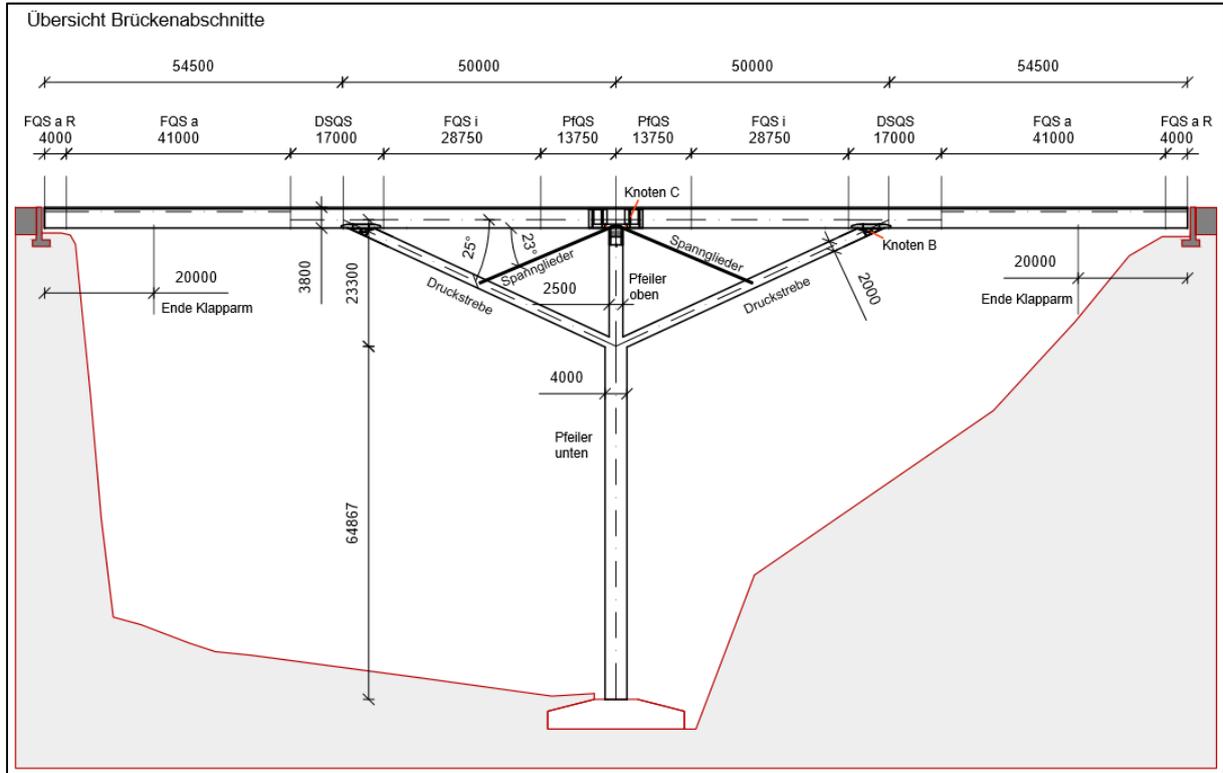
9 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.5.2.1: Litzenhebersysteme der Firma VSL	44
Tabelle 4.1.1.1: Eingabedaten für die Querschnittsermittlung FQS a.....	48
Tabelle 4.1.1.2: Querschnittswerte Feldquerschnitt außen	49
Tabelle 4.1.1.3: Eingabewerte für FQS a R.....	50
Tabelle 4.1.1.4: Querschnittswerte für Feldquerschnitt außen Rand.....	50
Tabelle 4.1.1.5: Eingabedaten für den Querschnitt oberhalb der Druckstrebe DSQS.....	52
Tabelle 4.1.1.6: Querschnittswerte von DSQS	52
Tabelle 4.1.1.7: Eingabedaten für den DSQS bei gerissenem Beton.....	53
Tabelle 4.1.1.8: Querschnittswerte des DSQS bei gerissenem Beton.....	53
Tabelle 4.1.1.9: Eingabewerte des Feldquerschnitts innen	54
Tabelle 4.1.1.10: Querschnittswerte des Feldquerschnitts innen	54
Tabelle 4.1.1.11: Eingabewerte für den PfQS	56
Tabelle 4.1.1.12: Querschnittswerte des PfQS.....	56
Tabelle 4.1.1.13: Eingabewerte für den PfQS mit gerissener Betonplatte	57
Tabelle 4.1.1.14: Querschnittswerte des PfQS bei gerissener Betonplatte	57
Tabelle 4.1.2.1: Maßgebende Schnittgrößen für den Brückenträger	64
Tabelle 4.1.2.2: Maßgebende Schnittgrößen für die Knotenberechnung	64
Tabelle 4.1.3.1: Spannungsnachweise für FQS a R.....	66
Tabelle 4.1.3.2: Spannungen im Übergangsbereich zwischen FQS a R und FQS a.....	67
Tabelle 4.1.3.3: Spannung im FQS a	68
Tabelle 4.1.3.4: Spannungen im Übergangsbereich von FQS a zu DSQS	68
Tabelle 4.1.3.5: Spannungen des DSQS auf der pfeilerabgewandten Seite.....	69
Tabelle 4.1.3.6: Spannungen im DSQS bei gerissenem Beton	69
Tabelle 4.1.3.7: Spannungen im Übergangsbereich von DSQS zu FQS i	70
Tabelle 4.1.3.8: Spannungen für FQS i	70
Tabelle 4.1.3.9: Spannungen am Übergang von FQS i zu PfQS.....	71
Tabelle 4.1.3.10: Spannungen für PfQS bei gerissenem Beton.....	71
Tabelle 4.1.3.11: Spannung im PfQS knapp außerhalb des Pfeilers.....	72
Tabelle 4.2.2.1: Eingabewerte für den Montagequerschnitt.....	87
Tabelle 4.2.2.2: Querschnittswerte des Montagequerschnitts.....	87
Tabelle 4.2.2.3: Spannungen im Montagequerschnitt.....	88
Tabelle 5.1.1.1: Vergleich der Massen	93
Tabelle 5.1.2.1: Massenermittlung des vorliegenden Entwurfs	94

10 Anhang

10.1 Anhang A - Stabmodell Endzustand

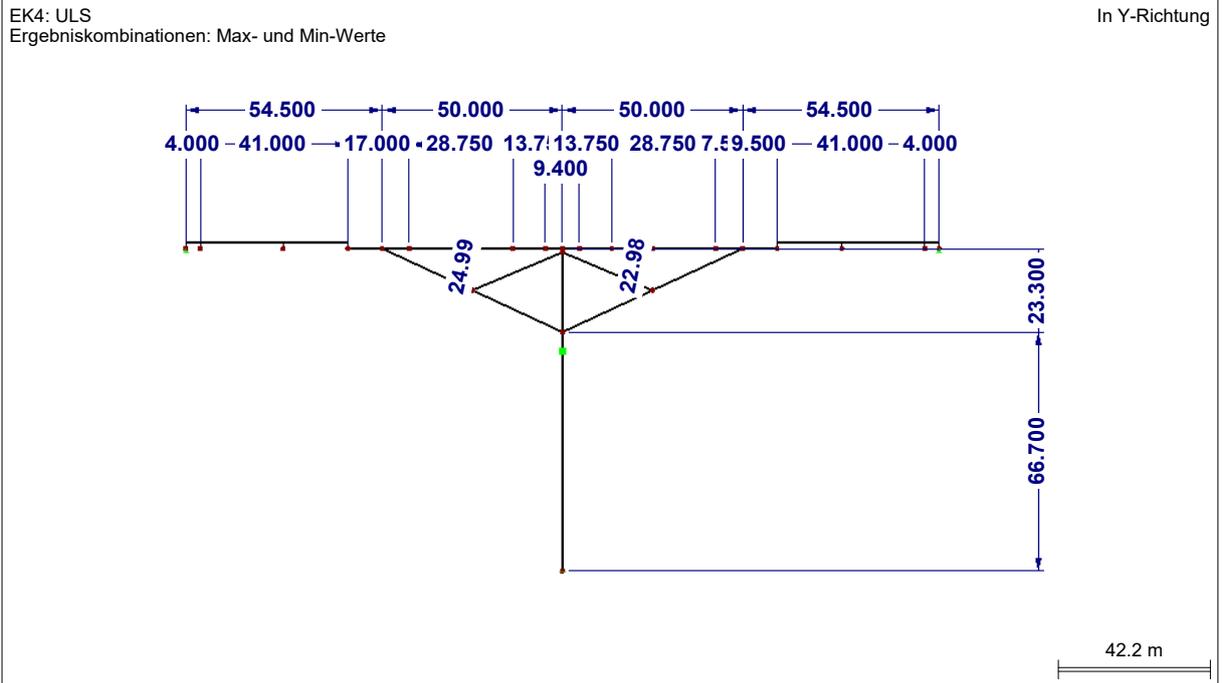
Seitenansicht des Tragwerks



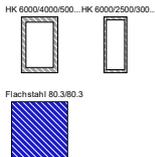
In diesem Anhang ist das Stabmodell für den Endzustand der Brücke enthalten.

10.1 Anhang A - Stabmodell Endzustand

MODELL



1.3 QUERSCHNITTE



Quers. Nr.	Mater. Nr.	I_T [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	Hauptachsen α [°]	Drehung α' [°]	Gesamtabmessungen [mm]	
		A [cm ²]	A_y [cm ²]	A_z [cm ²]			Breite b	Höhe h
13	Rechteck 4000/2000 1	732400000.0 0	266666672.0 0	1066666662.0 30	0.00	0.00	4000.0	2000.0
17	FQS a 3	100000000.0 0	100000000.0 0	100000000.0 0	0.00	0.00	6000.0	3500.0
18	DSQS 3	100000000.0 0	100000000.0 0	100000000.0 0	0.00	0.00	6000.0	3500.0
19	FQS i 3	100000000.0 0	100000000.0 0	100000000.0 0	0.00	0.00	6000.0	3500.0
20	FQS a R 3	100000000.0 0	100000000.0 0	100000000.0 0	0.00	0.00	6000.0	4000.0
21	PrQS 3	100000000.0 0	100000000.0 0	100000000.0 0	0.00	0.00	6000.0	3500.0
22	HK 6000/4000/500/500/500/500 1	4367534592.0 0	4075000064.0 0	2075000000.0 0	0.00	0.00	4000.0	6000.0
23	HK 6000/2500/300/300/300/300 1	1245046400.0 0	2006819968.0 0	472595000.0 0	0.00	0.00	2500.0	6000.0
24	Flachstahl 80.3/80.3 4	583.48 64.48	346.48 53.73	346.48 53.73	0.00	0.00	80.3	80.3

Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

Seite: 2/21

Blatt: 1

1.3.2 QUERSCHNITTE - STEIFIGKEITSREDUZIERUNG

Quers. Nr.	Bezeichnung	Faktor I _x [-]	Faktor I _y [-]	Faktor I _z [-]	Faktor A _x [-]	Faktor A _y [-]	Faktor A _z [-]
17	FQS a	2.09	1.60	81.30	1.00	1.00	1.00
18	DSQS	3.53	1.45	56.00	2.25	1.00	1.00
19	FQS i	2.75	0.76	81.00	1.00	1.00	1.00
20	FQS a R	2.60	1.68	81.00	1.00	1.00	1.00
21	PIQS	3.83	1.88	59.10	1.00	1.00	1.00

2.1 LASTFÄLLE

Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990 ÖNORM Einwirkungskategorie	Eigengewicht - Faktor in Richtung			
			Aktiv	X	Y	Z
LF1	Eigengewicht	Ständig	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	1.000
LF2	Hauptbleche Brückenträger	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF3	Bewehrung	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF4	Querrahmen + Träger + Steifen	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF5	Beton	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF6	Ausbaulast	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF11	Verkehr Gleichlast 1		<input type="checkbox"/>			
LF12	Verkehr Gleichlast 2		<input type="checkbox"/>			
LF13	Verkehr Gleichlast 3		<input type="checkbox"/>			
LF14	Verkehr Gleichlast 4		<input type="checkbox"/>			
LF20	LKW Einzellast	Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF21		Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF22		Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF23		Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF24		Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF25		Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF26		Nutzlasten - Kategorie G: Verkehrslasten - Fahrzeuglast ≤ 160 kN	<input type="checkbox"/>			
LF100	Spannlitzen	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF101	Kriechen und Schwinden	Ständig	<input type="checkbox"/>			

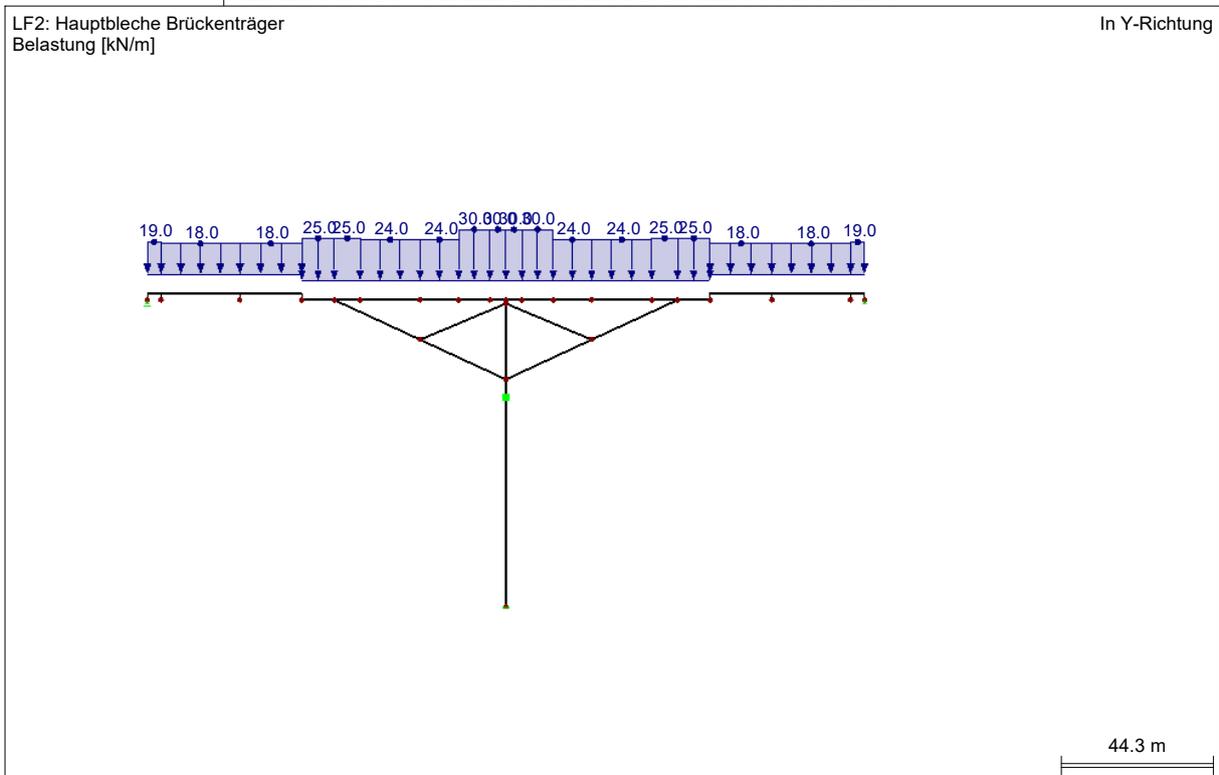
2.5 LASTKOMBINATIONEN

Lastkombin.	Lastkombination		Nr.	Faktor	Lastfall
	BS	Bezeichnung			
LK5		ULS Ständig	1	1.35	LF1 Eigengewicht
			2	1.35	LF2 Hauptbleche Brückenträger
			3	1.35	LF4 Querrahmen + Träger + Steifen
			4	1.35	LF5 Beton
			5	1.35	LF6 Ausbaulast
			6	1.00	LF100 Spannlitzen
LK6		SLS Ständig	1	1.00	LF1 Eigengewicht
			2	1.00	LF2 Hauptbleche Brückenträger
			3	1.00	LF3 Bewehrung
			4	1.00	LF4 Querrahmen + Träger + Steifen
			5	1.00	LF5 Beton
			6	1.00	LF6 Ausbaulast
			7	1.00	LF100 Spannlitzen
			8	1.00	LF101 Kriechen und Schwinden
LK7		SLS Ständig ohne Schrägeilkräfte	1	1.00	LF1 Eigengewicht
			2	1.00	LF2 Hauptbleche Brückenträger
			3	1.00	LF3 Bewehrung
			4	1.00	LF4 Querrahmen + Träger + Steifen
			5	1.00	LF5 Beton
			6	1.00	LF6 Ausbaulast
			7	1.00	LF101 Kriechen und Schwinden
			8	1.00	LF100 Spannlitzen
LK8		Maßgebender Lastfall für Knoten B	1	1.35	LF1 Eigengewicht
			2	1.35	LF2 Hauptbleche Brückenträger
			3	1.35	LF4 Querrahmen + Träger + Steifen
			4	1.35	LF5 Beton
			5	1.35	LF6 Ausbaulast
			6	1.35	LF11 Verkehr Gleichlast 1
			7	1.35	LF12 Verkehr Gleichlast 2
			8	1.35	LF13 Verkehr Gleichlast 3
			9	1.35	LF14 Verkehr Gleichlast 4
			10	1.35	LF21
			11	1.00	LF100 Spannlitzen

2.6 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebniskombin.	Ergebniskombination		Nr.	Faktor	Belastung		Kriterium	Alternat. Gruppe
	BS	Bezeichnung						
EK1		LKW	1	1.00	LF20	LKW Einzellast	Veränderlich	1
			2	1.00	LF21		Veränderlich	1
			3	1.00	LF22		Veränderlich	1
			4	1.00	LF23		Veränderlich	1
			5	1.00	LF24		Veränderlich	1
			6	1.00	LF25		Veränderlich	1
			7	1.00	LF26		Veränderlich	1
EK2		Verkehr gleichlast	1	1.00	LF11	Verkehr Gleichlast 1	Veränderlich	-
			2	1.00	LF12	Verkehr Gleichlast 2	Veränderlich	-
			3	1.00	LF13	Verkehr Gleichlast 3	Veränderlich	-
			4	1.00	LF14	Verkehr Gleichlast 4	Veränderlich	-
EK3		ULS veränderlich	1	1.35	EK1	LKW	Veränderlich	-
			2	1.35	EK2	Verkehr gleichlast	Veränderlich	-
EK4		ULS	1	1.00	LK5	ULS Ständig	Veränderlich	-
			2	1.00	EK3	ULS veränderlich	Veränderlich	-
EK7		SLS	1	1.00	LK6	SLS Ständig	Veränderlich	-
			2	1.00	EK1	LKW	Veränderlich	-
			3	1.00	EK2	Verkehr gleichlast	Veränderlich	-
EK8		Quasi Ständig	1	1.00	LK6	SLS Ständig	Veränderlich	-

LF2: HAUPTBLECHE BRÜCKENTRÄGER



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

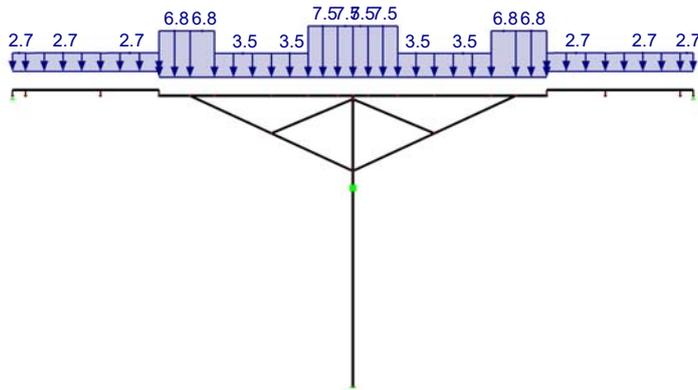
Seite: 4/21

Blatt: 1

■ LF3: BEWEHRUNG

LF3: Bewehrung
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung

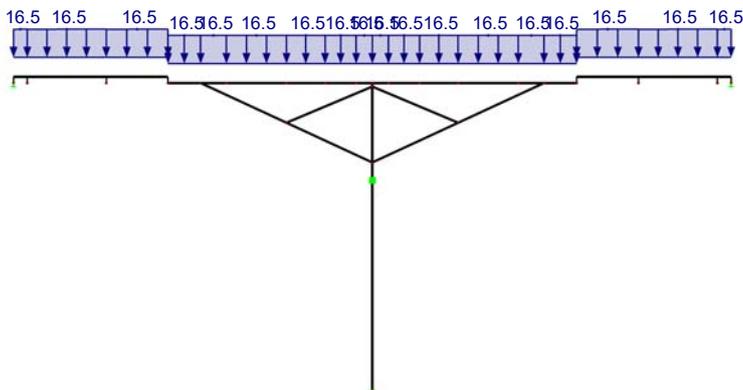


46.7 m

■ LF4: QUERRAHMEN + TRÄGER + STEIFEN

LF4: Querrahmen + Träger + Steifen
Belastung [kN/m]
LF-Faktor: 1.10

In Y-Richtung



44.3 m

Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

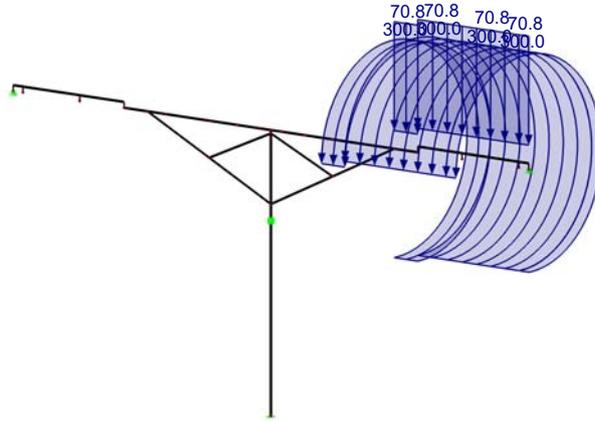
Seite: 6/21

Blatt: 1

LF11: VERKEHR GLEICHLAST 1

LF11: Verkehr Gleichlast 1
Belastung [kN/m], [kNm/m]

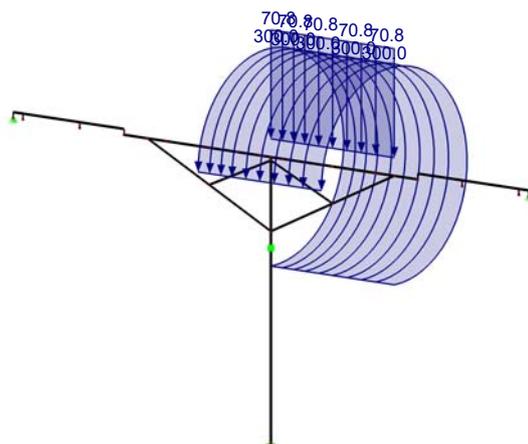
Isometrie



LF12: VERKEHR GLEICHLAST 2

LF12: Verkehr Gleichlast 2
Belastung [kN/m], [kNm/m]

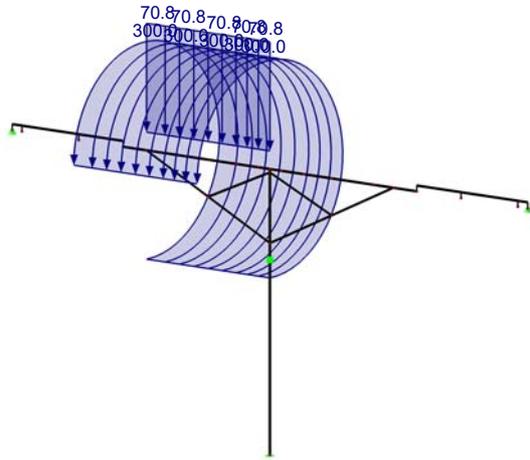
Isometrie



LF13: VERKEHR GLEICHLAST 3

LF13: Verkehr Gleichlast 3
Belastung [kN/m], [kNm/m]

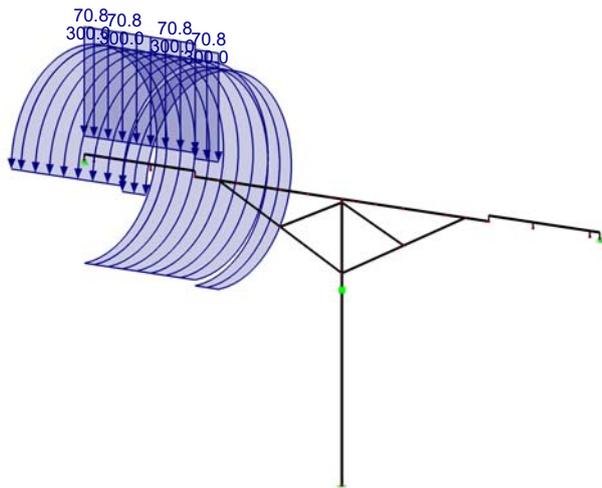
Isometrie



LF14: VERKEHR GLEICHLAST 4

LF14: Verkehr Gleichlast 4
Belastung [kN/m], [kNm/m]

Isometrie



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

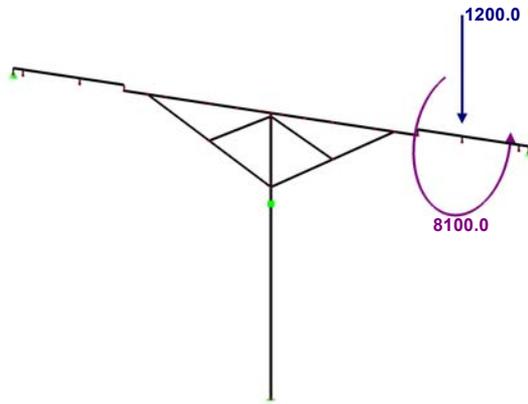
Seite: 8/21

Blatt: 1

■ LF20: LKW EINZELLAST

LF20: LKW Einzellast
Belastung [kN], [kNm]

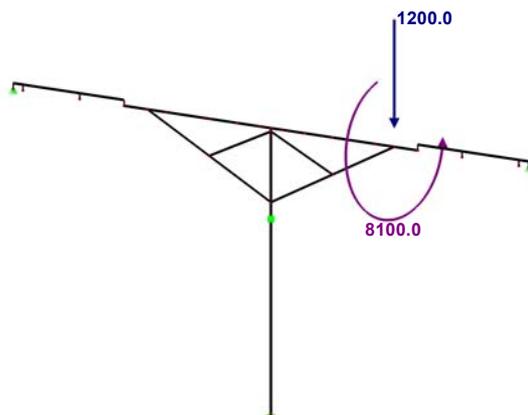
Isometrie



■ LF21

LF21
Belastung [kN], [kNm]

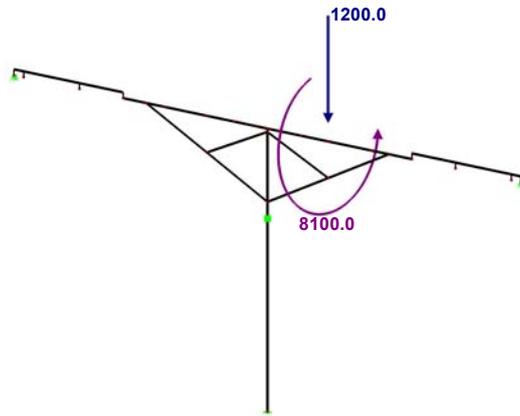
Isometrie



■ LF22

LF22
Belastung [kN], [kNm]

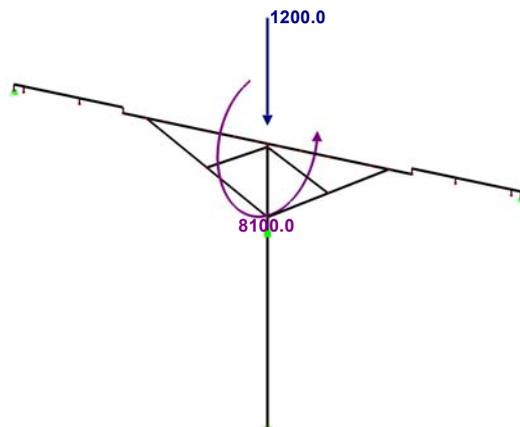
Isometrie



■ LF23

LF23
Belastung [kN], [kNm]

Isometrie



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

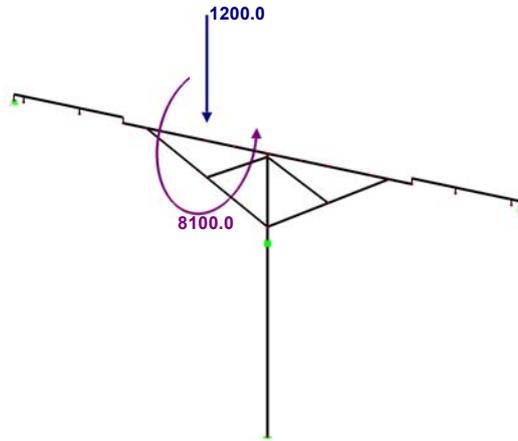
Seite: 10/21

Blatt: 1

■ LF24

LF24
Belastung [kN], [kNm]

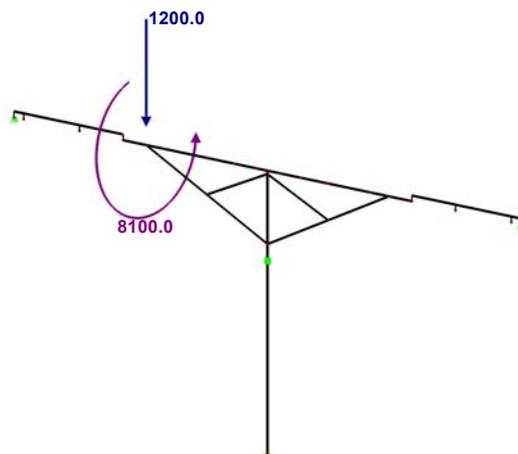
Isometrie



■ LF25

LF25
Belastung [kN], [kNm]

Isometrie



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

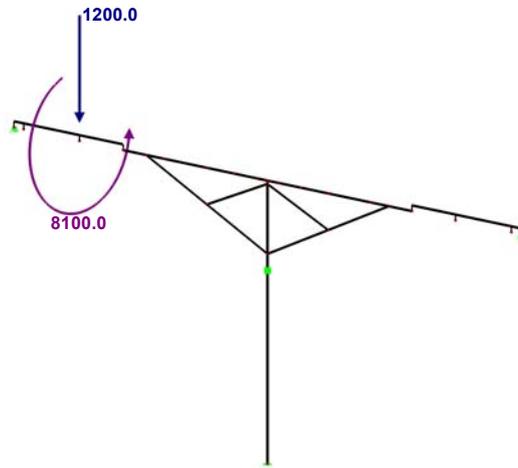
Seite: 11/21

Blatt: 1

■ LF26

LF26
Belastung [kN], [kNm]

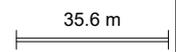
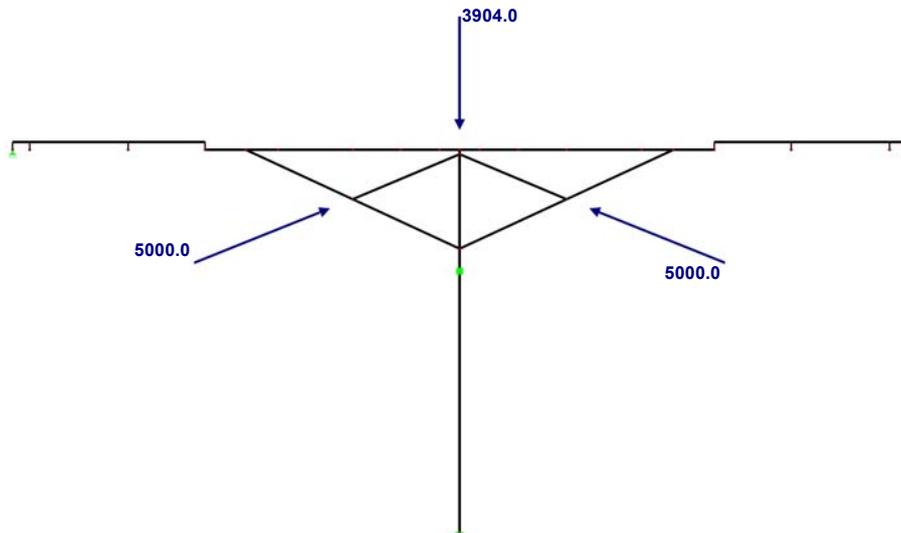
Isometrie



■ LF100: SPANNLITZEN

LF100: Spannlitzen
Belastung [kN]

In Y-Richtung



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

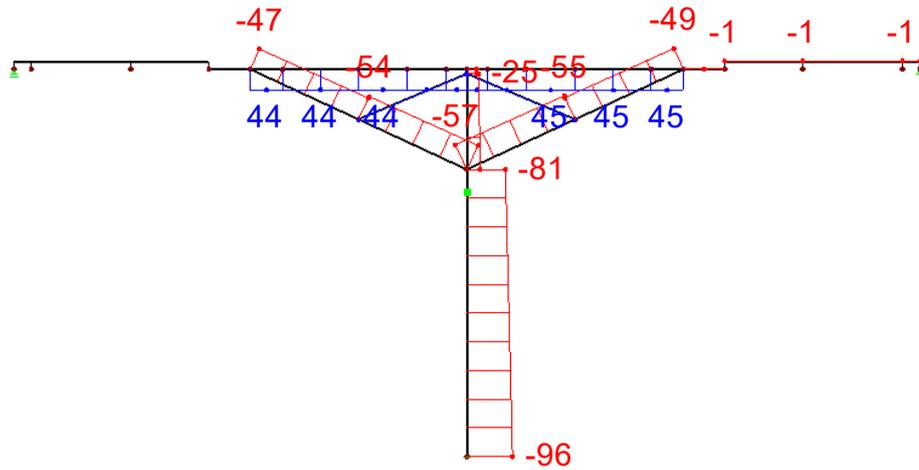
Seite: 12/21

Blatt: 1

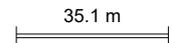
■ SCHNITTGRÖSSEN N SLS STÄNDIG

LK6: SLS Ständig
Schnittgrößen N

In Y-Richtung



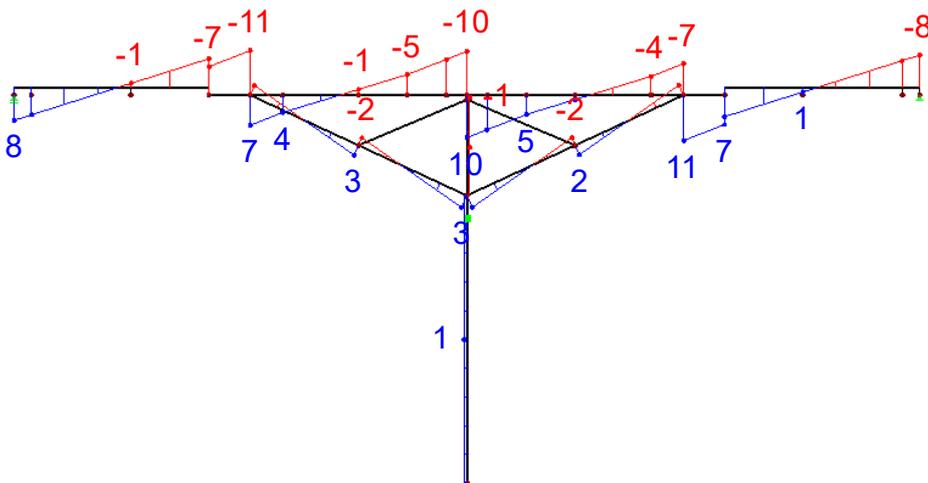
Max N: 45, Min N: -96 MN



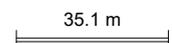
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z SLS STÄNDIG

LK6: SLS Ständig
Schnittgrößen V_z

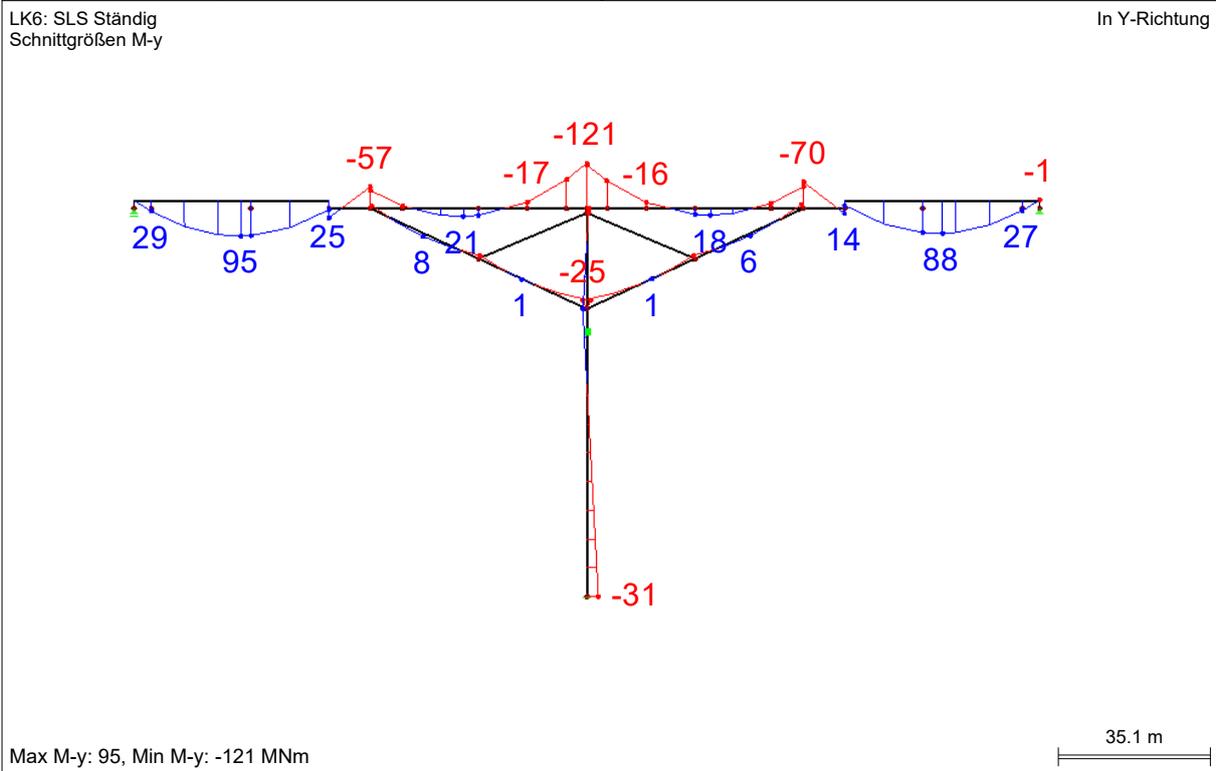
In Y-Richtung



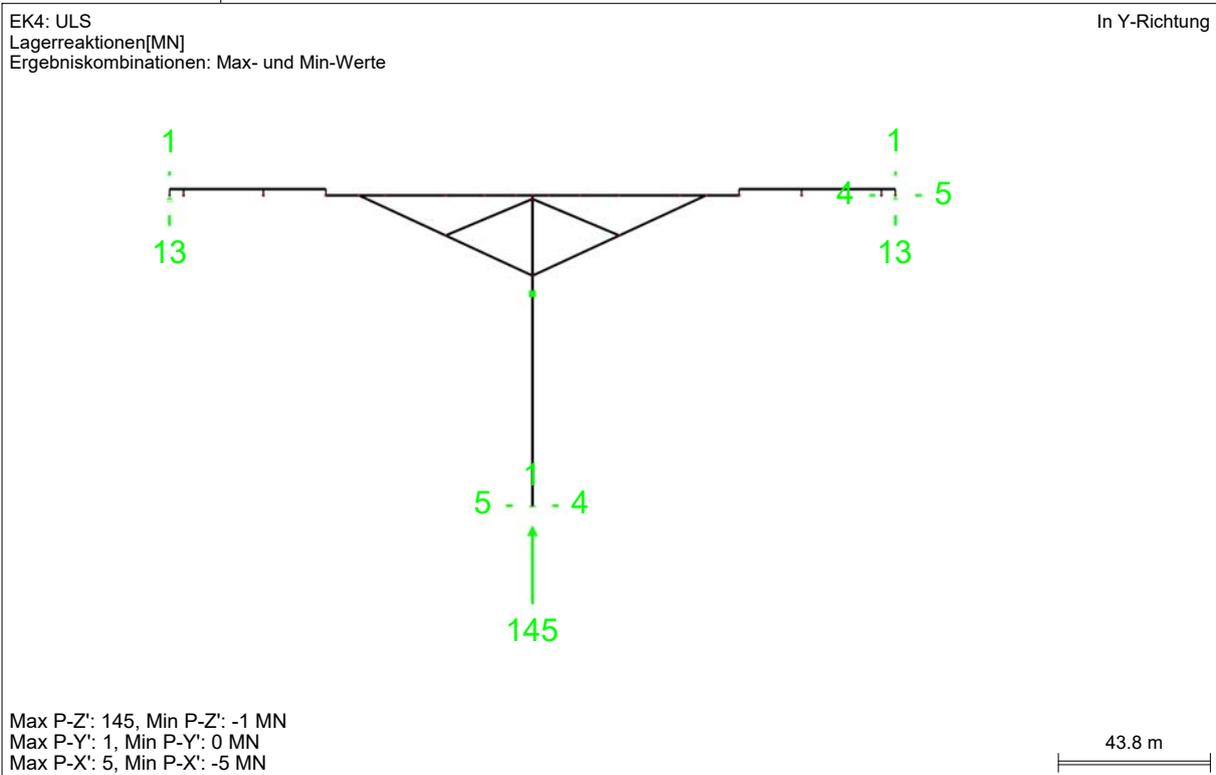
Max V_z : 11, Min V_z : -11 MN



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y SLS STÄNDIG



■ LAGERREAKTIONEN



Datum: 07.06.2016

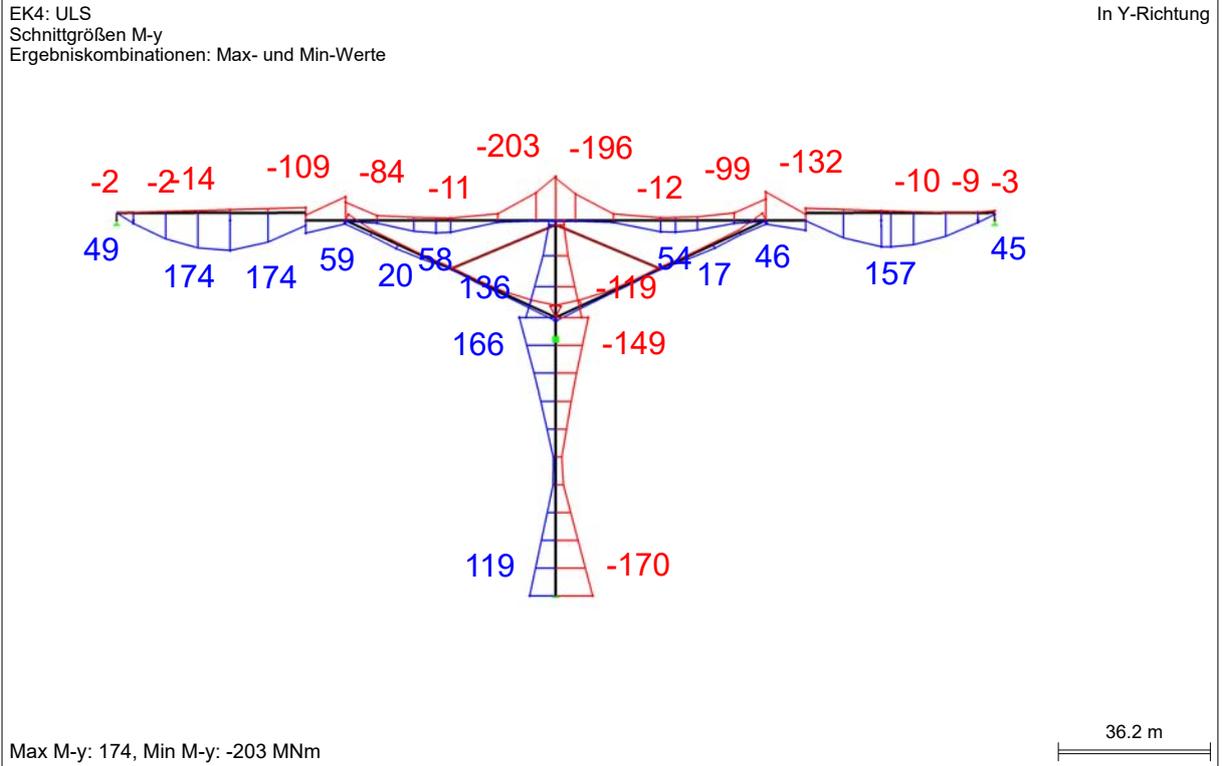
Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

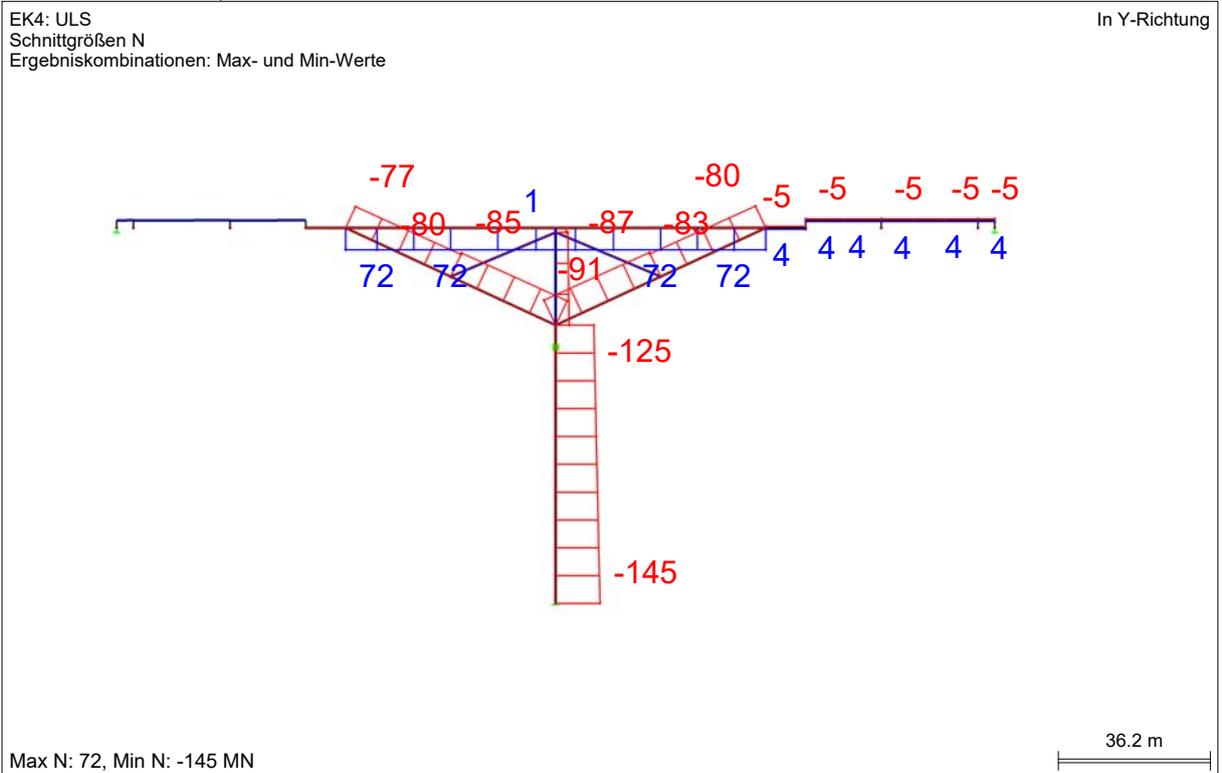
Seite: 14/21

Blatt: 1

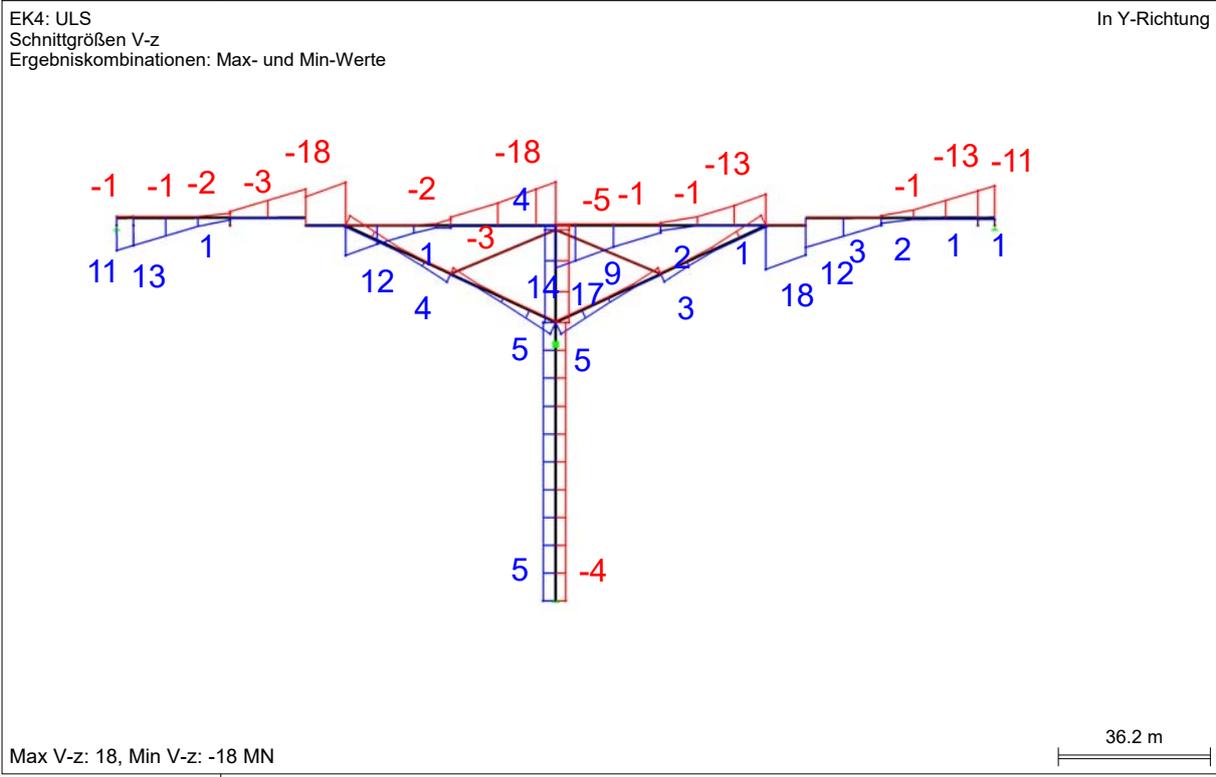
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



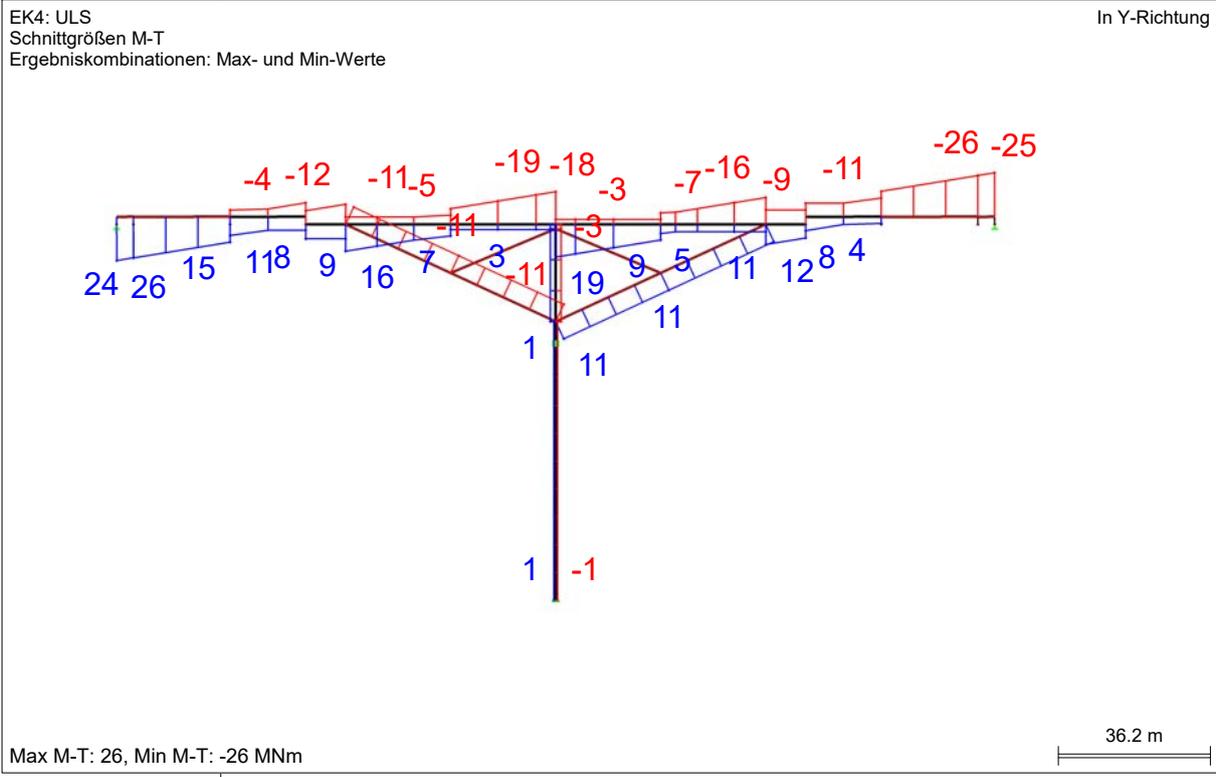
■ SCHNITTGRÖSSEN N



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ SCHNITTGRÖSSEN M_T



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

Seite: 16/21

Blatt: 1

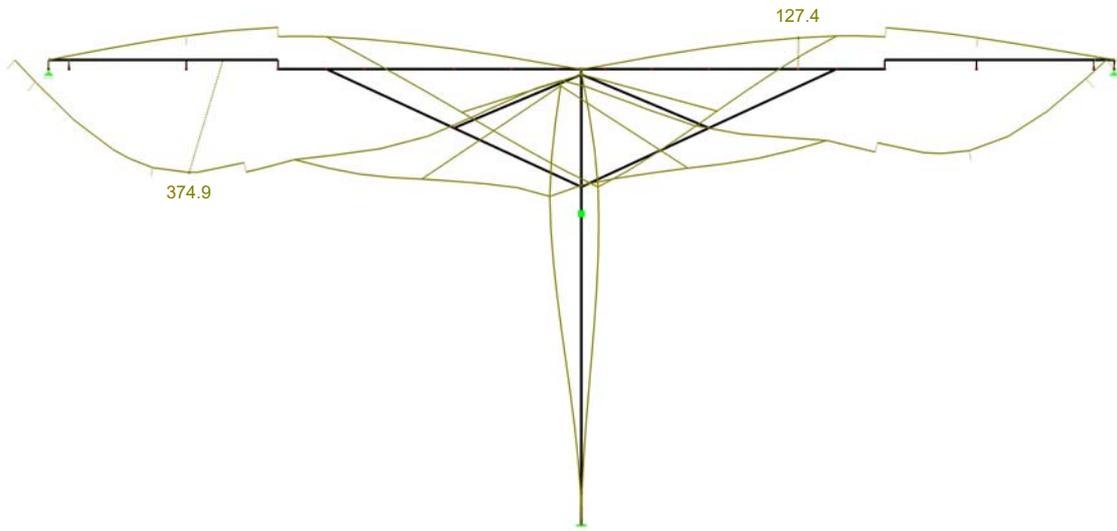
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u

EK4: ULS

Globale Verformungen u

Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung



Max u: 374.9, Min u: 0.0 mm
Faktor für Verformungen: 62.00

29.8 m

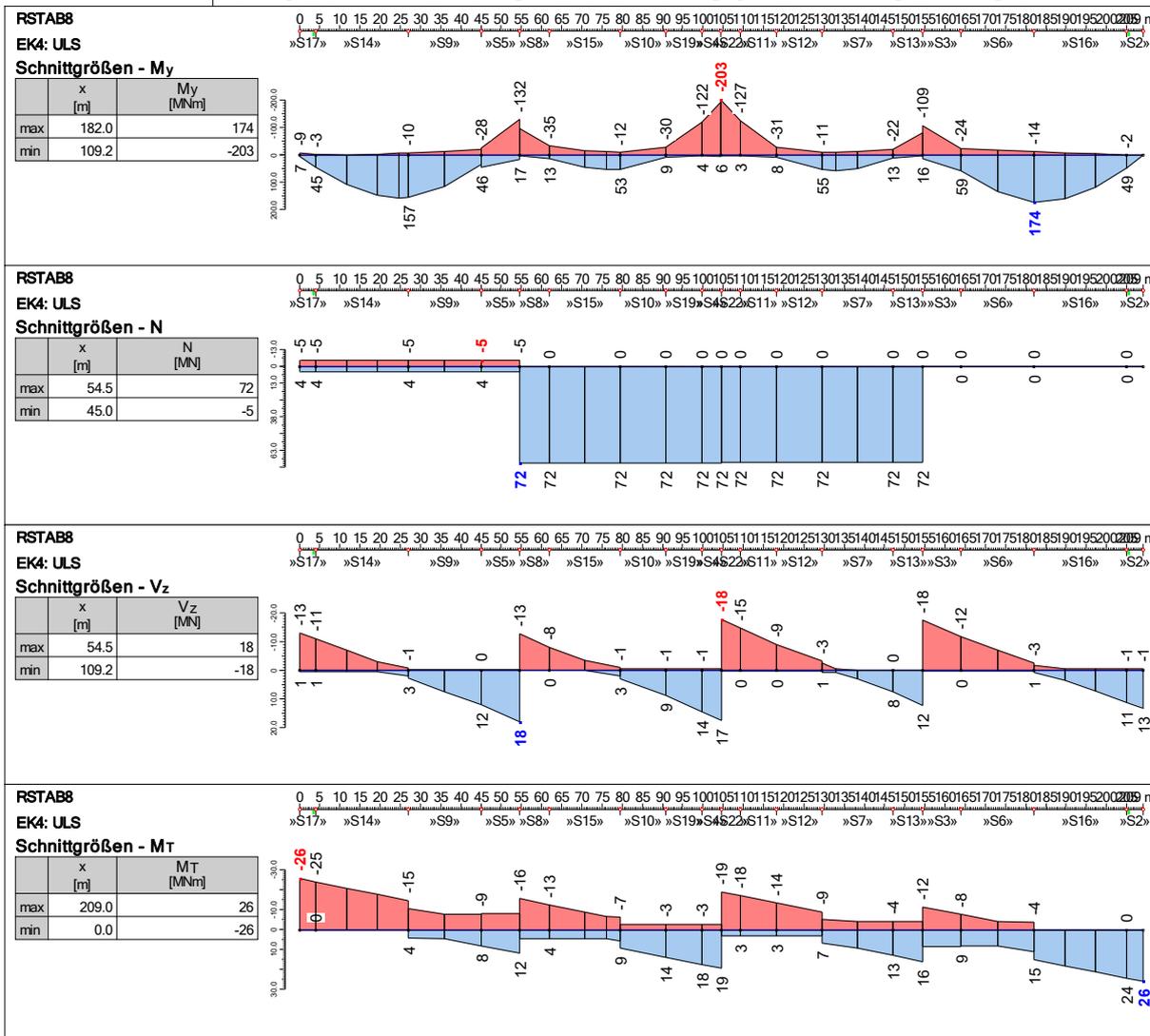
Datum: 07.06.2016

Projekt: Stabmodell Endzustand

Seite: 17/21

Blatt: 1

■ ERGEBNISVERLÄUFE DES BRÜCKENTRÄGERS ULS



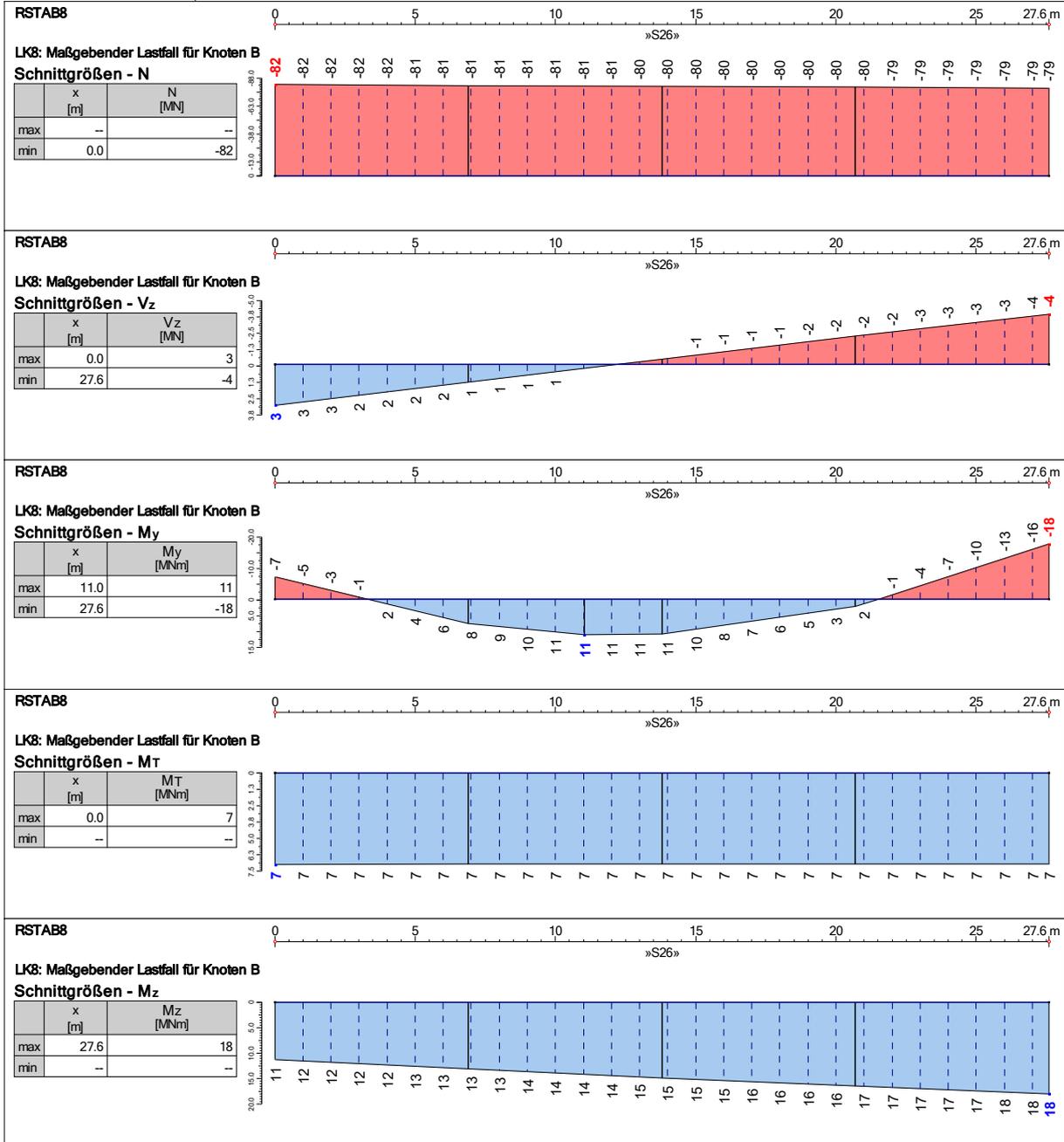
Datum: 07.06.2016

Projekt: Modell: Stabmodell Endzustand

Seite: 18/21

Blatt: 1

■ ERGEBNISVERLÄUFE DRUCKSTREBE MASSGEBEND FÜR KNOTEN B



Die Schnittgrößen wurden mit Teilsicherheitsbeiwerten berechnet. Die relevanten Schnittgrößen sind jene am rechten Ende der Verläufe

Datum: 07.06.2016

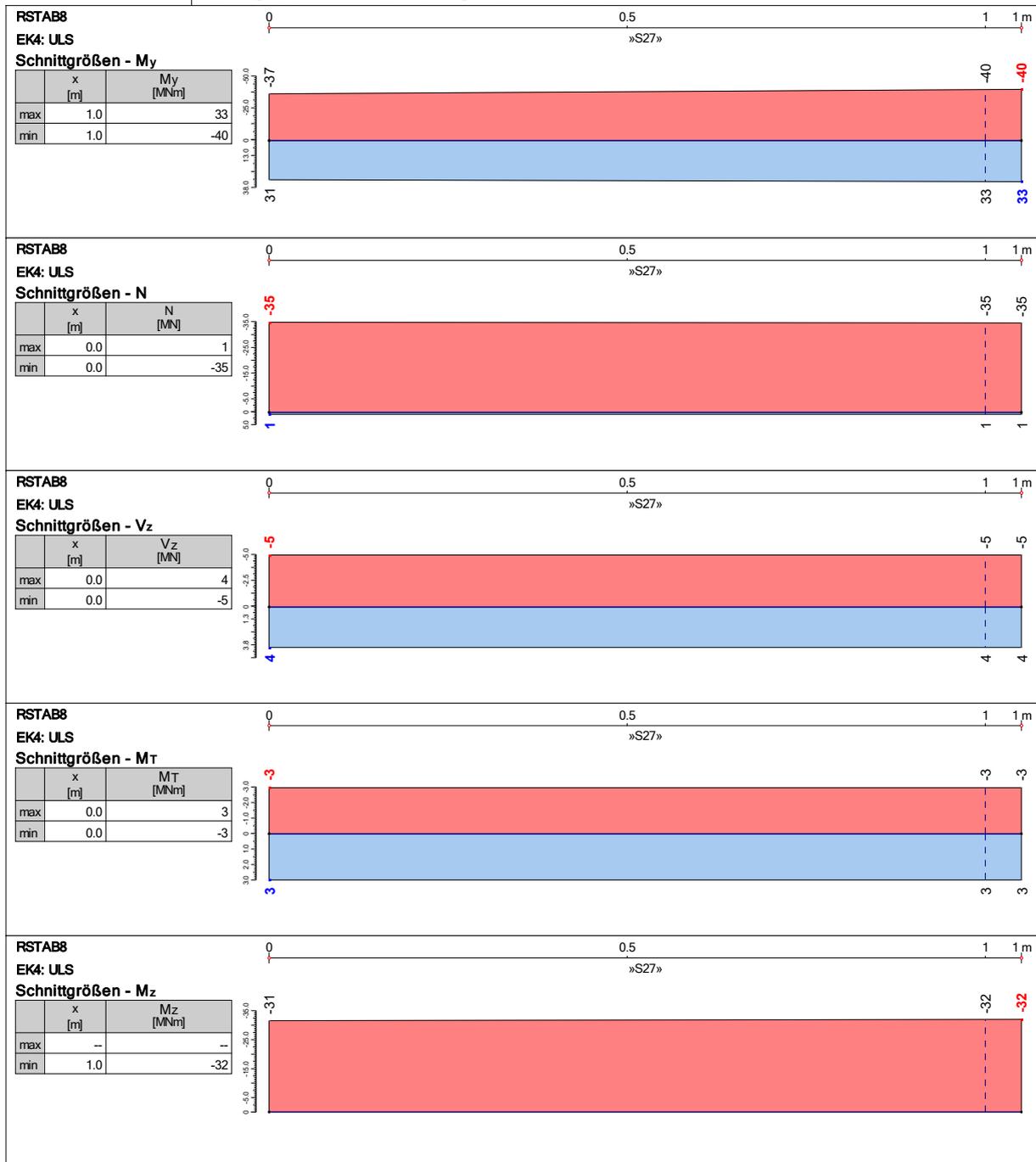
Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

Seite: 19/21

Blatt: 1

■ ERGEBNISVERLÄUFE PFEILER



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Endzustand

Seite: 20/21

Blatt: 1

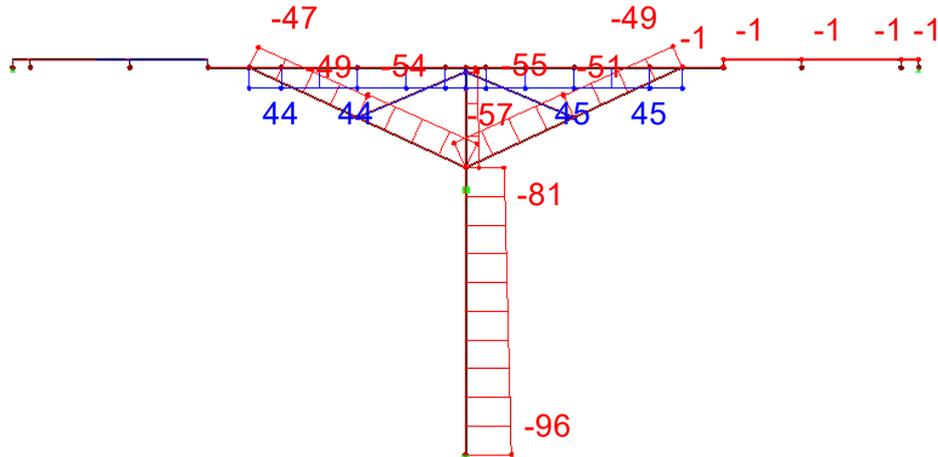
■ SCHNITTGRÖSSEN N QUASI STÄNDIG

EK8: Quasi Ständig

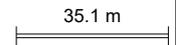
Schnittgrößen N

Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung



Max N: 45, Min N: -96 MN



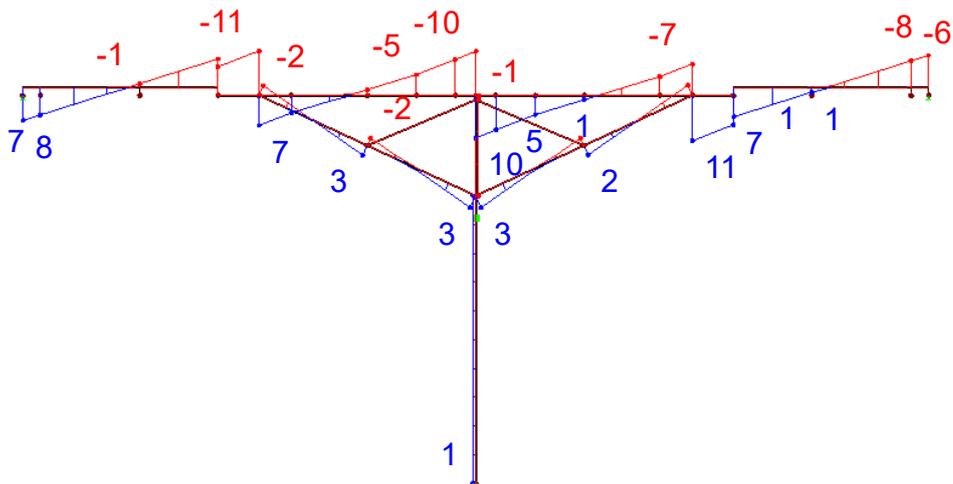
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z QUASI STÄNDIG

EK8: Quasi Ständig

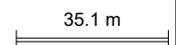
Schnittgrößen V-z

Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung



Max V-z: 11, Min V-z: -11 MN



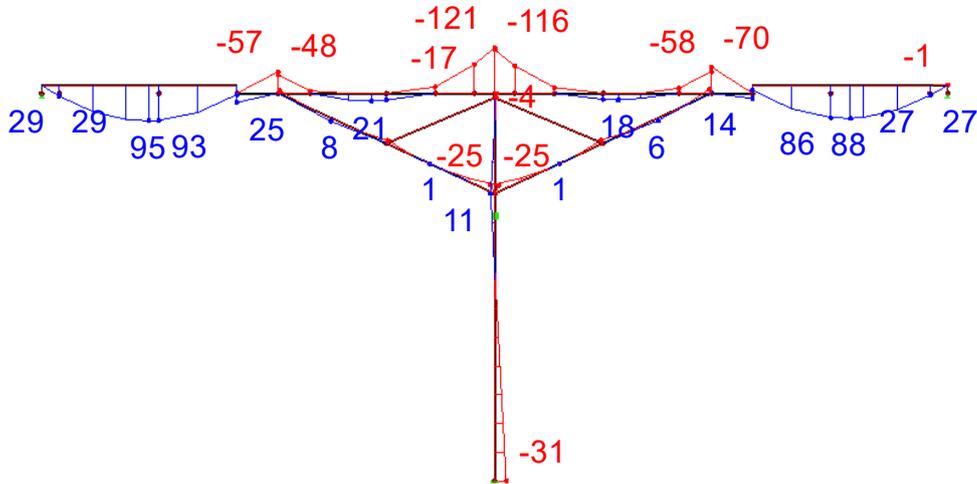
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y QUASI STÄNDIG

EK8: Quasi Ständig

Schnittgrößen M-y

Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

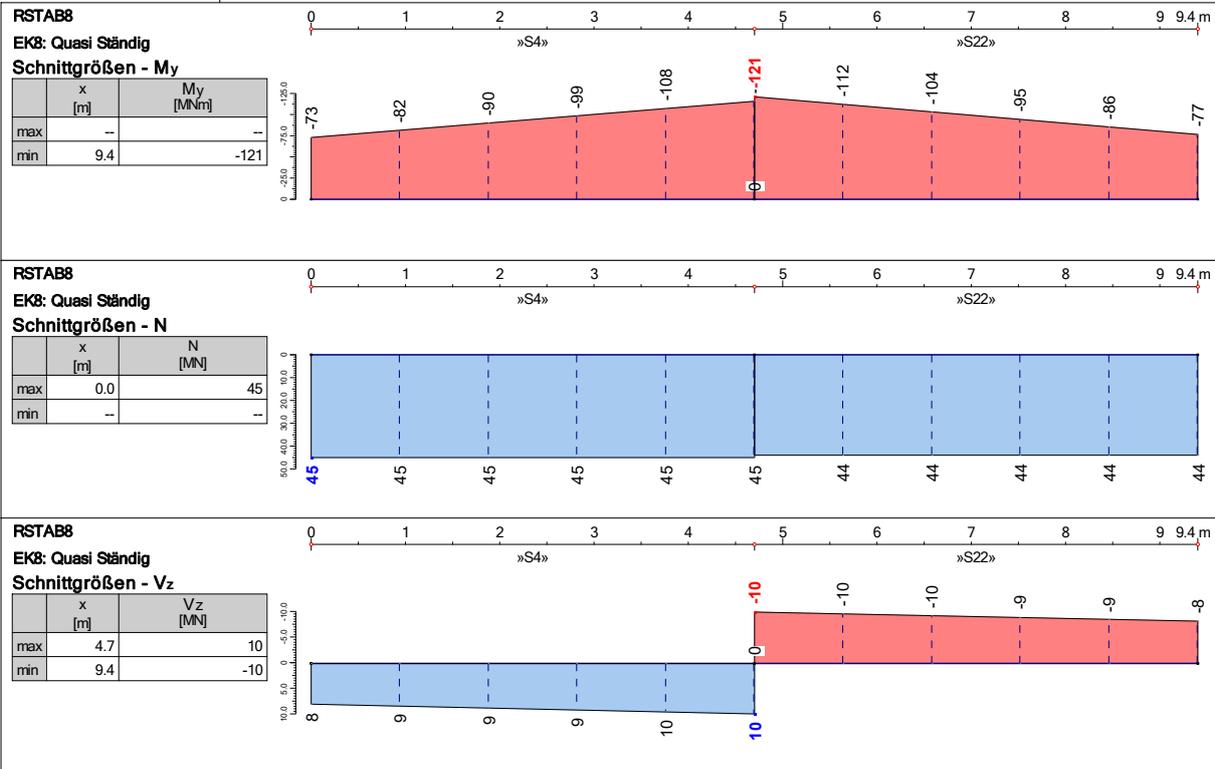
In Y-Richtung



Max M-y: 95, Min M-y: -121 MNm

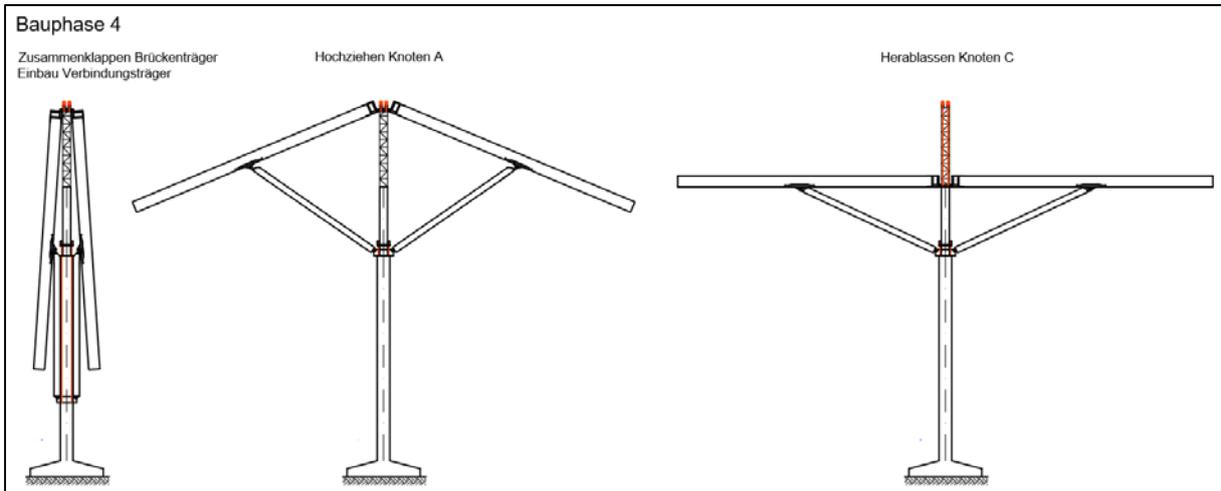
35.1 m

■ ERGEBNISVERLÄUFE FÜR DEN BRÜCKENTRÄGER ÜBER DEM PFEILER QUASI STÄNDIG

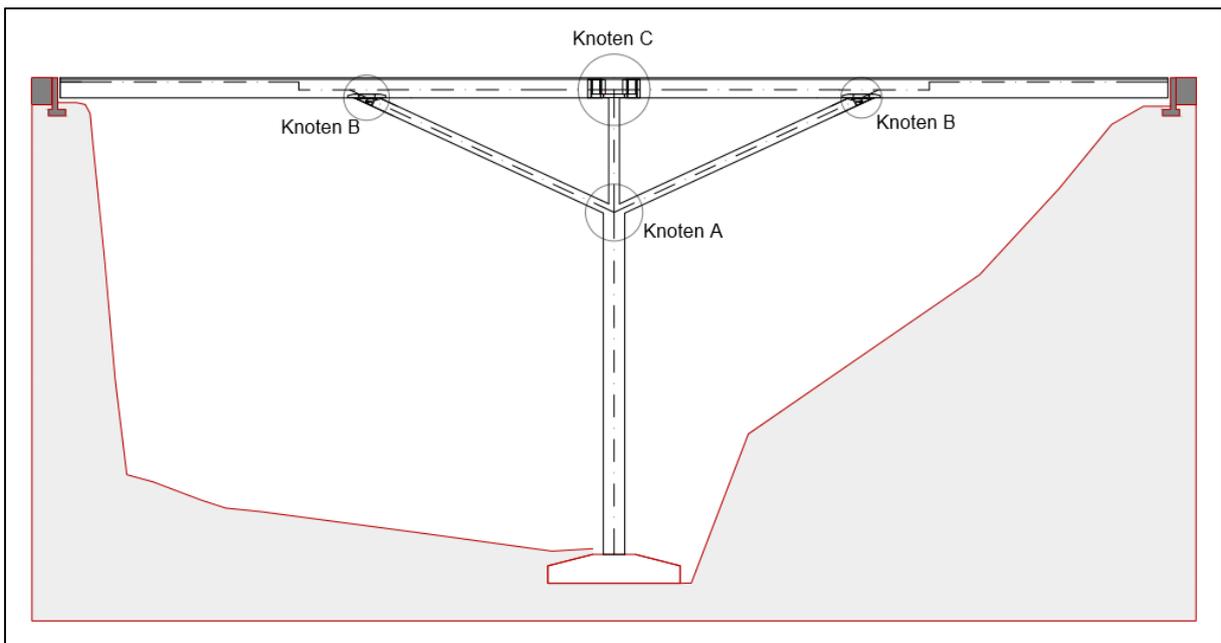


10.2 Anhang B - Stabmodell Bauzustand

Abbildung des Klappvorgangs



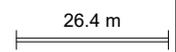
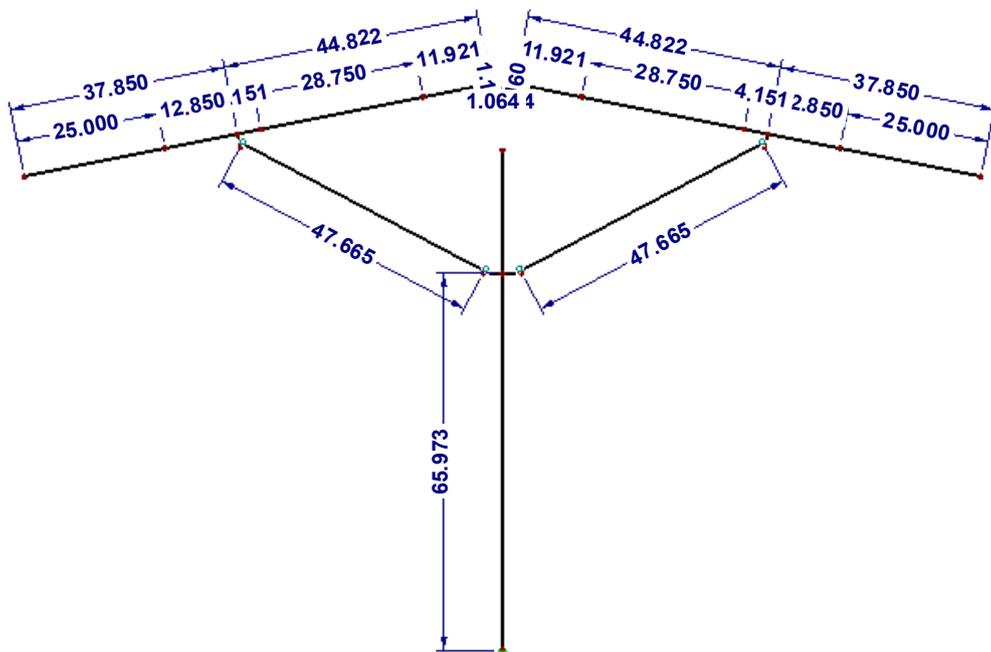
Lage der Knoten



In diesem Anhang ist das Stabmodell des Klappvorgangs enthalten.

■ MODELL

In Y-Richtung



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

Seite: 2/15

Blatt: 1

1.2 MATERIALIEN

Mat. Nr.	Modul E [kN/cm ²]	Modul G [kN/cm ²]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]	Wärmedehn. α [1/°C]	Teilsich.-Beiwert γ_M [-]	Material-Modell
1	Beton C30/37 EN 1992-1-1:2004/AC:2010 3300.00	1375.00	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
2	Beton C50/60 EN 1992-1-1:2004/AC:2010 3700.00	1541.67	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
3	Baustahl S 355 EN 10025-2:2004-11 21000.00	8076.92	78.50	1.20E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
4	Baustahl S 235 DIN 18800:1990-11 21000.00	8100.00	78.50	1.20E-05	1.10	Isotrop linear elastisch
	Baustahl S 235					
5	Beton C30/37 DIN 1045-1:2008-08 2830.00	1179.17	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
	Beton C30/37					
6	Baustahl S 235 DIN 18800:1990-11 21000.00	8100.00	78.50	1.20E-05	1.10	Isotrop linear elastisch
	Baustahl S 235					
7	Baustahl S 235 DIN EN 10025-2:2004-11 21000.00	8076.92	0.00E+00	1.20E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
	Schwerelos					

1.3 QUERSCHNITTE

Pi(B) 6000/20/12/... Pi(B) 6000/30/15/...



Pi(B) 6000/10/30/... Pi(B) 6000/15/28/...



HK 2000/4000/250... HK 6000/2500/300...



HK 6000/4000/500... 2B 1500/260/500



Flachstahl 200/600 Flachstahl 100/100



Quers. Nr.	Mater. Nr.	I_T [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	Hauptachsen α [°]	Drehung α' [°]	Gesamtabmessungen [mm]	
		A [cm ²]	A_y [cm ²]	A_z [cm ²]			Breite b	Höhe h
19	Pi(B) 6000/20/12/5970/3500/1040/10/0/0 3	2066.42	37805984.00	129298390.4	0.00	180.00	7022.0	3500.0
		2240.80	836.20	672.30				
	Feldquerschnitt außen							
20	Pi(B) 6000/30/15/5970/3500/1040/10/0/0 3	6239.19	46054048.00	165767680.8	0.00	180.00	7025.0	3500.0
		3046.00	1245.69	839.93				
	Feldquerschnitt innen							
21	Pi(B) 6000/10/30/5940/3500/1040/30/0/0 3	8301.77	57766744.00	259140064.0	0.00	180.00	7010.0	3500.0
		3300.00	523.54	1515.74				
	Druckstreben-Querschnitt							
22	Pi(B) 6000/15/28/5940/3500/1040/40/0/0 3	10085.71	71247864.00	273615486.4	0.00	180.00	7008.0	3500.0
		3661.20	727.53	1473.58				
	Pfeiler-Querschnitt							
23	HK 2000/4000/250/250/250/250 1	411102144.0	168229168.0	530729166.6	0.00	0.00	4000.0	2000.0
		0	0	7				
	Druckstrebe	27500.00	17708.62	6214.29				
24	HK 6000/2500/300/300/300/300 1	1245046400.	2006819968.	472595000.0	0.00	90.00	2500.0	6000.0
		00	00	0				
	Pfeiler oben	47400.00	8519.19	32250.52				
25	HK 6000/4000/500/500/500/500 1	4367534592.	4075000064.	2075000000.	0.00	90.00	4000.0	6000.0
		00	00	00				
	Pfeiler unten	90000.00	28158.52	51615.52				
26	2B 1500/260/500 7	9877675.00	28125000.00	24785000.31	0.00	0.00	1260.0	1500.0
		15000.00	12500.00	12500.00				
27	Flachstahl 200/600 3	126433.58	360000.00	40000.00	0.00	0.00	200.0	600.0
		1200.00	1000.00	1000.00				
	Verbindung Knoten C							
28	Flachstahl 100/100 3	1403.33	833.33	833.33	0.00	0.00	100.0	100.0
		100.00	83.33	83.33				

Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

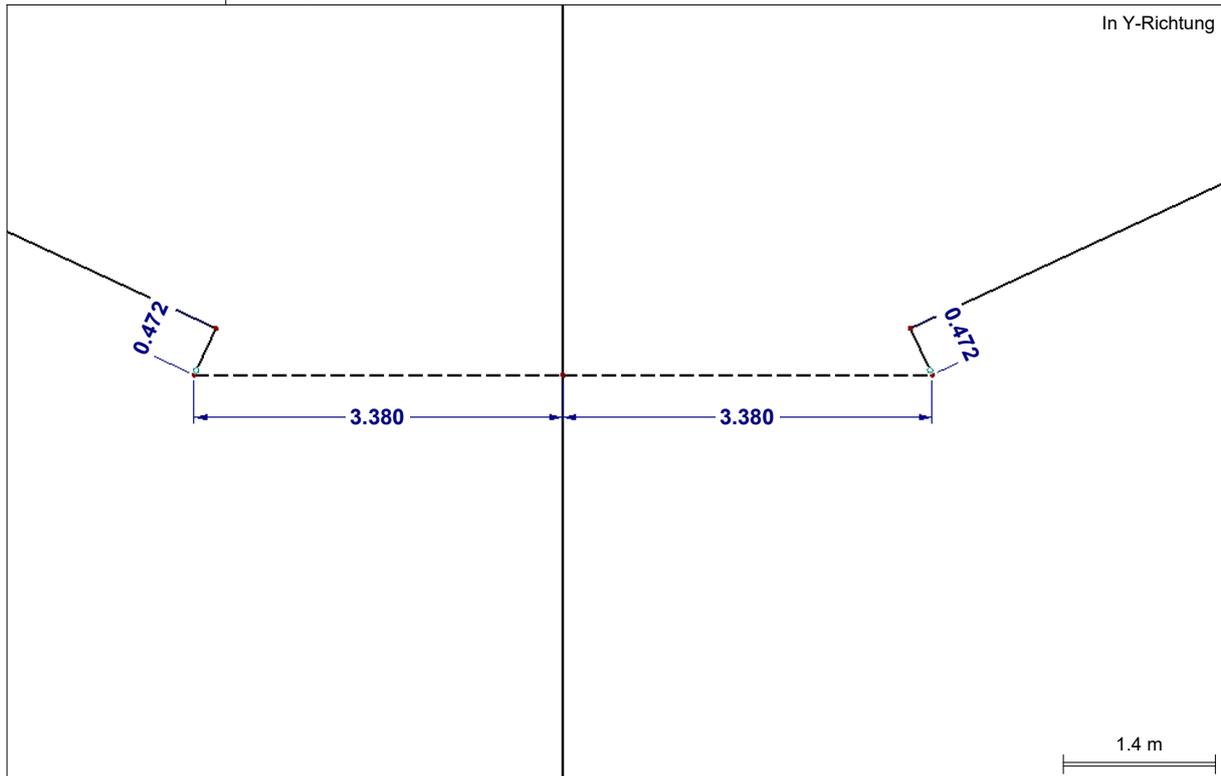
Seite: 3/15

Blatt: 1

1.3.1 QUERSCHNITTE - QUERSCHNITTSDREHUNG

Quers. Nr.	Bezeichnung	Winkel α [°]	Spiegeln	
			um Achse y	um Achse z
19	Pi(B) 6000/20/12/5970/3500/1040/10/0/0	180.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
20	Pi(B) 6000/30/15/5970/3500/1040/10/0/0	180.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
21	Pi(B) 6000/10/30/5940/3500/1040/30/0/0	180.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
22	Pi(B) 6000/15/28/5940/3500/1040/40/0/0	180.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
24	HK 6000/2500/300/300/300/300	90.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
25	HK 6000/4000/500/500/500/500	90.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

1.3.2 KNOTEN A



Datum: 07.06.2016

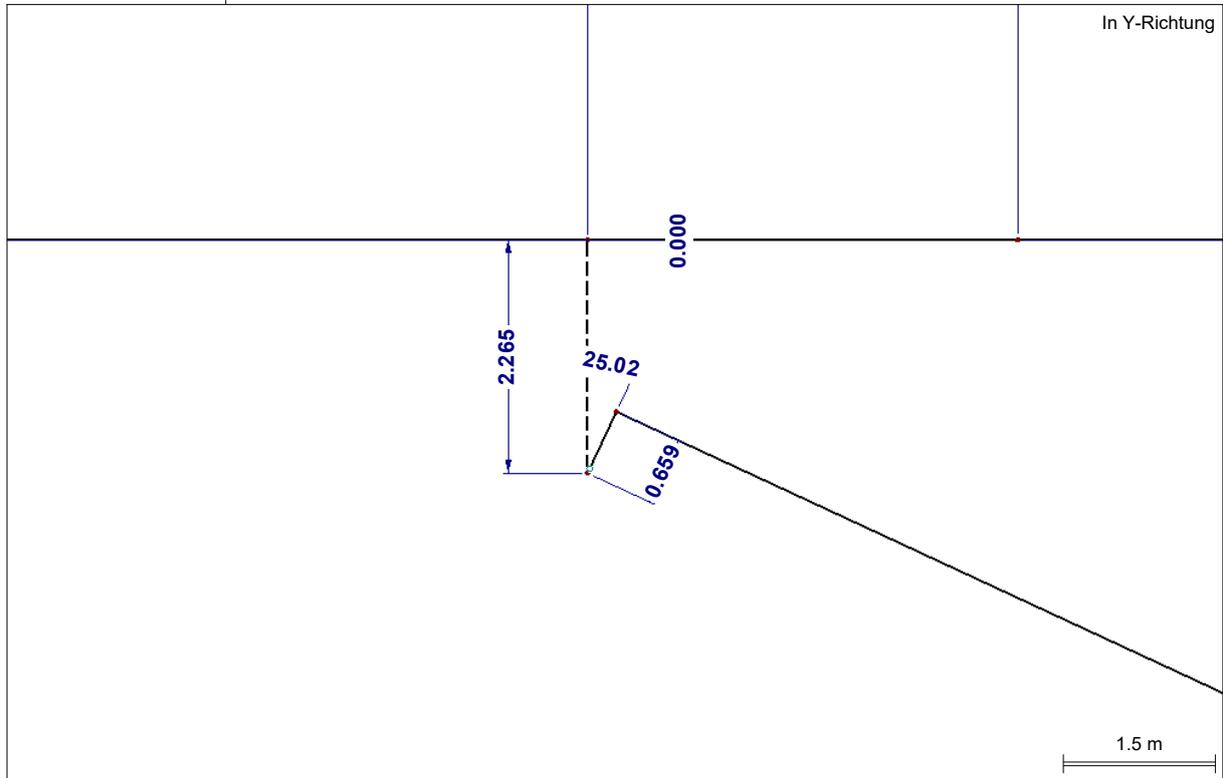
Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

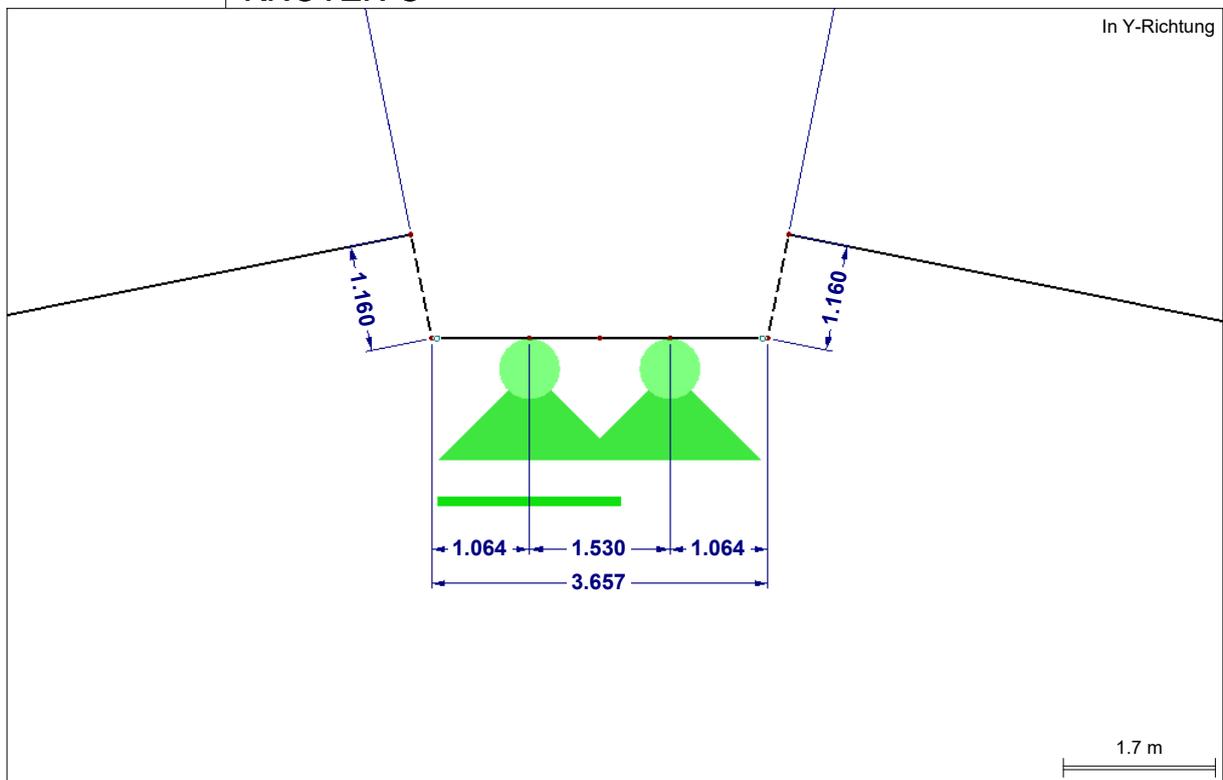
Seite: 4/15

Blatt: 1

■ KNOTEN B



■ KNOTEN C



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

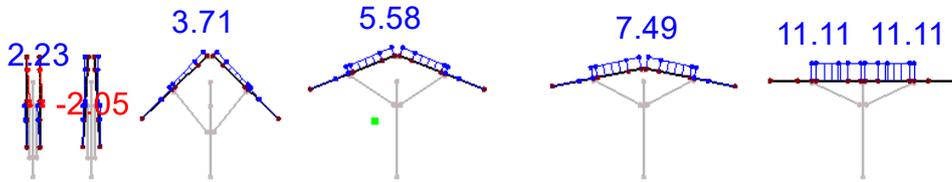
Seite: 5/15

Blatt: 1

■ SCHNITTGRÖSSEN N BRÜCKENTRÄGER

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen N

In Y-Richtung



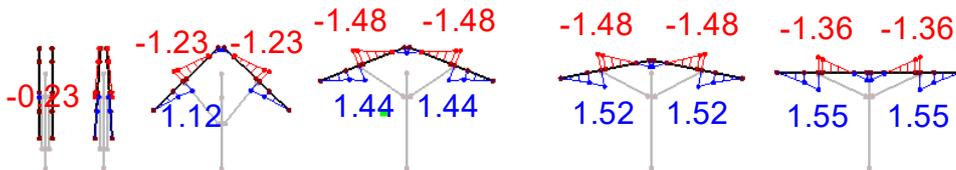
Max N: 11.11, Min N: -2.05 MN

138.3 m

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z BRÜCKENTRÄGER

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen V_z

In Y-Richtung



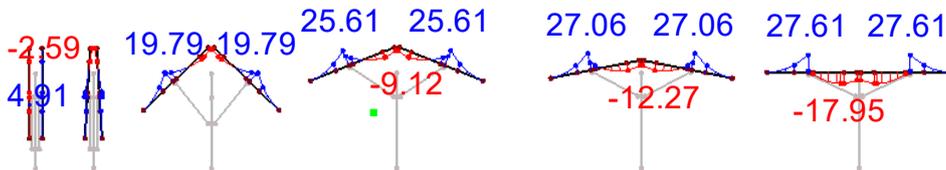
Max V_z : 1.55, Min V_z : -1.48 MN

139.2 m

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y BRÜCKENTRÄGER

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen M_y

In Y-Richtung



Max M_y : 27.61, Min M_y : -17.95 MNm

139.2 m

Datum: 07.06.2016

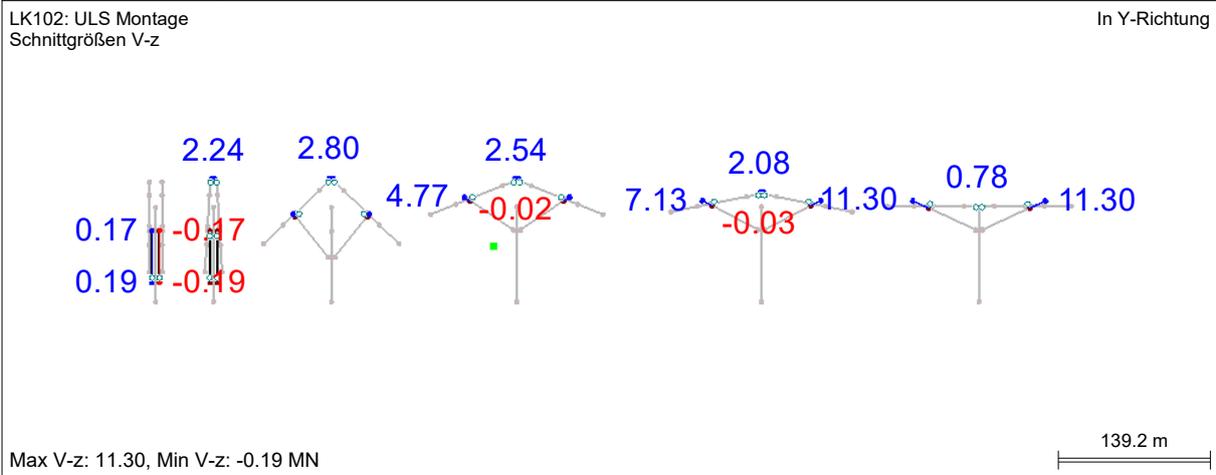
Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

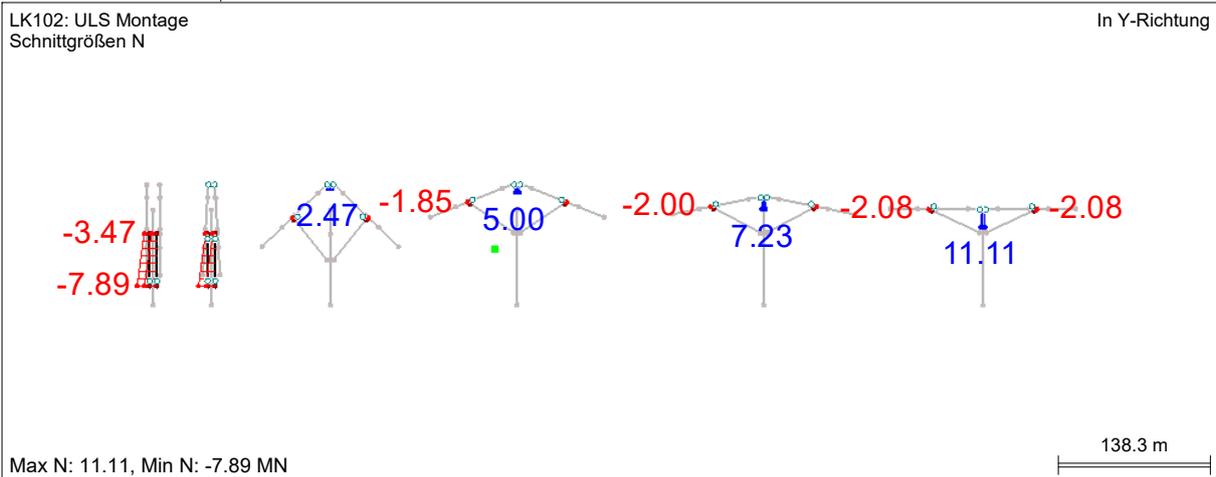
Seite: 6/15

Blatt: 1

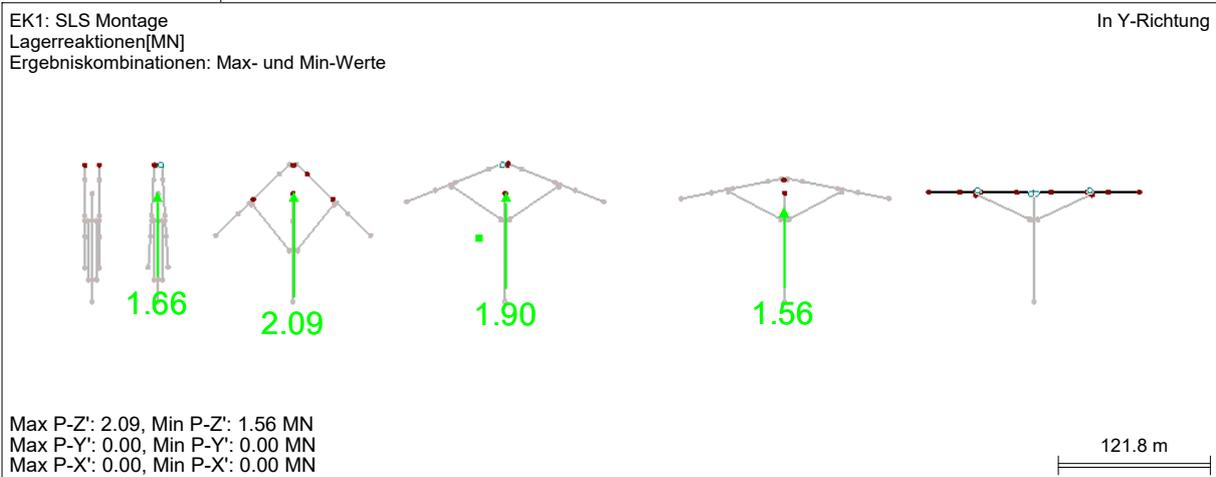
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z KNOTEN



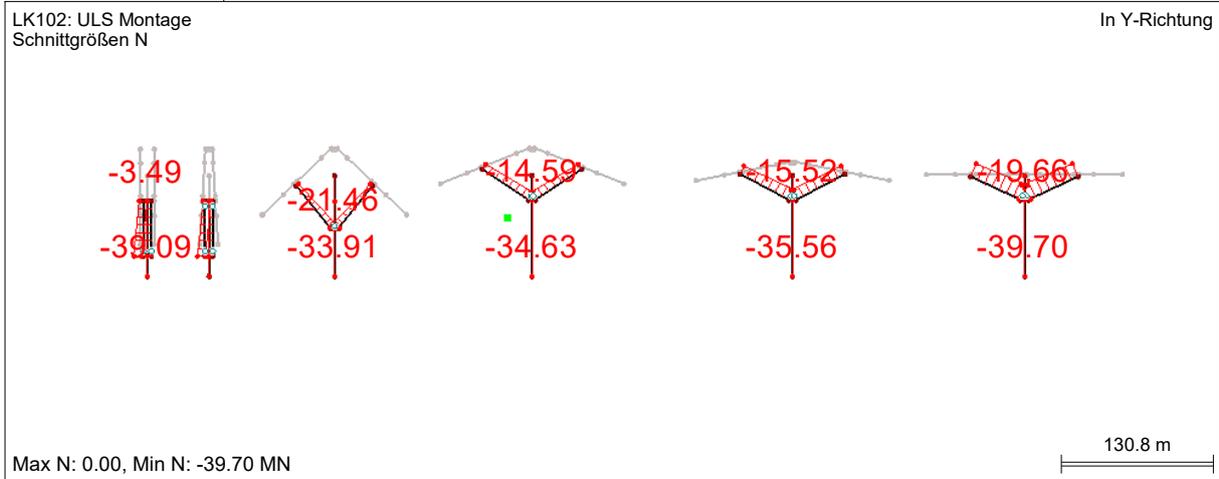
■ SCHNITTGRÖSSEN N KNOTEN



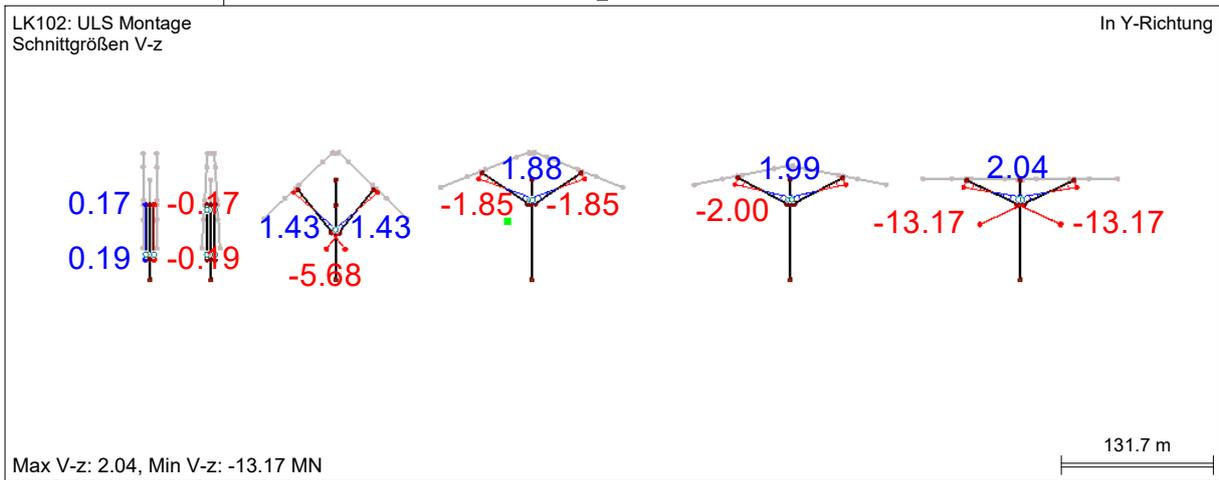
■ LAGERREAKTIONEN ULS VERBINDUNGSTRÄGER



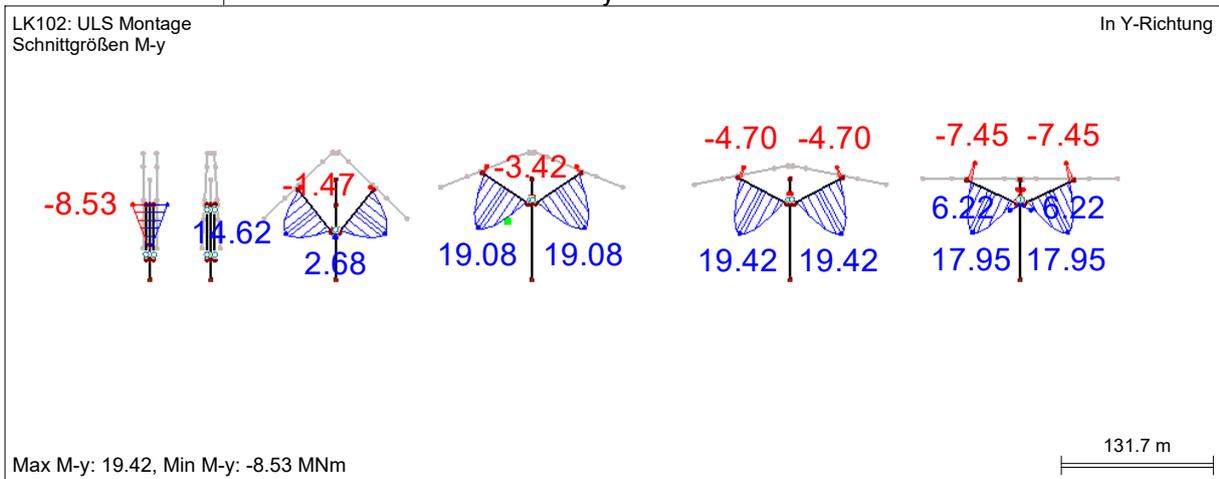
■ SCHNITTGRÖSSEN N PFEILER UND DRUCKSTREBE



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z PFEILER UND DRUCKSTREBE



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y PFEILER UND DRUCKSTREBE



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

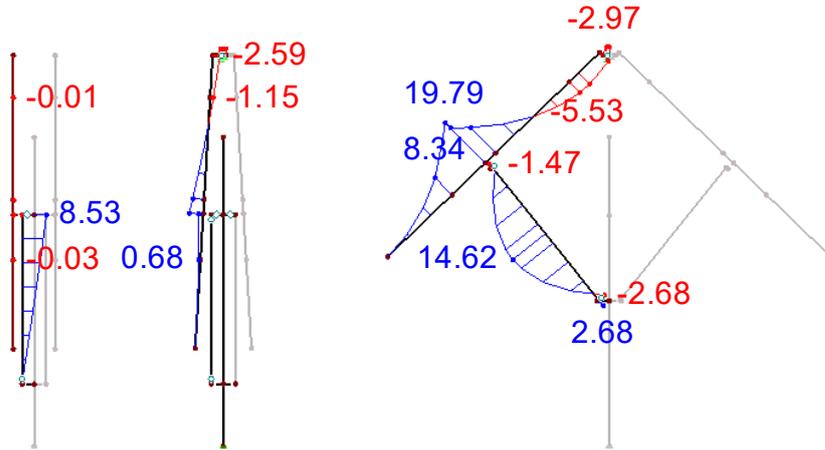
Seite: 8/15

Blatt: 1

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y VORGANG 1 - 3

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen M-y

In Y-Richtung



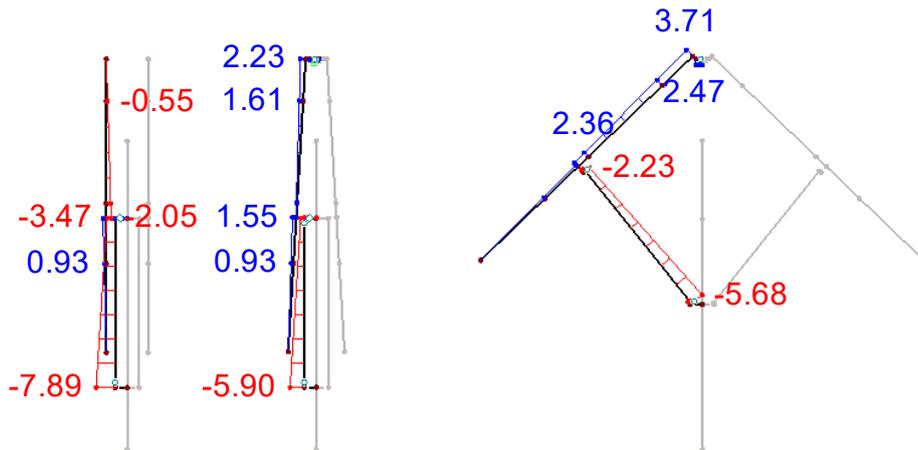
Max M-y: 19.79, Min M-y: -5.53 MNm

42.6 m

■ SCHNITTGRÖSSEN N VORGANG 1 - 3

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen N

In Y-Richtung



Max N: 3.71, Min N: -7.89 MN

42.6 m

Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

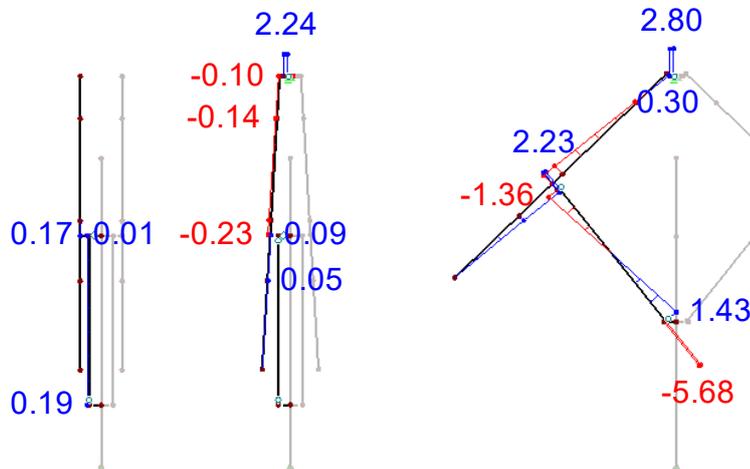
Seite: 9/15

Blatt: 1

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z VORGANG 1 - 3

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen V-z

In Y-Richtung



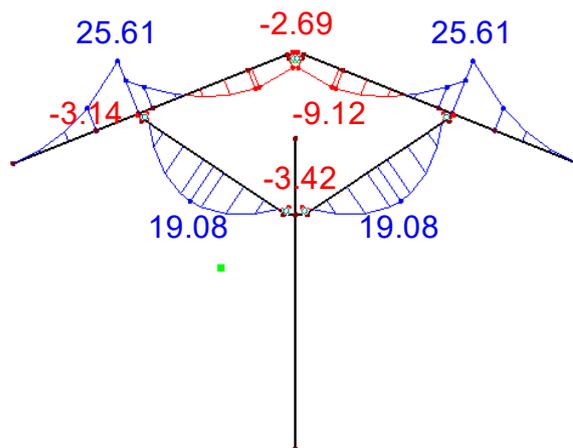
Max V-z: 2.80, Min V-z: -5.68 MN

42.6 m

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y VORGANG 4

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen M-y

In Y-Richtung



Max M-y: 25.61, Min M-y: -9.12 MNm

42.6 m

Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

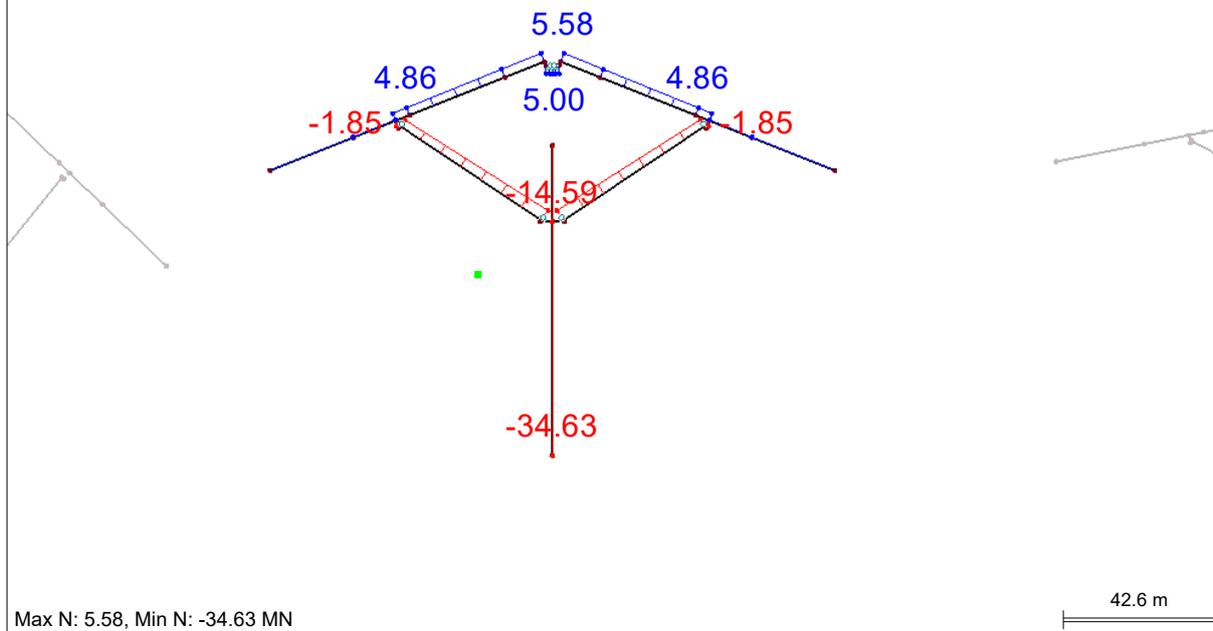
Seite: 10/15

Blatt: 1

■ SCHNITTGRÖSSEN N VORGANG 4

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen N

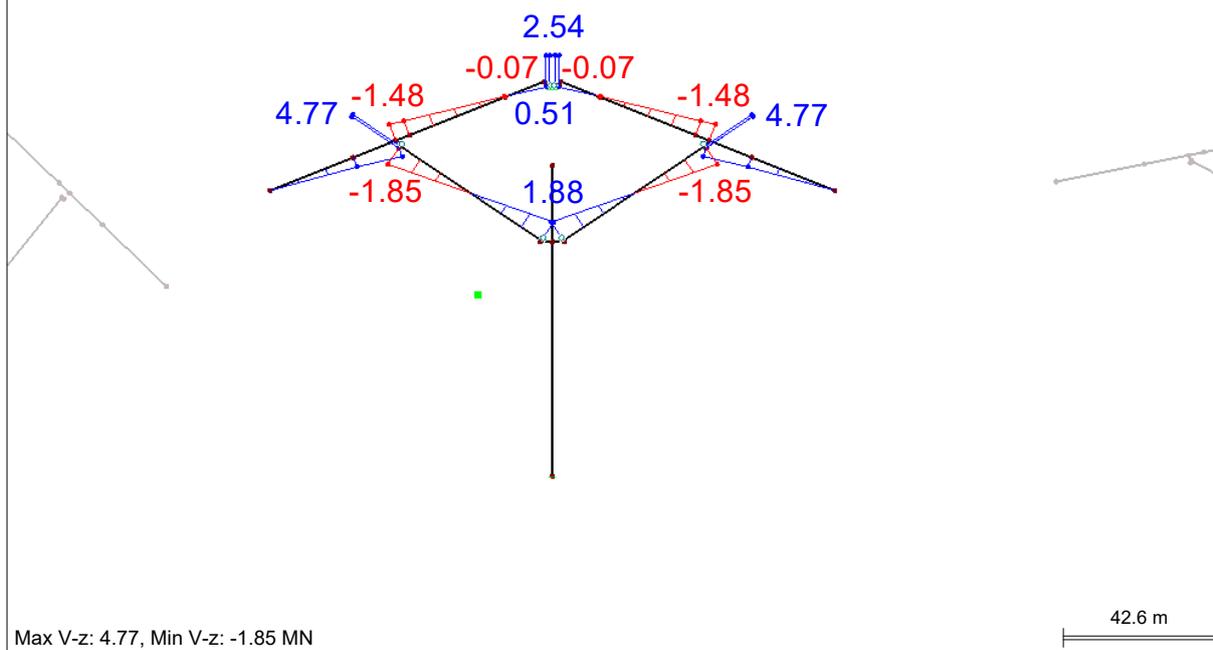
In Y-Richtung



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z VORGANG 4

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen V-z

In Y-Richtung



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

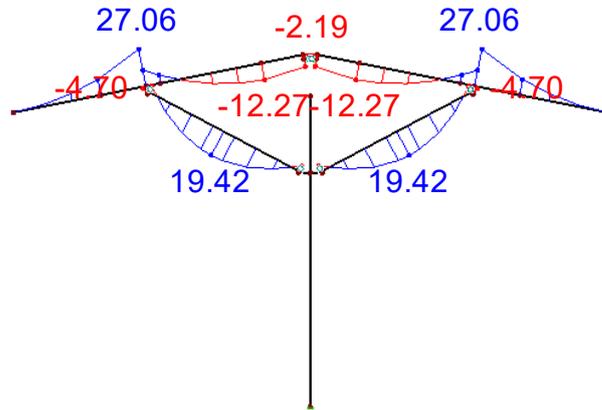
Seite: 11/15

Blatt: 1

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y VORGANG 5

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen M-y

In Y-Richtung



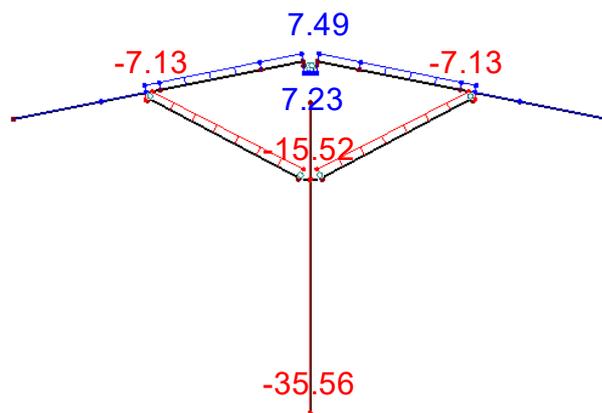
Max M-y: 27.06, Min M-y: -12.27 MNm



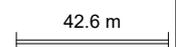
■ SCHNITTGRÖSSEN N VORGANG 5

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen N

In Y-Richtung



Max N: 7.49, Min N: -35.56 MN



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

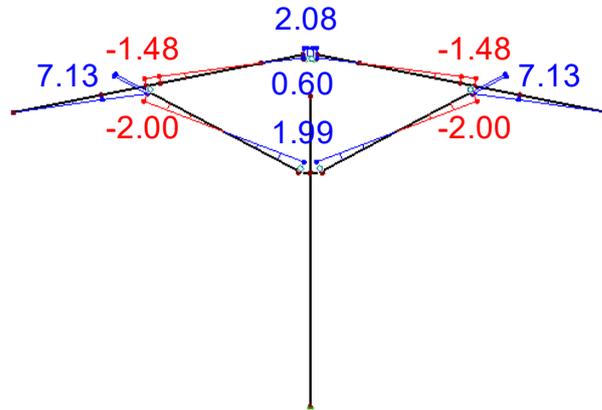
Seite: 12/15

Blatt: 1

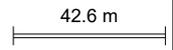
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z VORGANG 5

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen V-z

In Y-Richtung



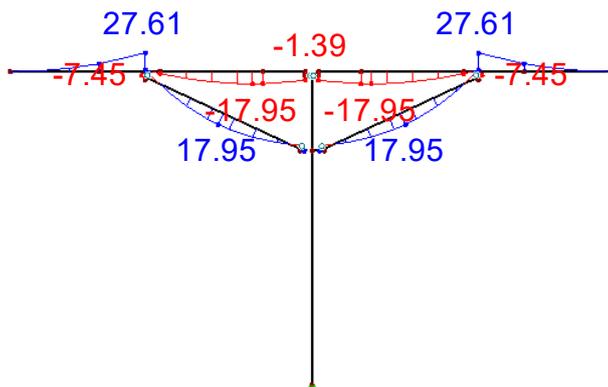
Max V-z: 7.13, Min V-z: -2.00 MN



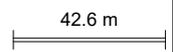
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y VORGANG 6

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen M-y

In Y-Richtung



Max M-y: 27.61, Min M-y: -17.95 MNm



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

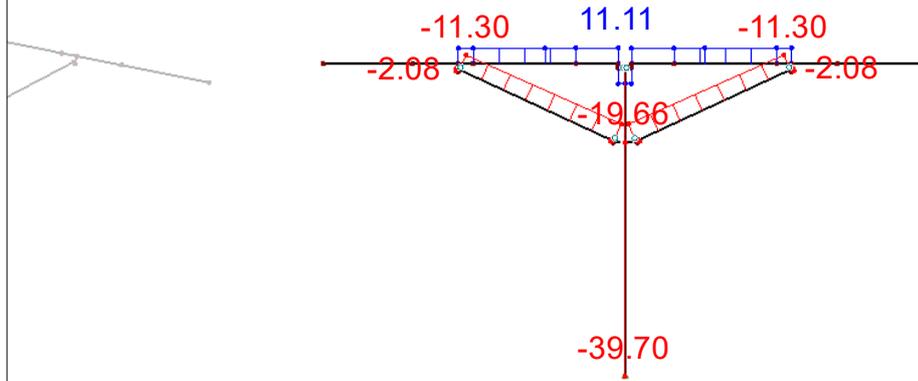
Seite: 13/15

Blatt: 1

■ SCHNITTGRÖSSEN N VORGANG 6

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen N

In Y-Richtung

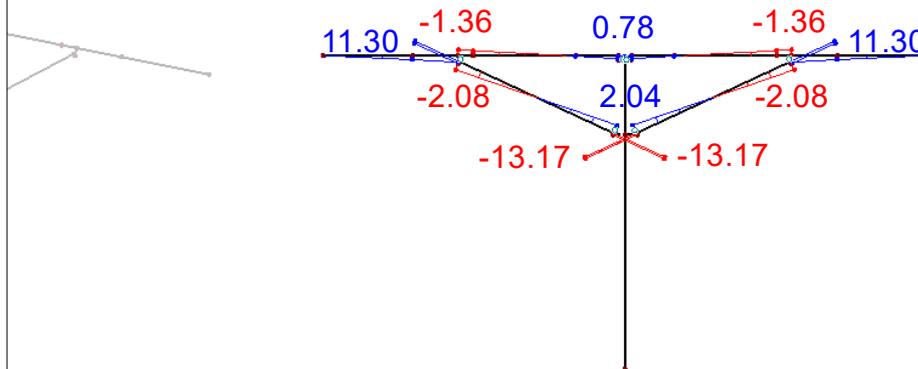


Max N: 11.11, Min N: -39.70 MN

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z VORGANG 6

LK102: ULS Montage
Schnittgrößen V-z

In Y-Richtung



Max V-z: 11.30, Min V-z: -13.17 MN

Datum: 07.06.2016

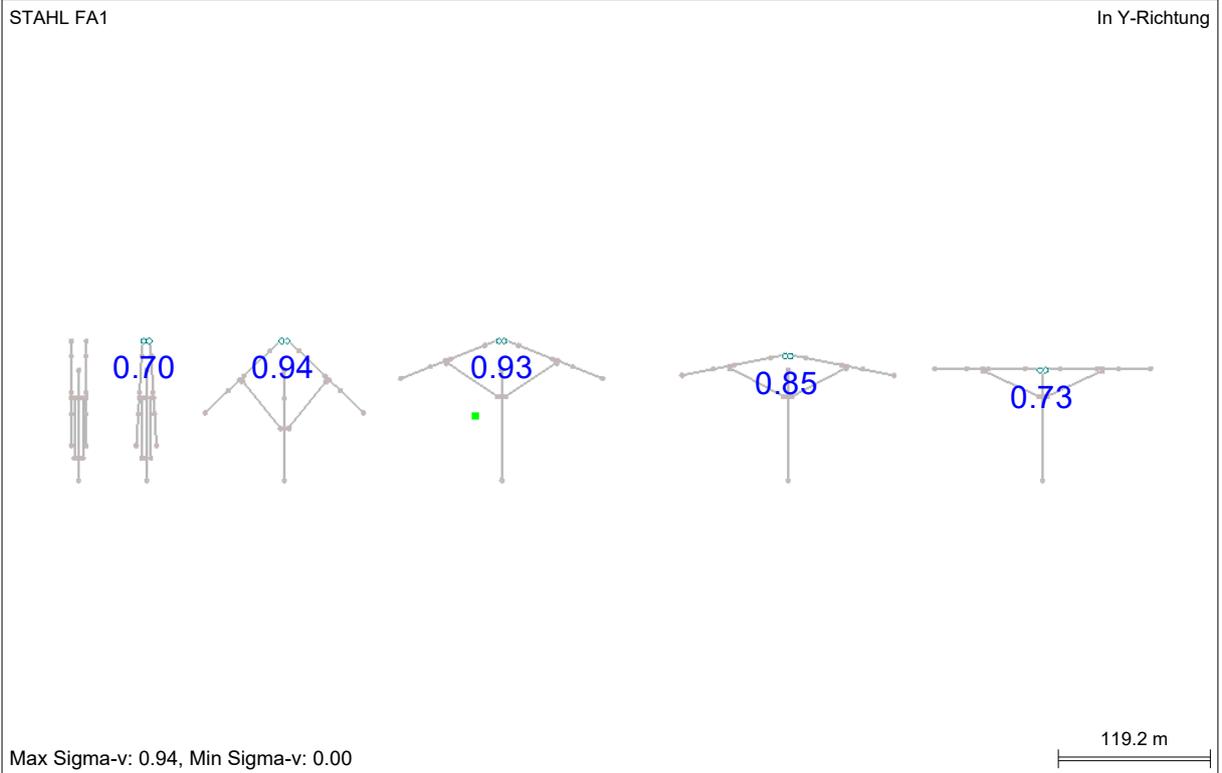
Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

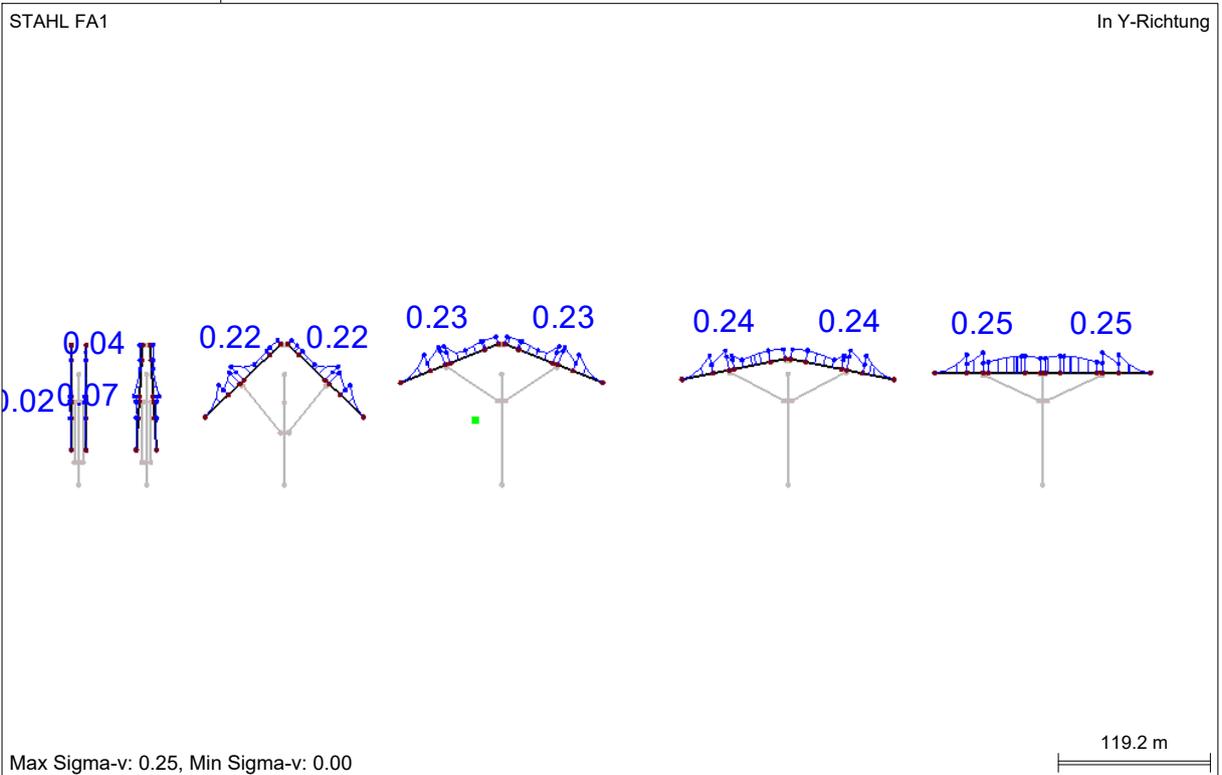
Seite: 14/15

Blatt: 1

AUSLASTUNG VERBINDUNGSTRÄGER



AUSLASTUNG BRÜCKENTRÄGER



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Stabmodell Klappvorgang

Seite: 15/15

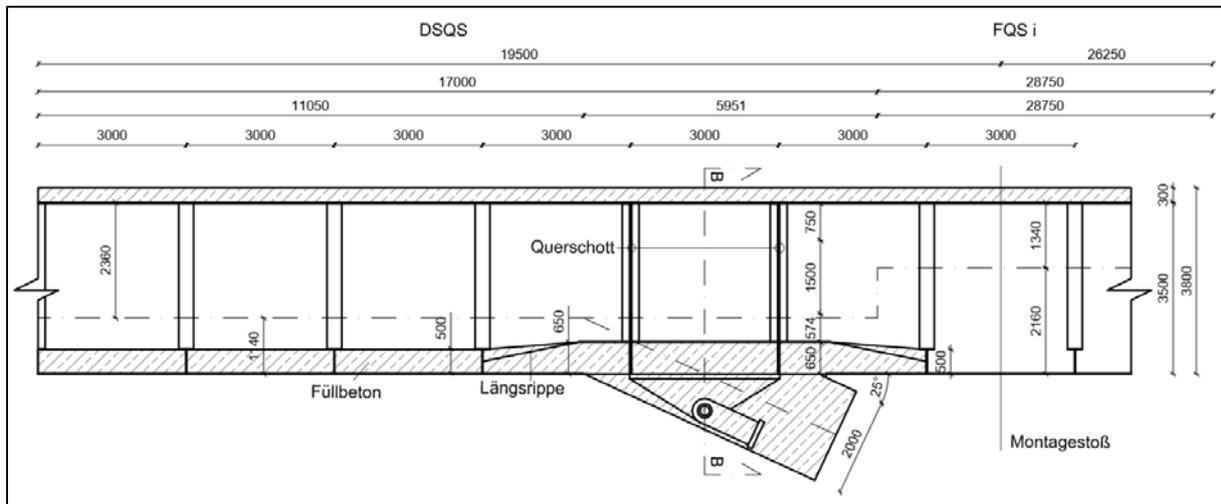
Blatt: 1

2.1 SPANNUNGEN QUERSCHNITTSWEISE

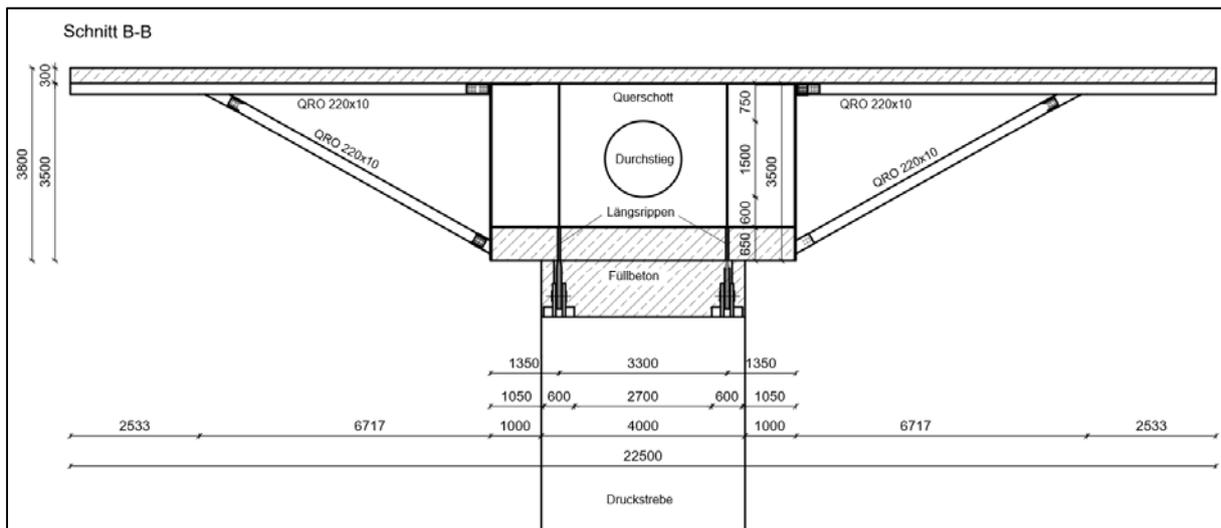
Quer. Nr.	Stab Nr.	Stelle x [m]	S-Punkt Nr.	Lastfall	Spannungsart	Spannung [kN/cm ²]		Ausnutzung
						Vorhanden	grenz	
19	Pi(B) 6000/20/12/5970/3500/1040/10/0/0 - Feldquerschnitt außen							
	2	25.0	16	LK102	Sigma gesamt	7.75	35.50	0.22
	2	25.0	16	LK102	Sigma N+M-y	7.75	35.50	0.22
	2	25.0	12	LK102	Tau gesamt	1.31	20.50	0.06
	2	25.0	14	LK102	Sigma-v	7.78	35.50	0.22
20	Pi(B) 6000/30/15/5970/3500/1040/10/0/0 - Feldquerschnitt innen							
	302	0.0	16	LK102	Sigma gesamt	7.92	35.50	0.22
	302	0.0	16	LK102	Sigma N+M-y	7.92	35.50	0.22
	292	0.0	12	LK102	Tau gesamt	-1.49	20.50	0.07
	302	0.0	18	LK102	Sigma-v	7.94	35.50	0.22
21	Pi(B) 6000/10/30/5940/3500/1040/30/0/0 - Druckstreben-Querschnitt							
	101	12.8	16	LK102	Sigma gesamt	8.34	34.50	0.24
	101	12.8	16	LK102	Sigma N+M-y	8.34	34.50	0.24
	101	12.8	7	LK102	Tau gesamt	1.40	20.50	0.07
	101	12.8	3	LK102	Sigma-v	8.73	35.50	0.25
22	Pi(B) 6000/15/28/5940/3500/1040/40/0/0 - Pfeiler-Querschnitt							
	102	0.0	10	LK102	Sigma gesamt	7.27	34.50	0.21
	102	0.0	10	LK102	Sigma N+M-y	7.27	34.50	0.21
	102	11.9	7	LK102	Tau gesamt	0.51	20.50	0.02
	102	0.0	10	LK102	Sigma-v	7.27	34.50	0.21
26	2B 1500/260/500							
	272	0.0	1	LK102	Sigma gesamt	1.85	N/A	Unbemessbar
	272	0.0	1	LK102	Sigma N+M-y	1.85	N/A	Unbemessbar
	272	0.0	1	LK102	Tau gesamt	0.00	N/A	Unbemessbar
	272	0.0	1	LK102	Sigma-v	1.85	N/A	Unbemessbar
27	Flachstahl 200/600 - Verbindung Knoten C							
	15	0.0	1	LK102	Sigma gesamt	26.80	28.50	0.94
	15	0.0	1	LK102	Sigma N+M-y	26.80	28.50	0.94
	11	0.0	1	LK102	Tau gesamt	0.00	16.45	0.00
	15	0.0	1	LK102	Sigma-v	26.80	28.50	0.94
28	Flachstahl 100/100							
	7	3.4	3	LK102	Sigma gesamt	-5.12	31.50	0.16
	7	3.4	3	LK102	Sigma N+M-y	-5.12	31.50	0.16
	7	1.4	1	LK102	Tau gesamt	0.00	18.19	0.00
	7	3.4	3	LK102	Sigma-v	5.12	31.50	0.16

10.3 Anhang C - Knoten B FE-Modell Endzustand

Schnitt durch den Knoten B im Endzustand



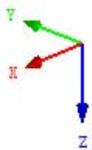
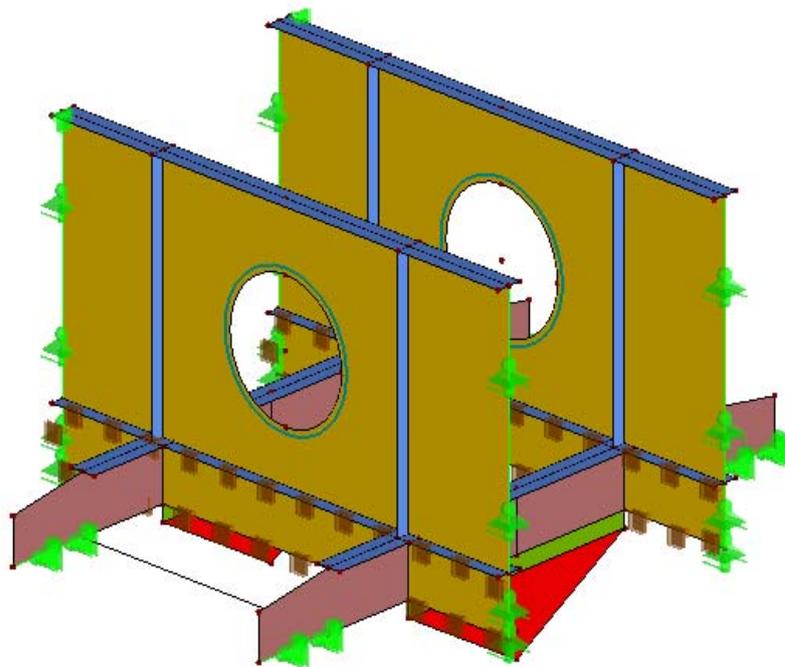
Querschnitt des Brückenträgers an Knoten B



In diesem Anhang ist das FE-Modell des Knoten B für den Endzustand enthalten.

■ MODELL

Isometrie



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten B Endzustand Skelett ..

Seite: 2/7

Blatt: 1

1.3 MATERIALIEN

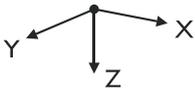
Mat. Nr.	Modul E [kN/cm ²]	Modul G [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]	Wärmedehn. α [1/°C]	Teilsich.-Beiwert γ _M [-]	Material-Modell
1	Beton C30/37 3300.00	EN 1992-1-1:2004/AC:2010 1375.00	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
2	Baustahl S 355 21000.00	DIN 18800:1990-11 8100.00	0.296	78.50	1.20E-05	1.10	Isotrop linear elastisch
3	Beton C50/60 3700.00	EN 1992-1-1:2004/AC:2010 1541.67	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
4	Baustahl S 355 21000.00	DIN 18800:1990-11 8100.00	0.296	78.50	1.20E-05	1.10	Isotrop linear elastisch

1.8 LINIENLAGER

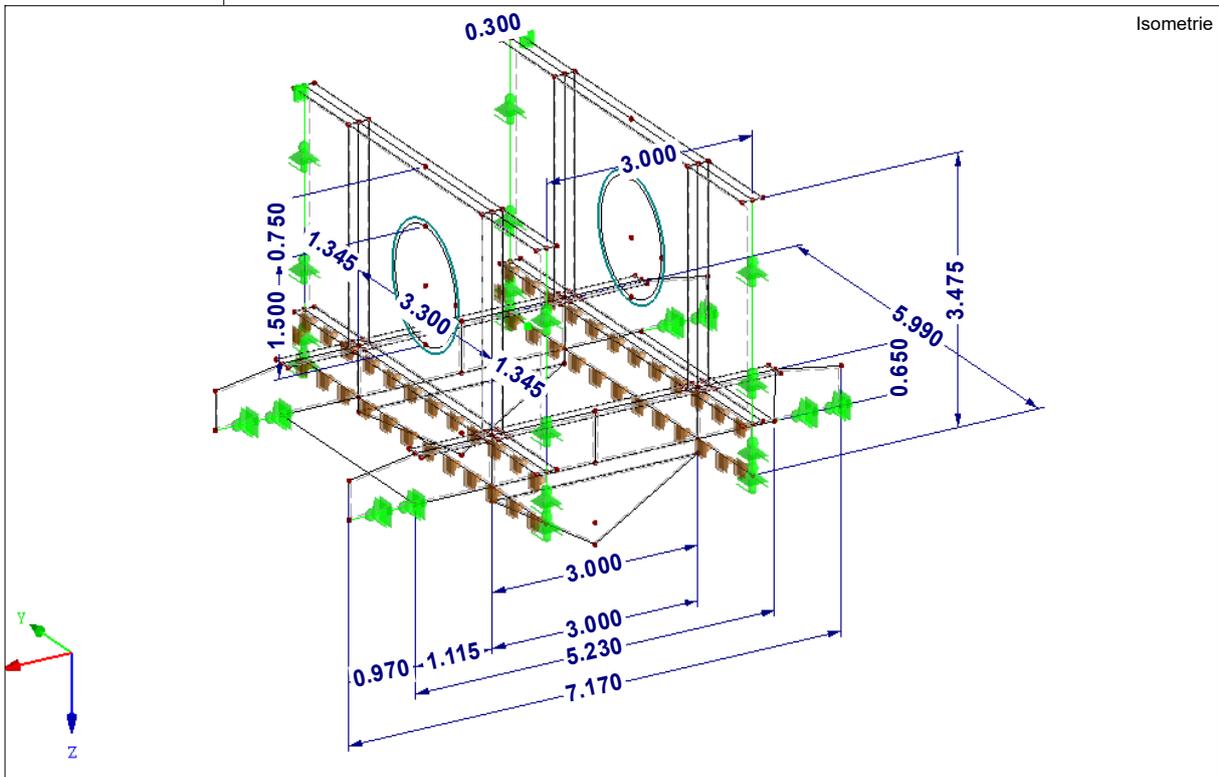
Lager Nr.	Linien Nr.	Bezugs-system	Drehung β [°]	Wand in Z	Feste Stützung bzw. Einspannung					
					u _x	u _y	u _z	φ _x	φ _y	φ _z
1	2706,2708,2710,2711,2718,2720,2722,2723	Global		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	21,29,38,46	Global		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

1.9 FLÄCHENLAGER

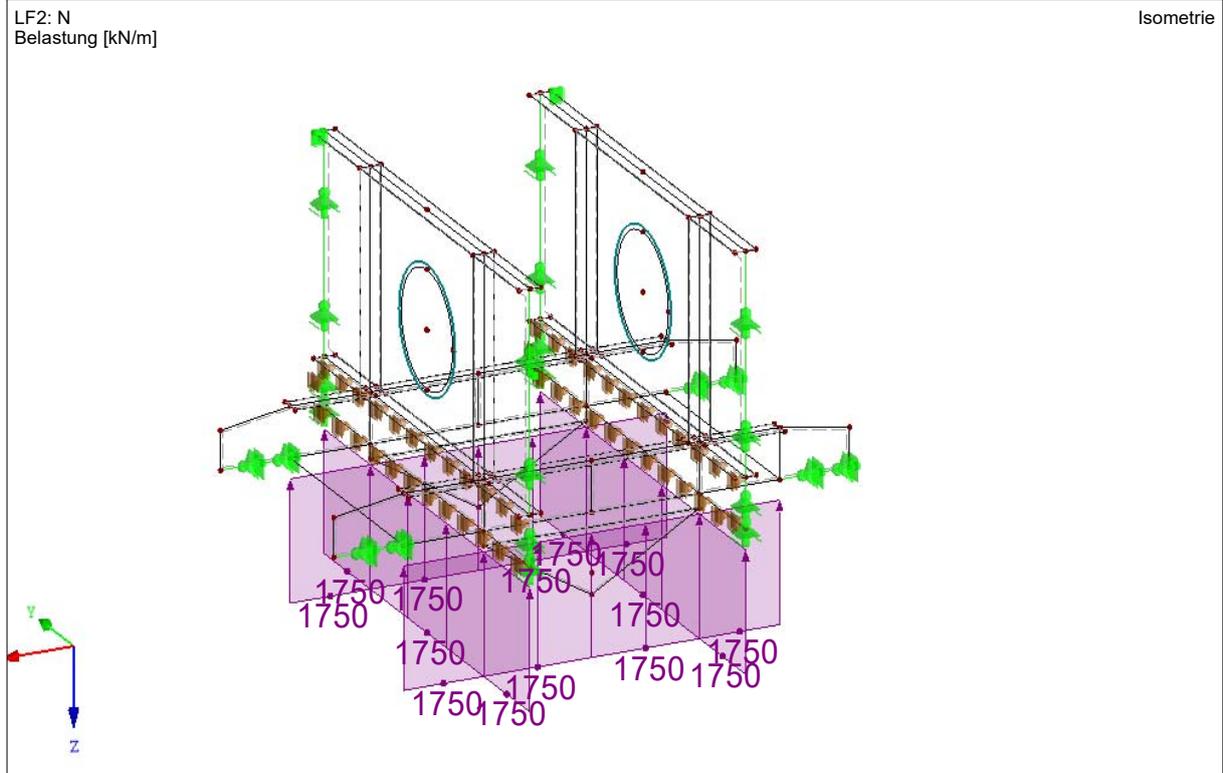
Bettung Nr.	Flächen Nr.	Federkonstanten RF-SOILIN	Stützung bzw. Feder [kN/m ²]			Schubfeder [kN/m]	
			u _x	u _y	u _z	v _{xz}	v _{yz}
1	263,264	-	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>



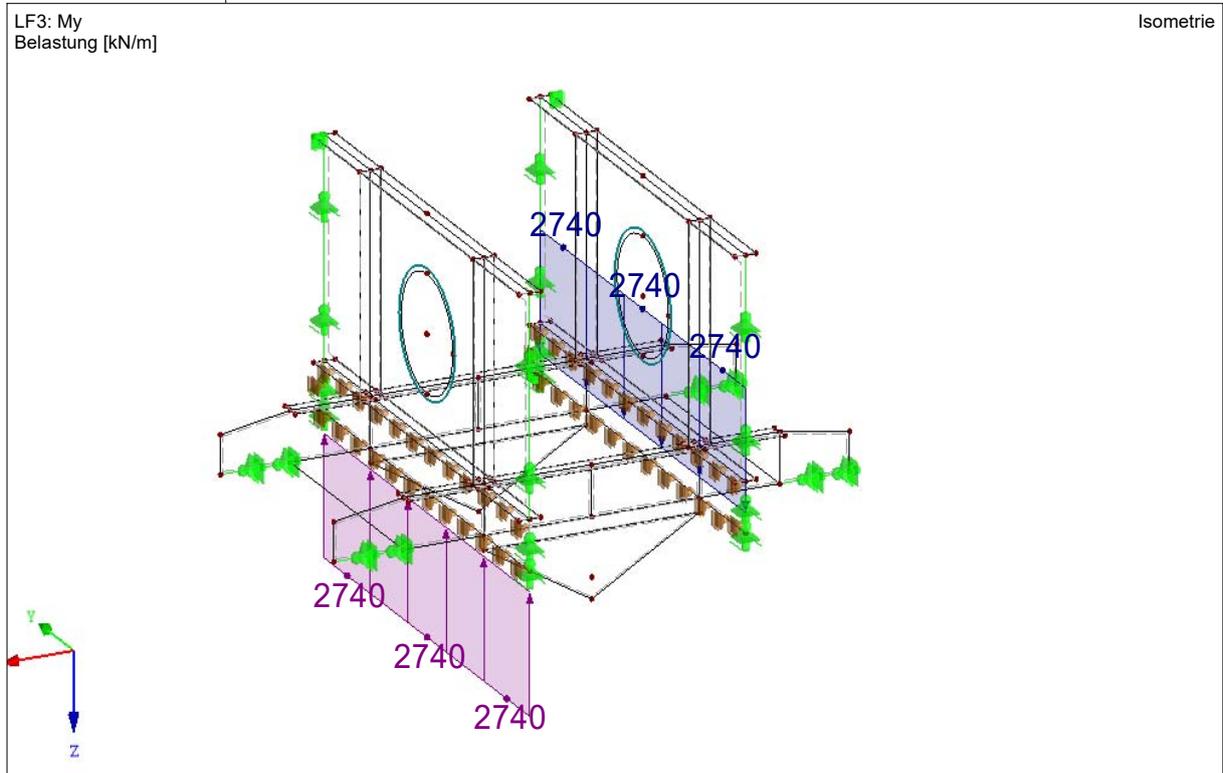
MODELL



■ LF2: N



■ LF3: MY



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten B Endzustand Skelett ..

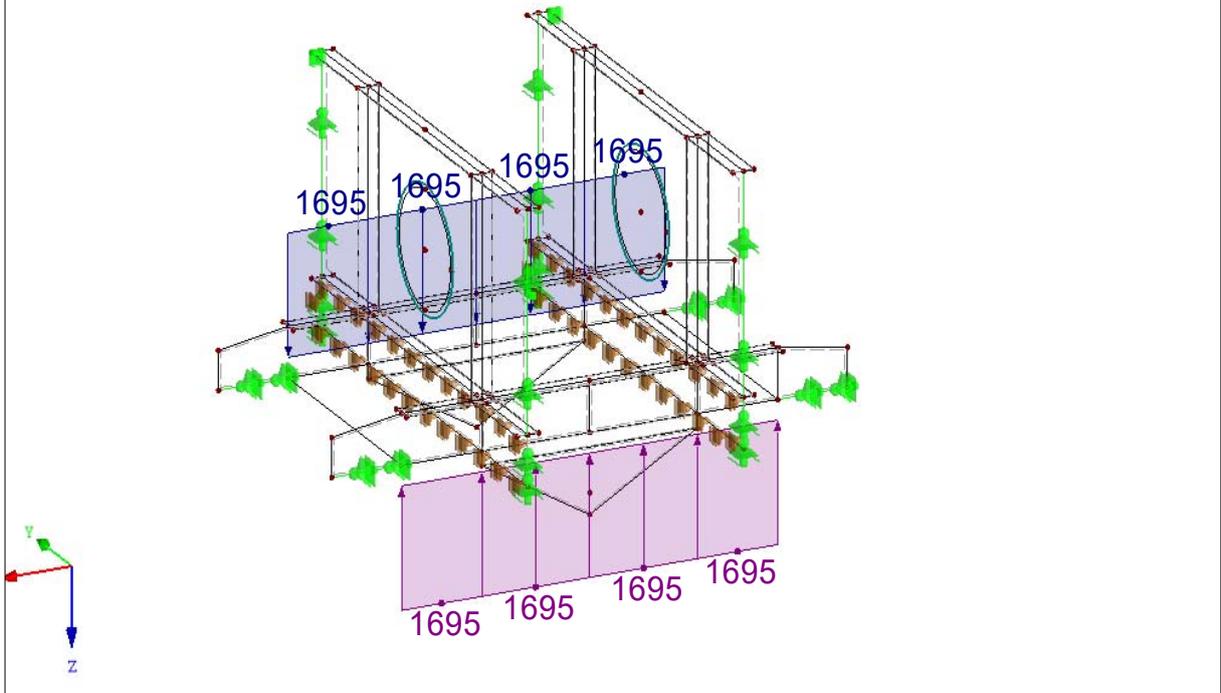
Seite: 4/7

Blatt: 1

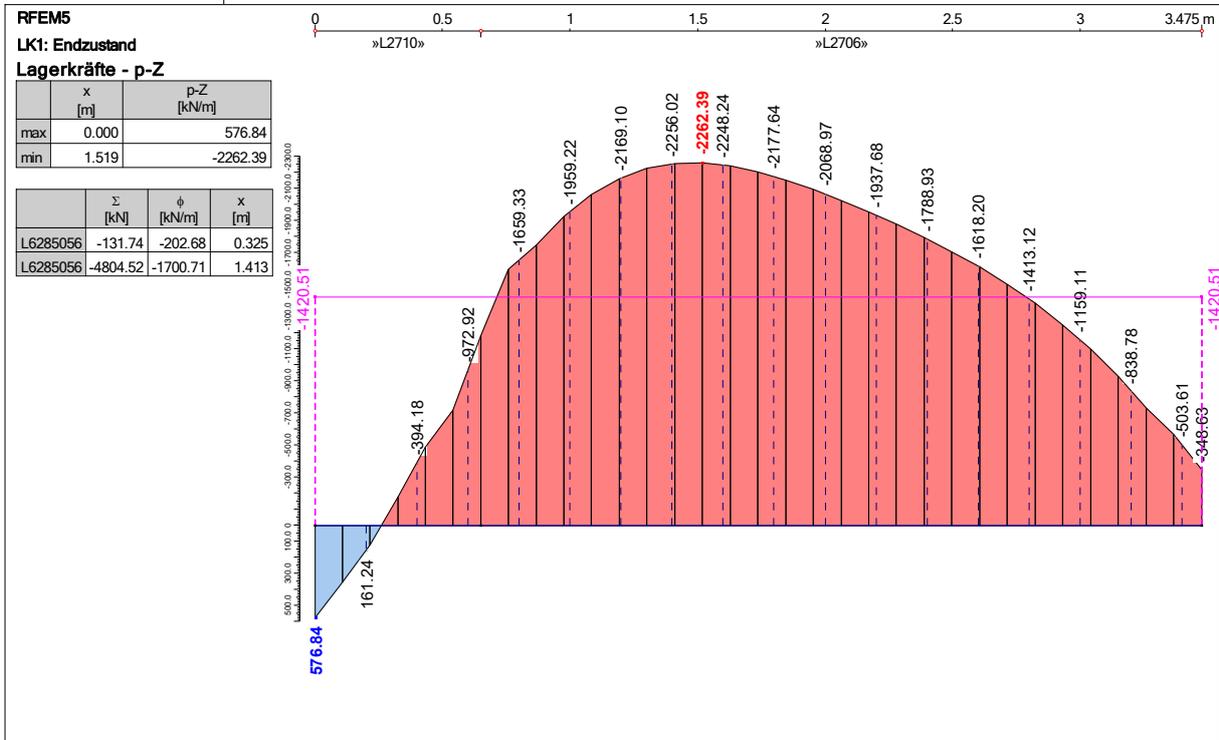
■ LF4: MH

LF4: Mh
Belastung [kN/m]

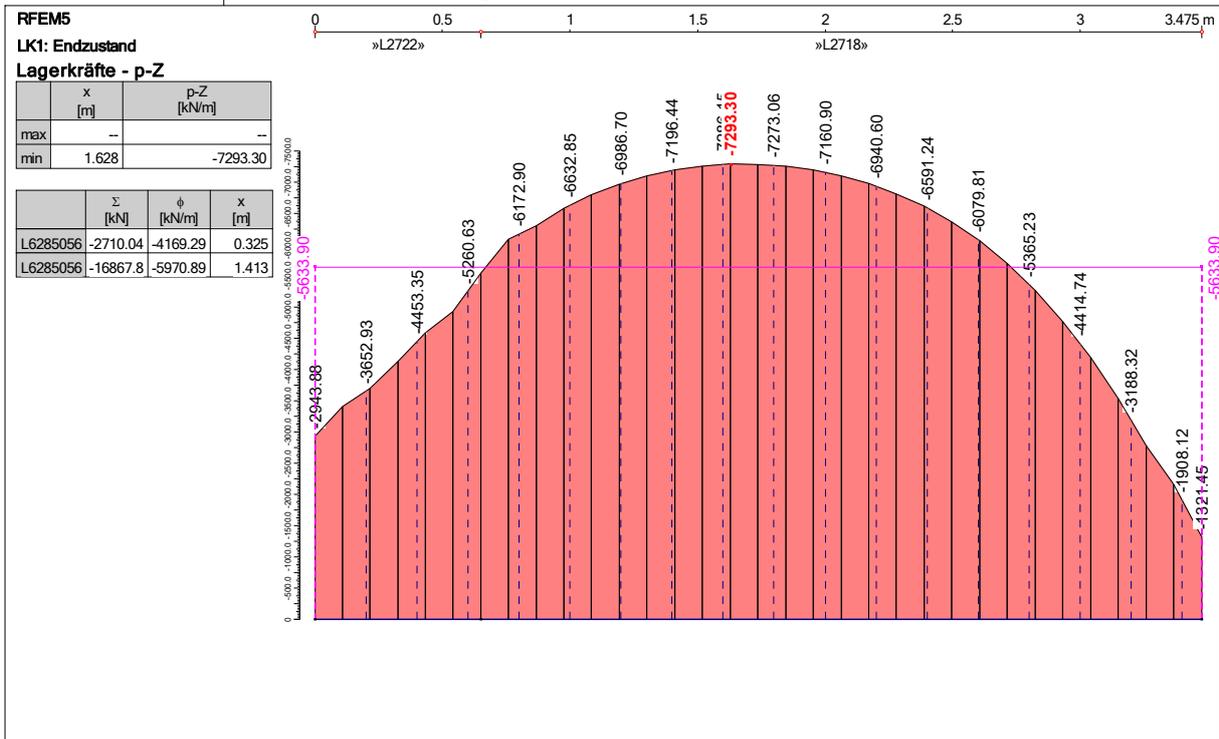
Isometrie



■ ERGEBNISVERLÄUFE AM VERTIKALEN LINIENLAGER RANDSEITIG



■ ERGEBNISVERLÄUFE AM VERTIKALEN LINIENLAGER PFEILERSEITIG



Datum: 07.06.2016

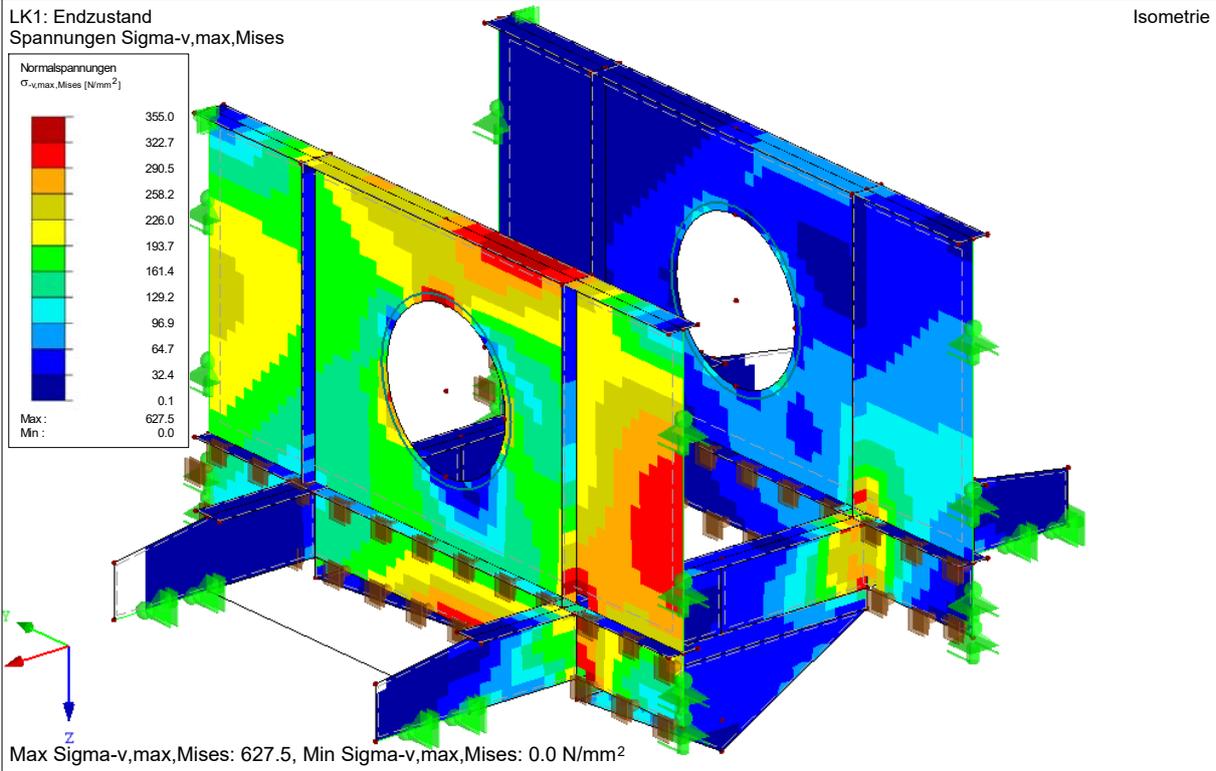
Projekt:

Modell: Knoten B Endzustand Skelett ..

Seite: 6/7

Blatt: 1

■ VERGLEICHSSPANNUNGEN $\sigma_{v,Max,Mises}$



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten B Endzustand Skelett ..

Seite: 7/7

Blatt: 1

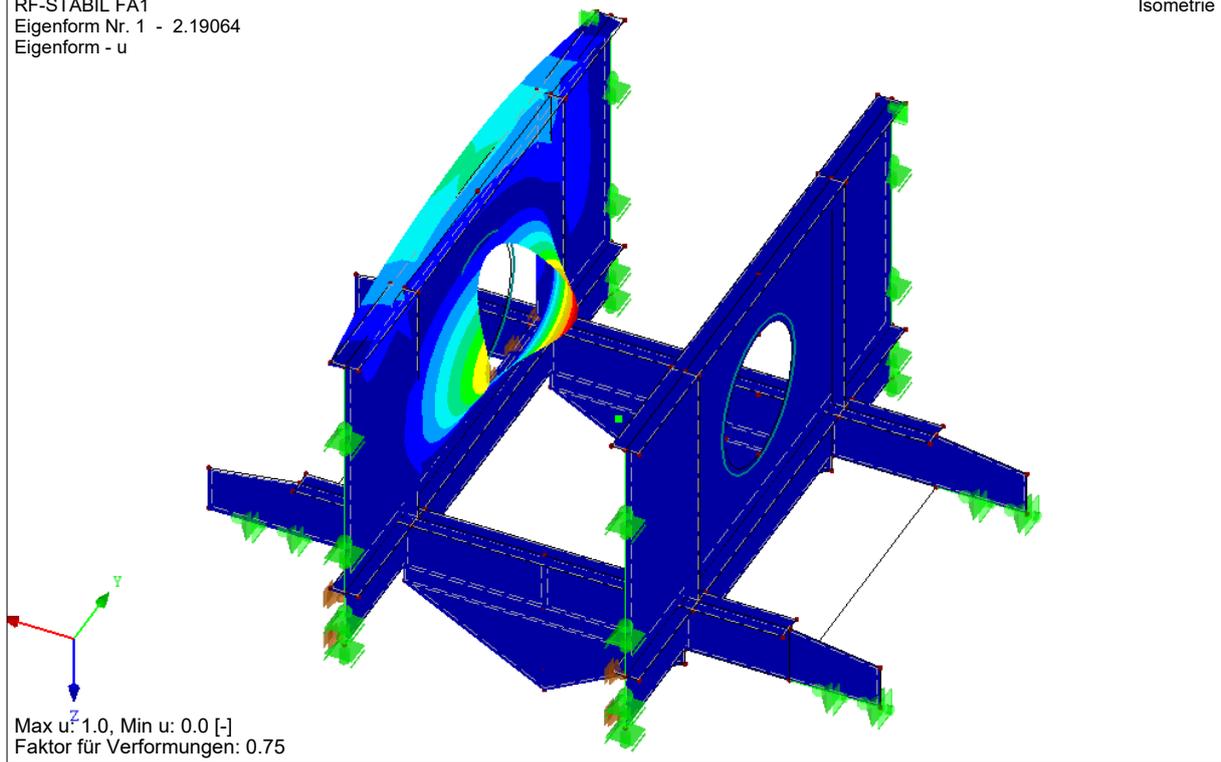
2.1 VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

E-Wert Nr.	Verzweigungs-Lastfaktor f	Vergrößerungs-faktor α
1	2.191	1.840
2	2.549	1.646
3	3.092	1.478
4	3.516	1.397

EIGENFORM u

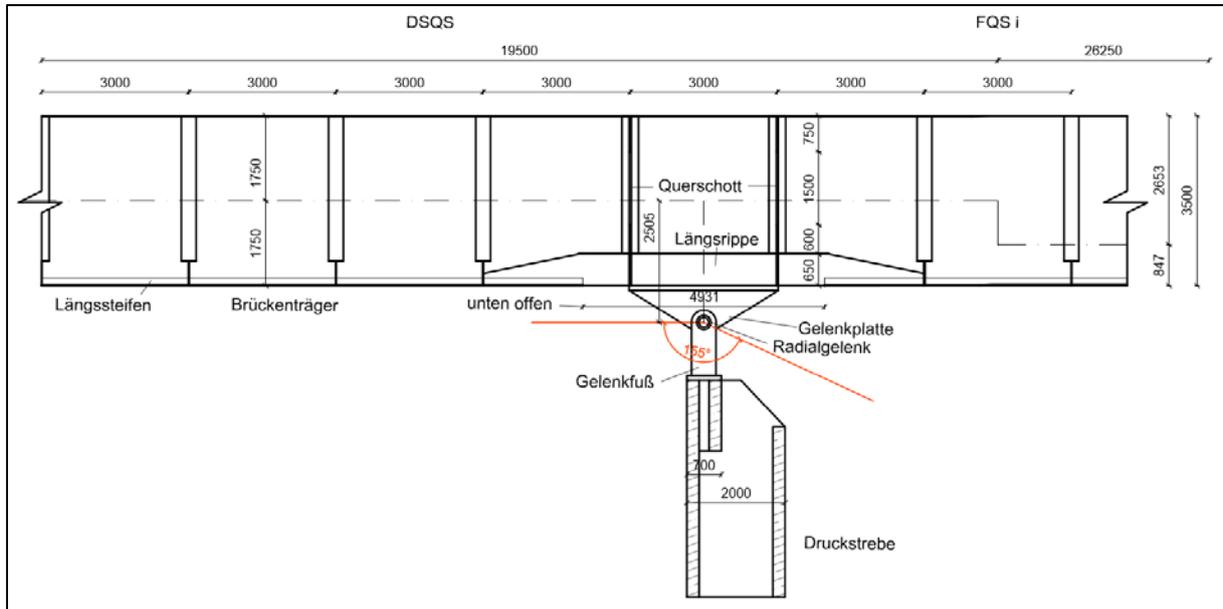
RF-STABIL FA1
Eigenform Nr. 1 - 2.19064
Eigenform - u

Isometrie

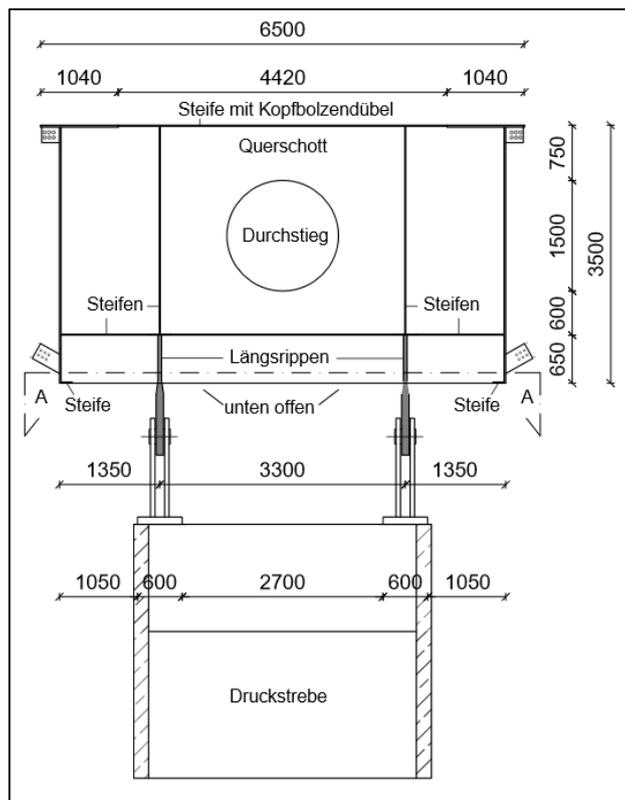


10.4 Anhang D - Knoten B Bauzustand

Schnitt durch den Knoten B im Bauzustand



Querschnitt des Brückenträgers an Knoten B im Bauzustand

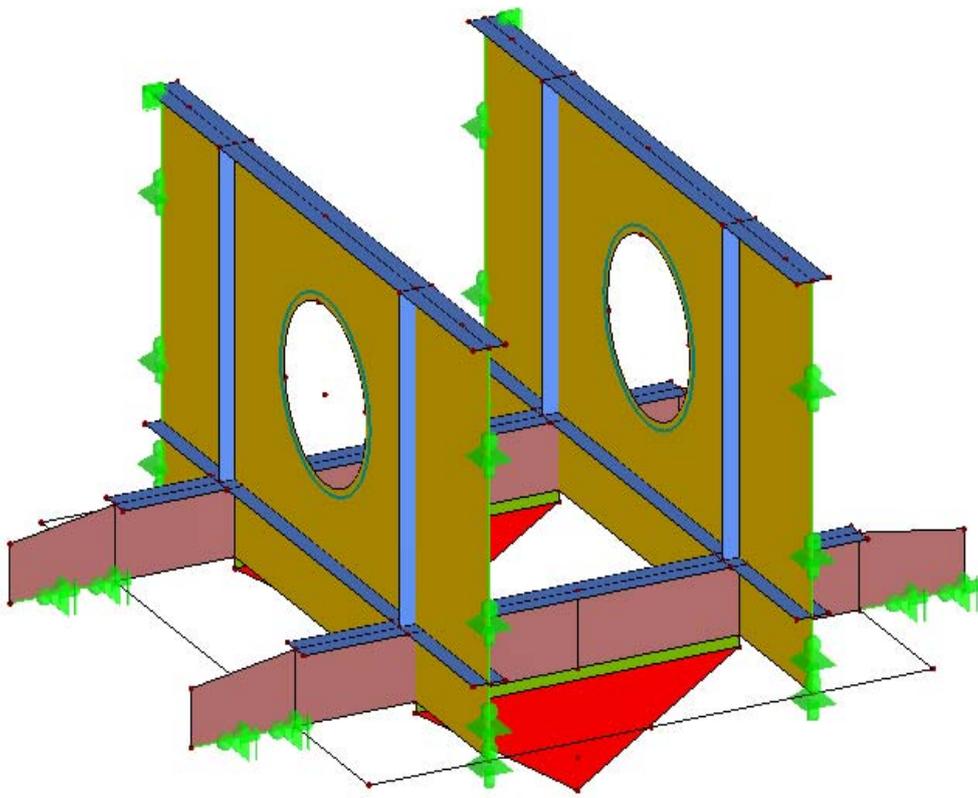


In diesem Anhang ist das FE-Modell des Knoten B für den Bauzustand enthalten

■ MODELL

Flächendicke [mm]
15.0
40.0
60.0
80.0
100.0

Isometrie



Datum: 07.06.2016

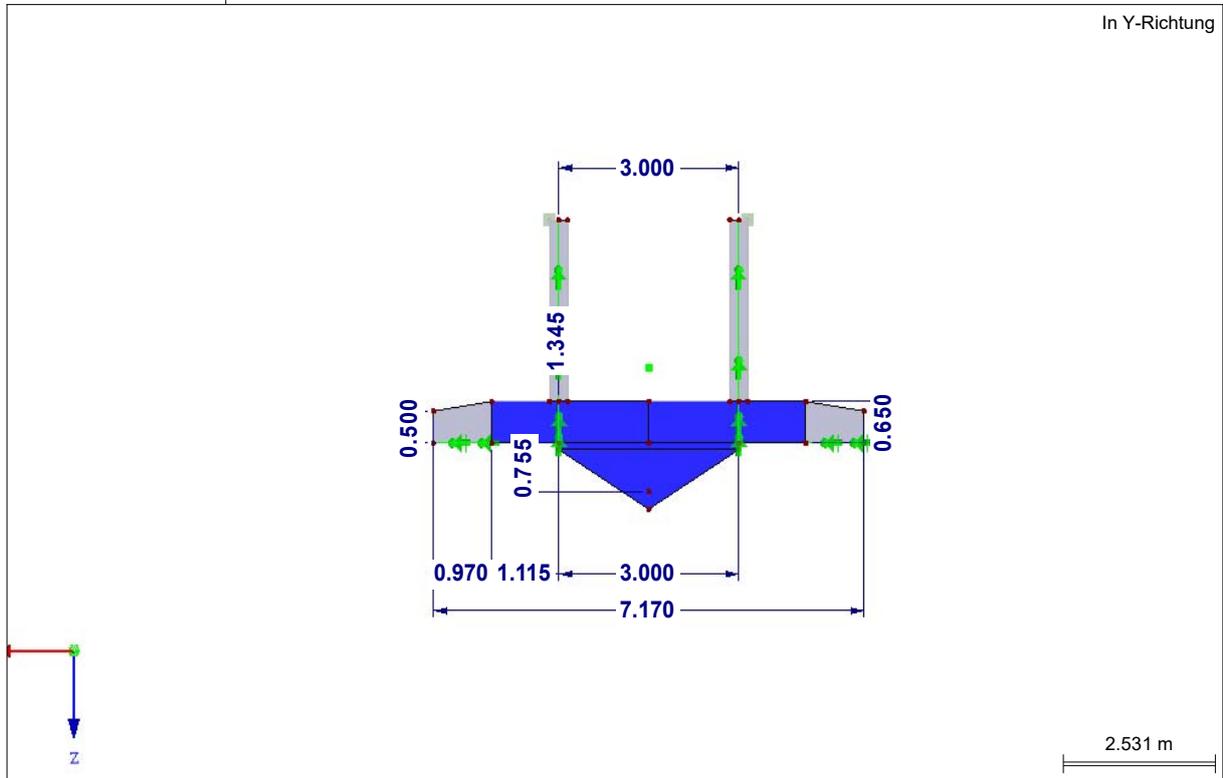
Projekt:

Modell: Knoten B Bauzustand

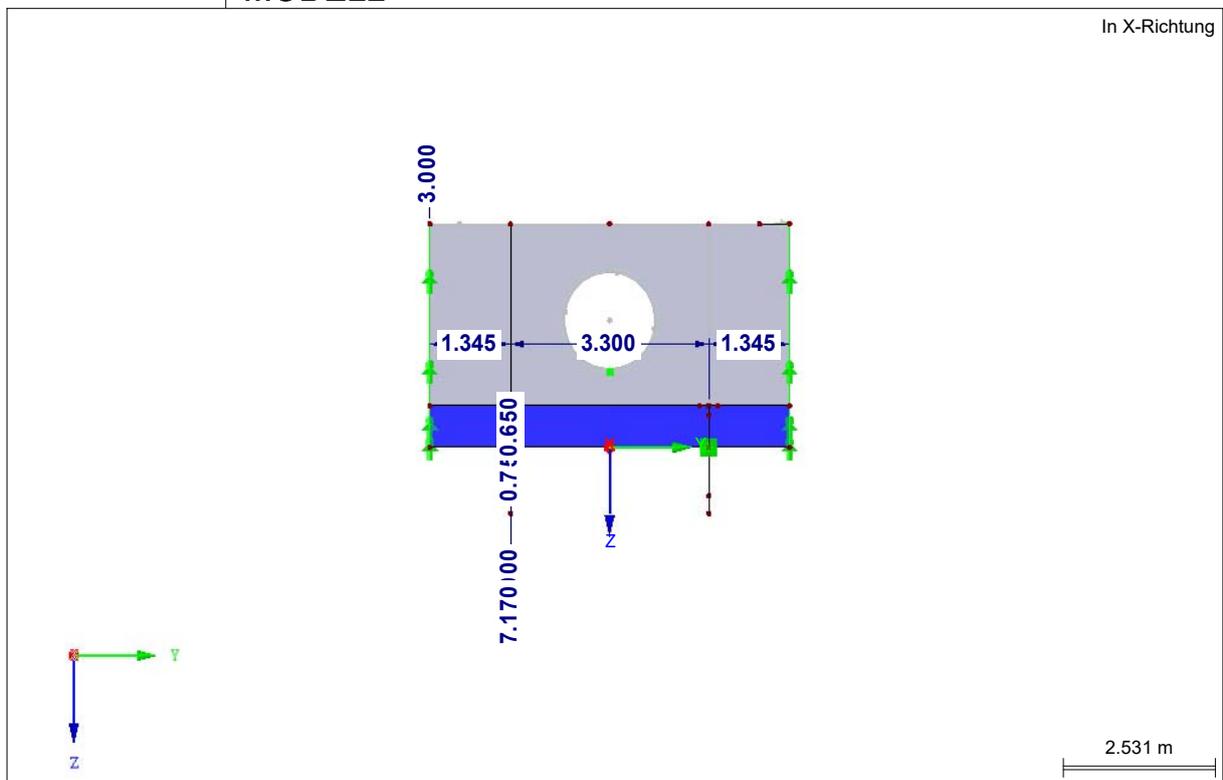
Seite: 2/10

Blatt: 1

■ MODELL



■ MODELL



10.4 Anhang D - Knoten B Bauzustand

Datum: 07.06.2016

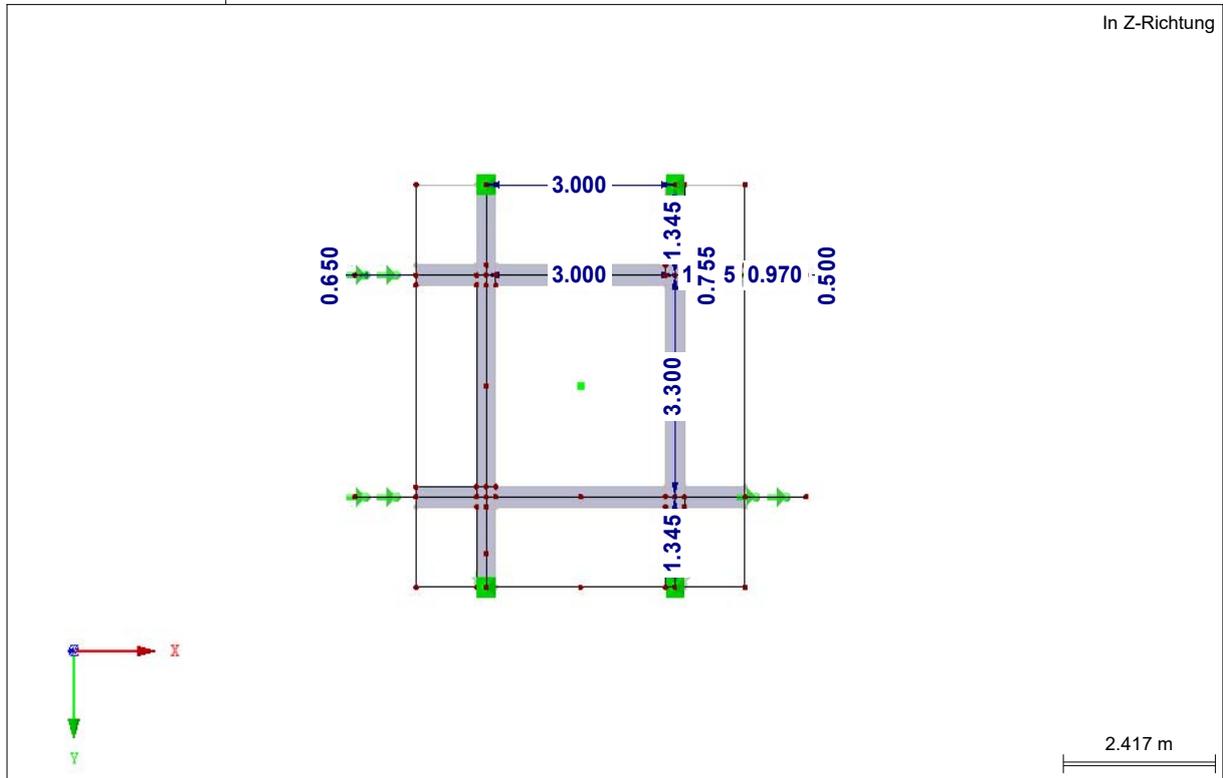
Projekt:

Modell: Knoten B Bauzustand

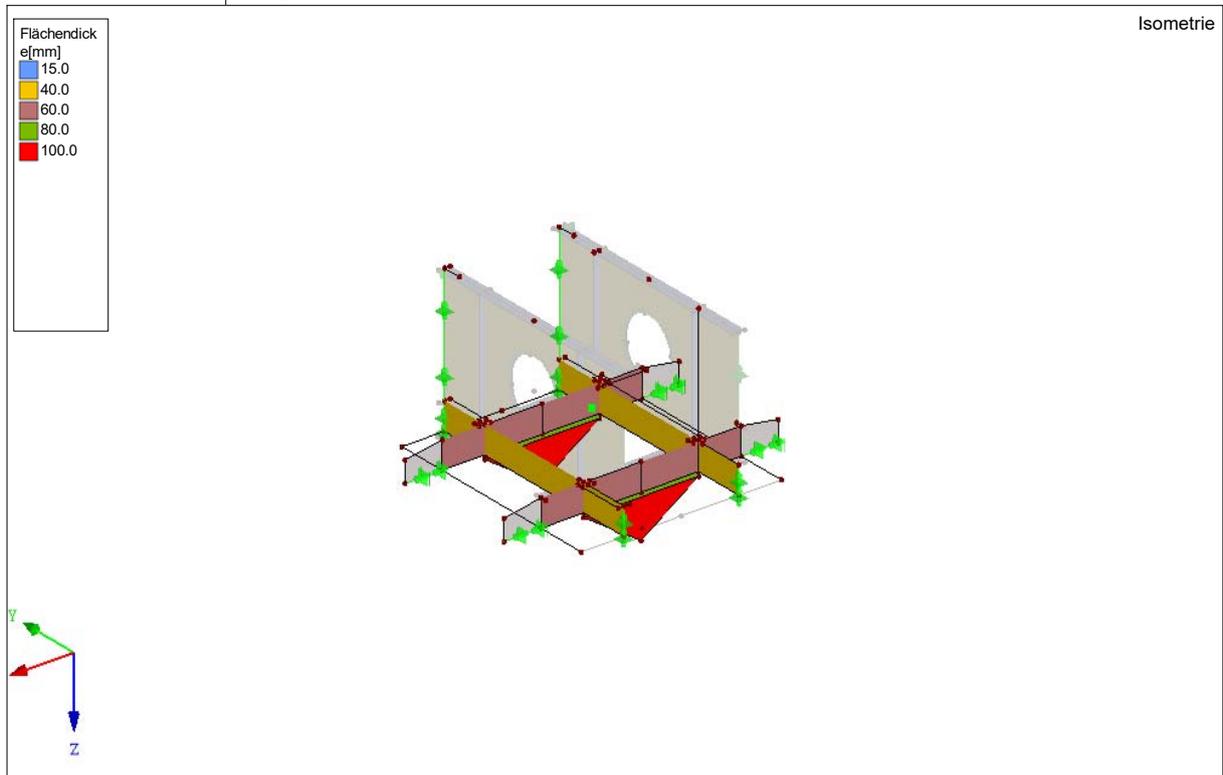
Seite: 3/10

Blatt: 1

MODELL



MODELL



Datum: 07.06.2016

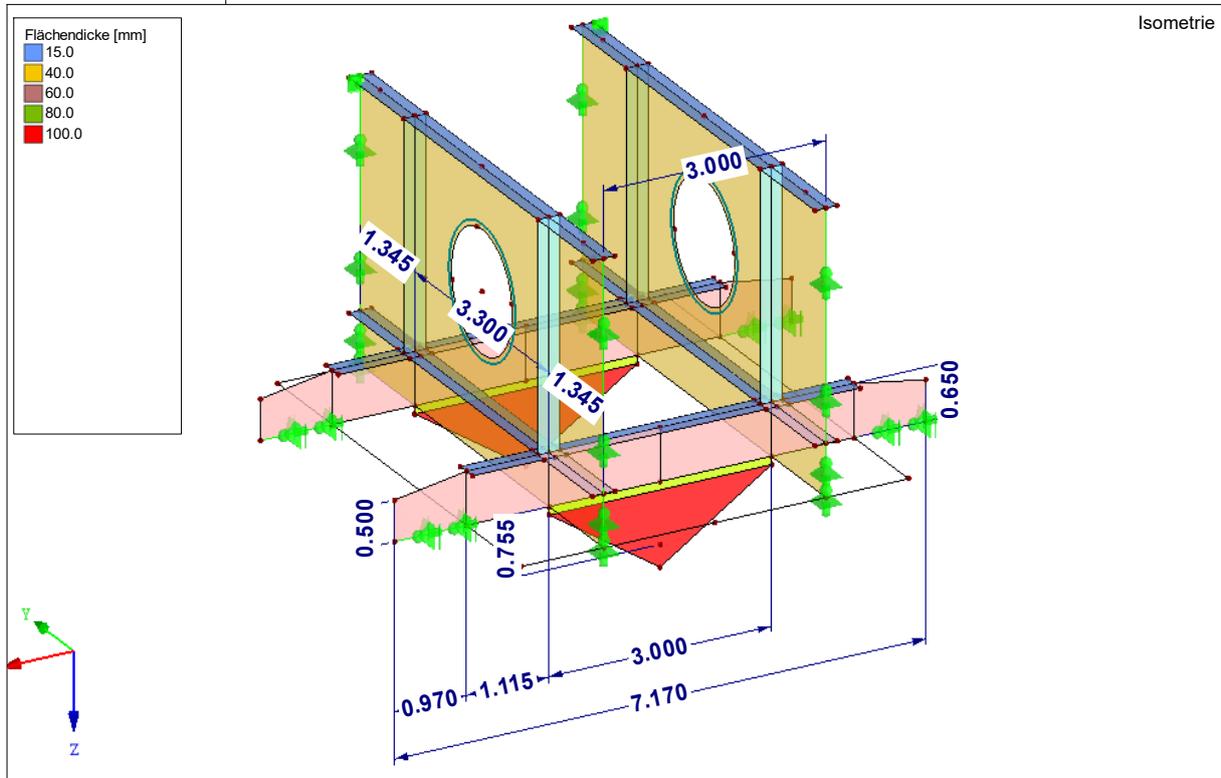
Projekt:

Modell: Knoten B Bauzustand

Seite: 4/10

Blatt: 1

■ MODELL

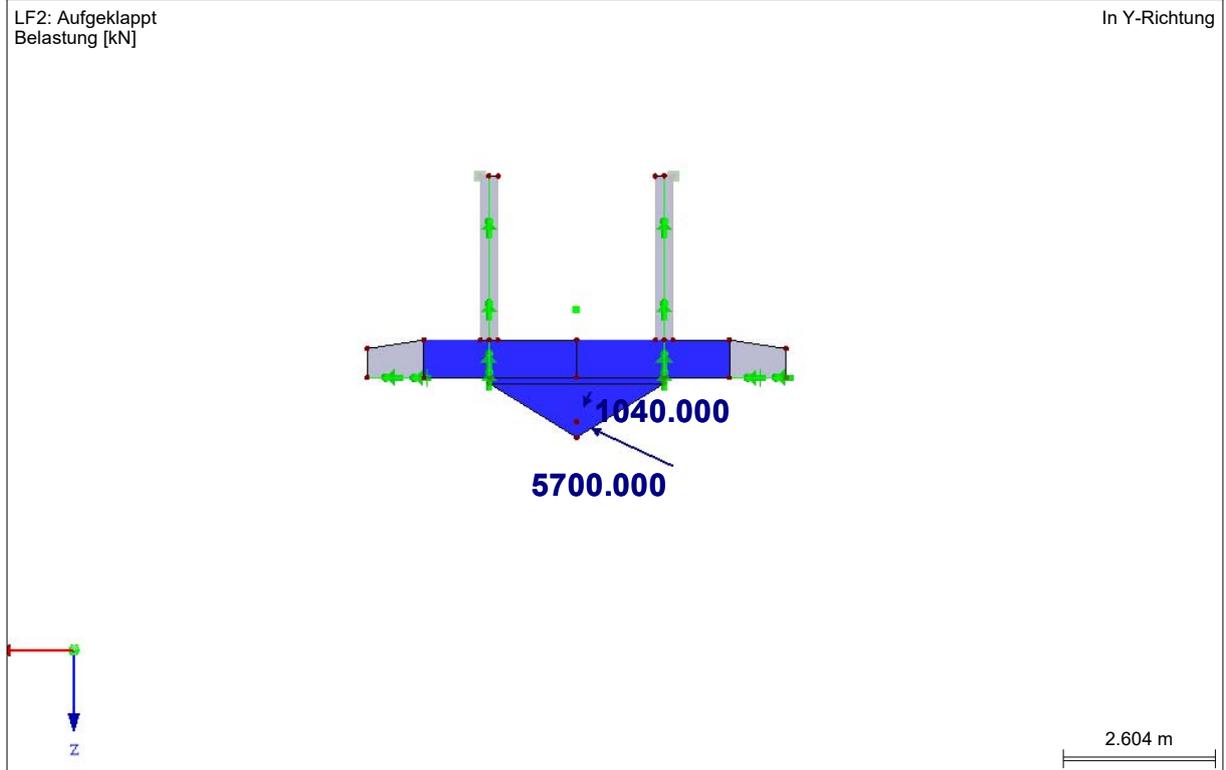


Oder Kombination

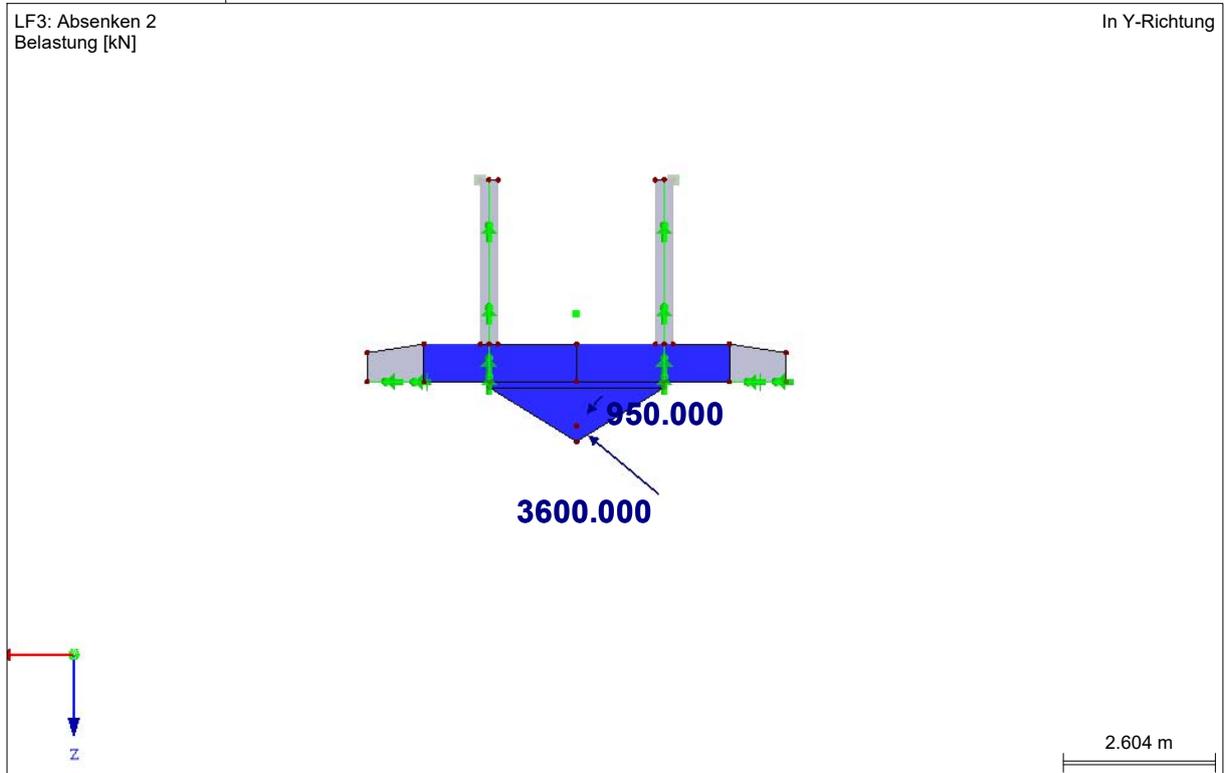
■ 2.6 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebnikombin.	BS	Ergebniskombination Bezeichnung	Nr.	Faktor	Belastung	Kriterium	Alternat. Gruppe	
EK1		Maximalbeanspruchung ULS	1	1.00	LF2	Aufgeklappt	Ständig	1
			2	1.00	LF3	Absenken 2	Ständig	1
			3	1.00	LF4	Absenken 1	Ständig	1
			4	1.00	LF5	Hochfahren 2	Ständig	1
			5	1.00	LF6	Hochfahren 1	Ständig	1
			6	1.00	LF7	Hochziehen offen	Ständig	1

■ LF2: AUFGEKLAPPT



■ LF3: ABSENKEN 2



Datum: 07.06.2016

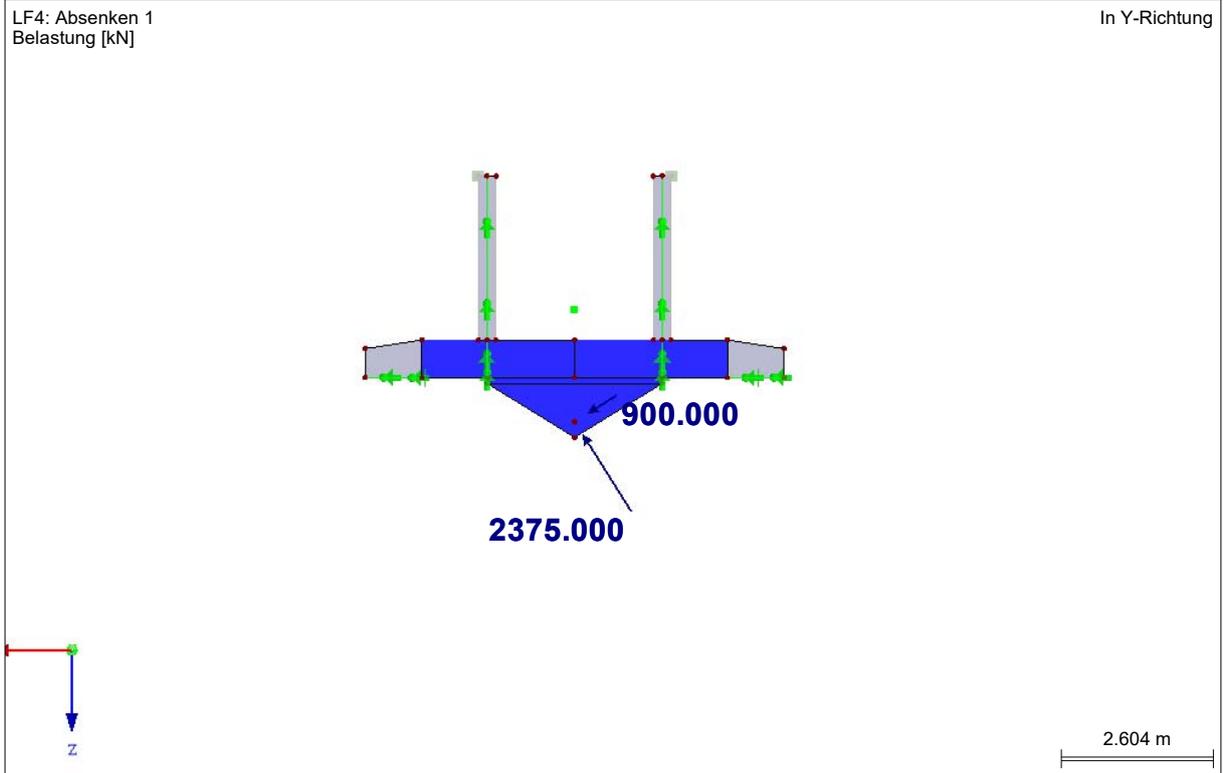
Projekt:

Modell: Knoten B Bauzustand

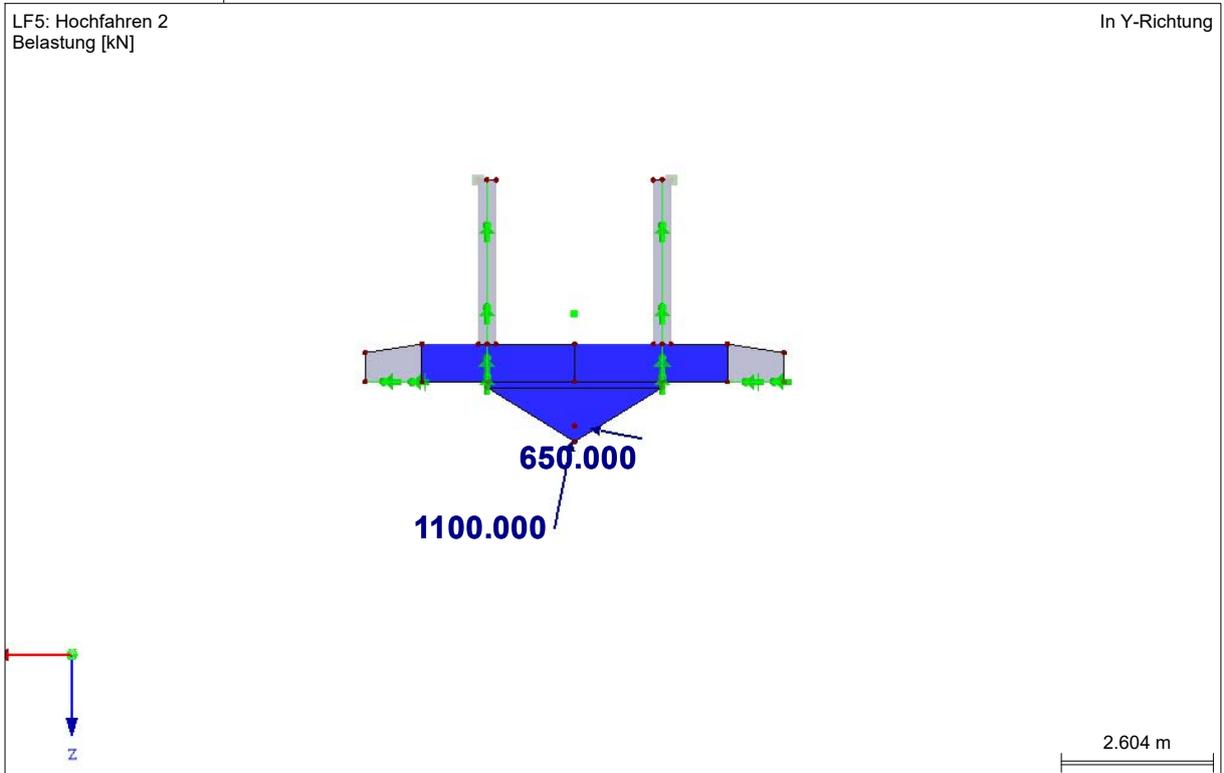
Seite: 6/10

Blatt: 1

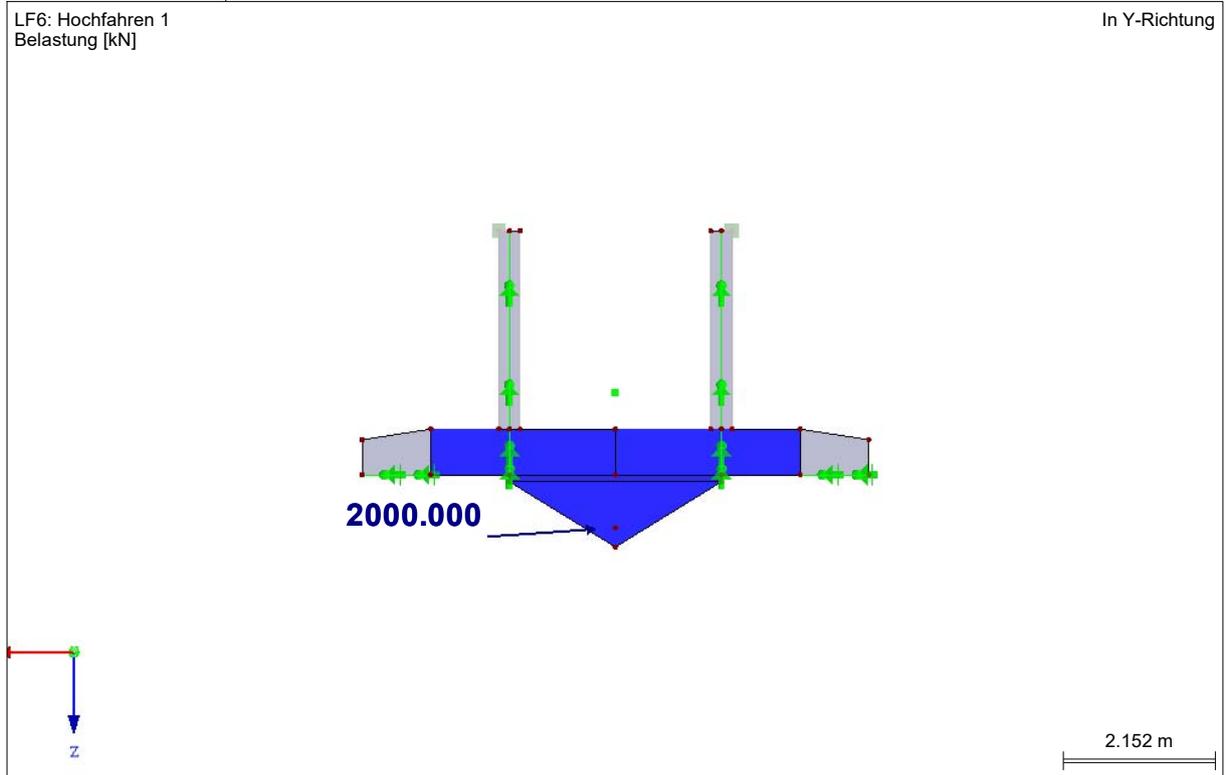
■ LF4: ABSENKEN 1



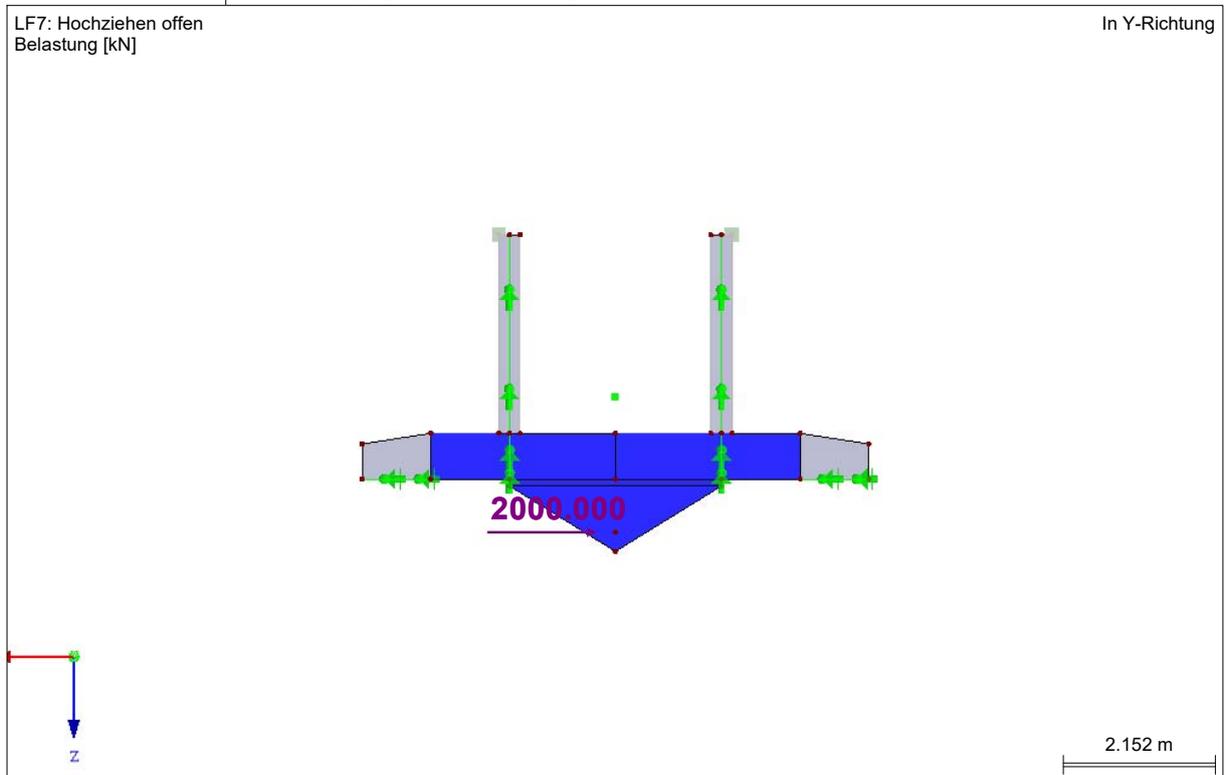
■ LF5: HOCHFahren 2



■ LF6: HOCHFahren 1



■ LF7: HOCHZIEHEN OFFEN



Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten B Bauzustand

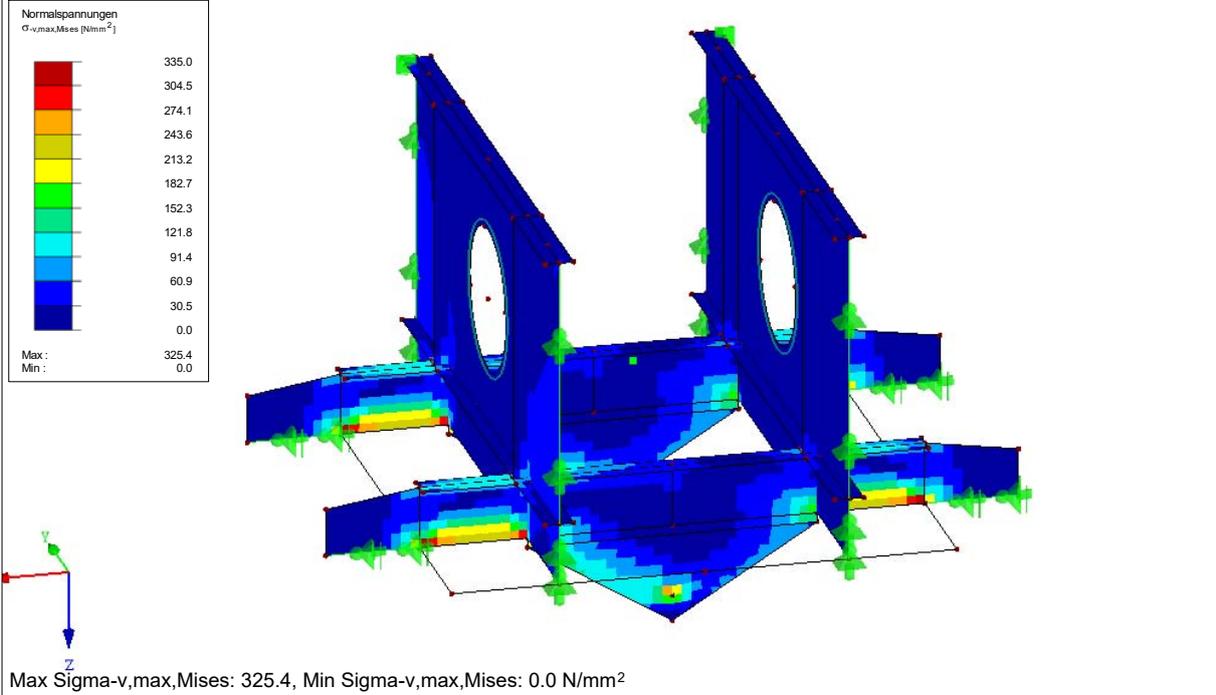
Seite: 8/10

Blatt: 1

■ VERGLEICHSSPANNUNGEN $\sigma_{v,Max,Mises}$

EK1: Maximalbeanspruchung ULS
Spannungen $\sigma_{v,max,Mises}$
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

Isometrie

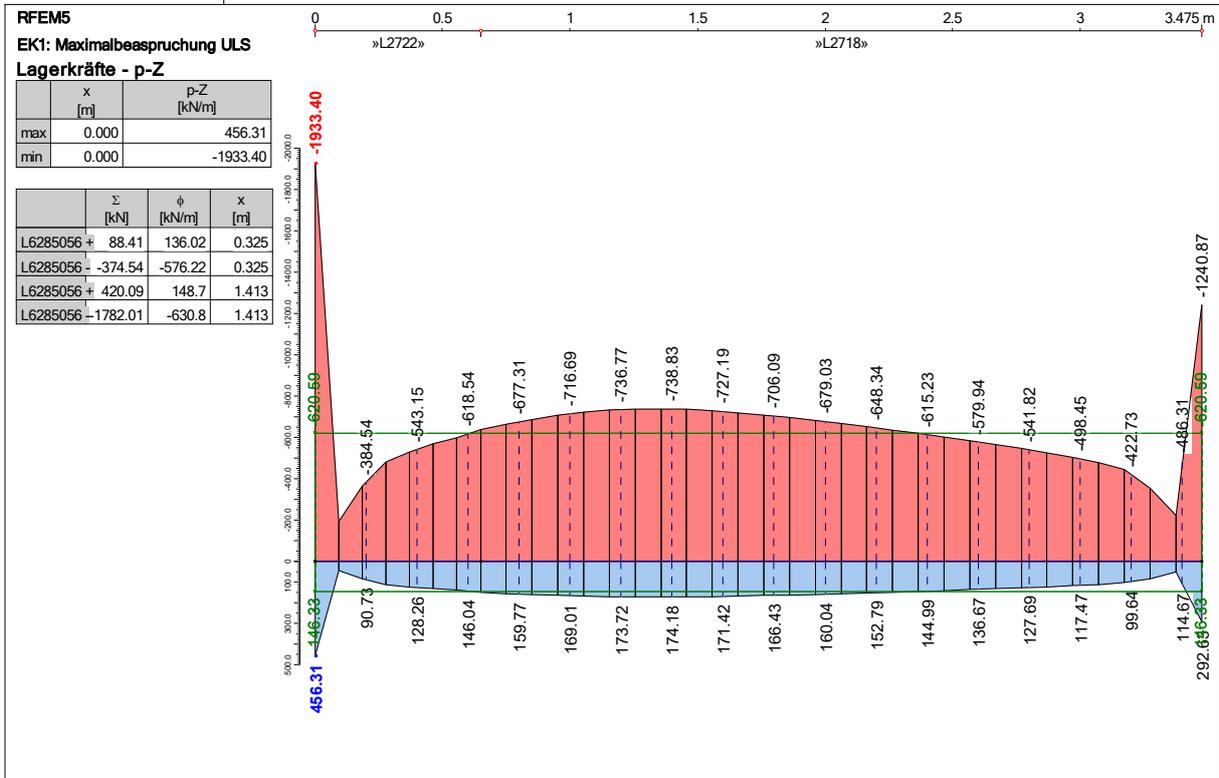


Datum: 07.06.2016

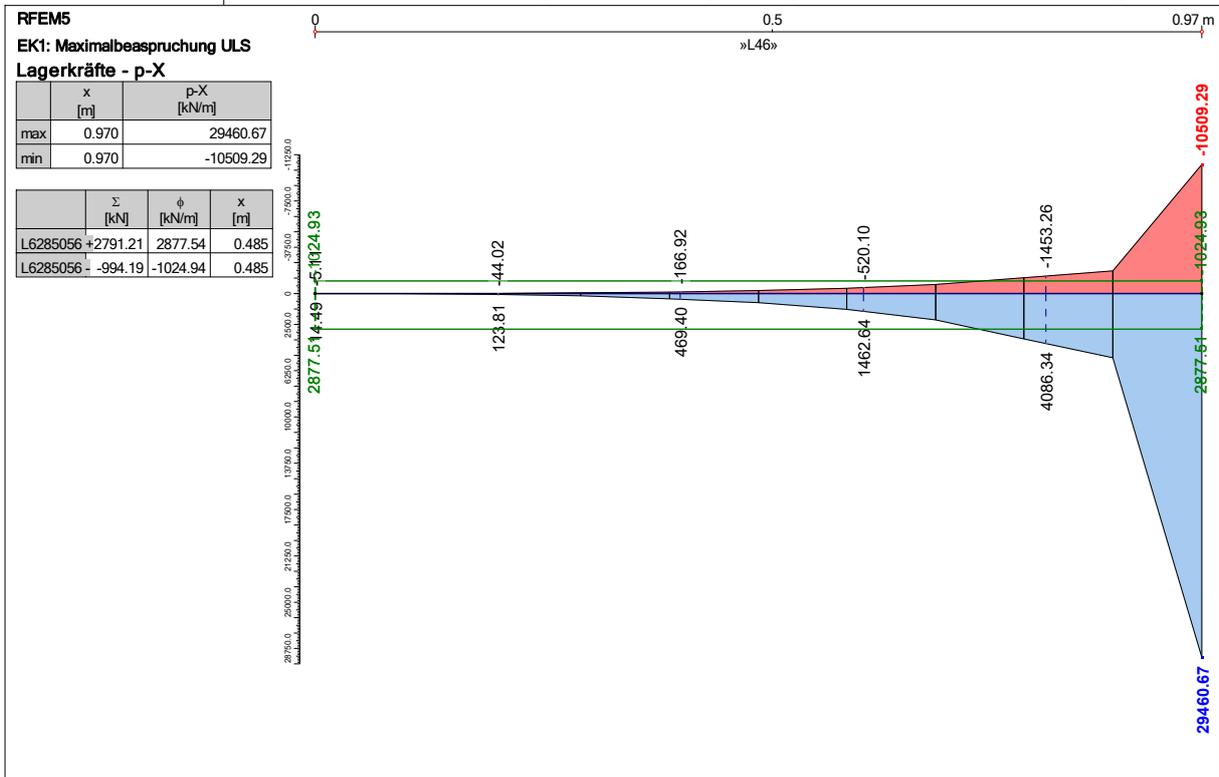
Projekt: Modell: Knoten B Bauzustand

Seite: 9/10
Blatt: 1

■ ERGEBNISVERLÄUFE AM VERTIKALEN LINIENLAGER



■ ERGEBNISVERLÄUFE AM HORIZONTALEN LINIENLAGER



Datum: 07.06.2016
RF-STABIL
 FA1
 Stabilitätsanalyse

Projekt: _____ Modell: Knoten B Bauzustand

Seite: 10/10
 Blatt: 1

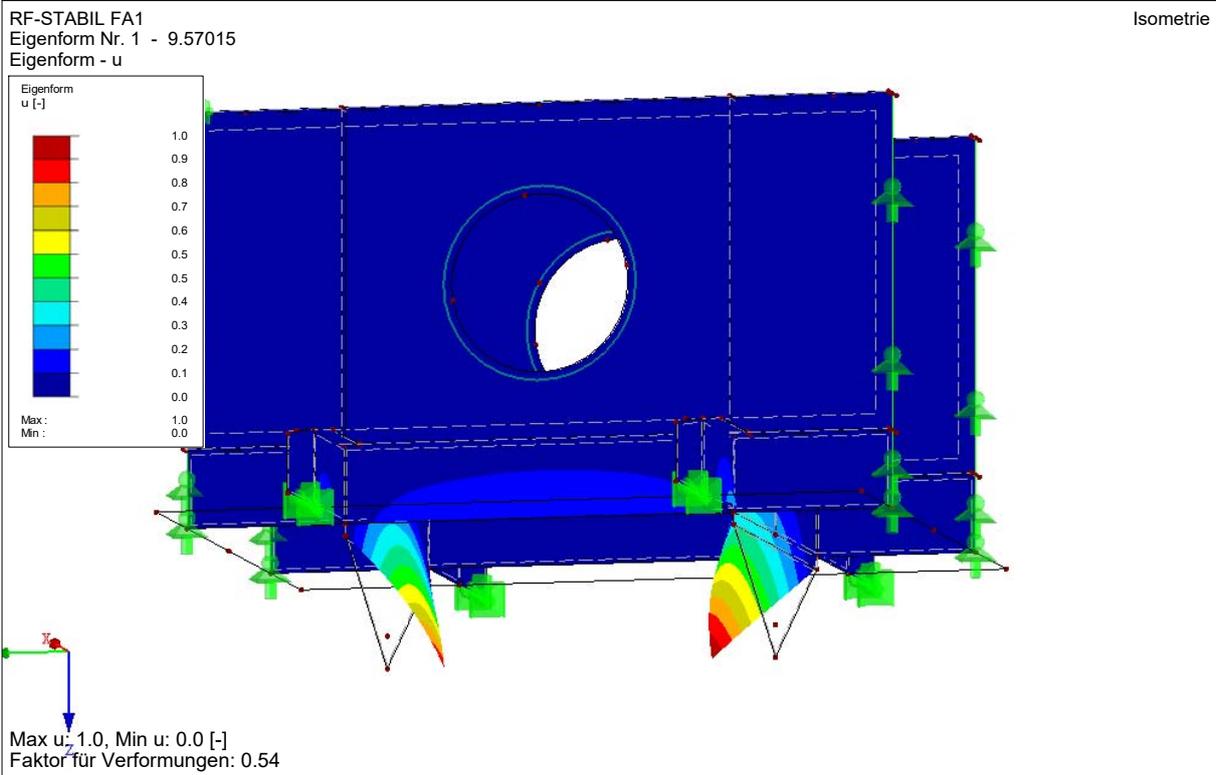
1.1 BASISANGABEN

- Anzahl ungünstigster Eigenwerte (Eigenformen für Knicken/Beulen): 4
- Normierung der Eigenformen: So dass $|u|=1$
- Normalkräfte übernehmen aus RFEM von: LF2 - Aufgeklappt
- Entlastenden Effekt durch Zugkräfte ausnutzen:
- Einfluss der Normalkräfte als Anfangsvorspannung:
- Eigenwertlöser-Methode:
 - Lanczos-Methode
 - Wurzeln des charakteristischen Polynoms
 - Unterraum-Iterationsmethode
 - ICG-Iterationsmethode
- Stabilitätsnachweis von LF/LK-Ergebnisse Stabilitätsnachweis mit bis Versagen erhöhten Lasten:
 -
 -
- Typ der Matrix: Standard
- Steifigkeitsänderung von RFEM aktivieren

2.1 VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

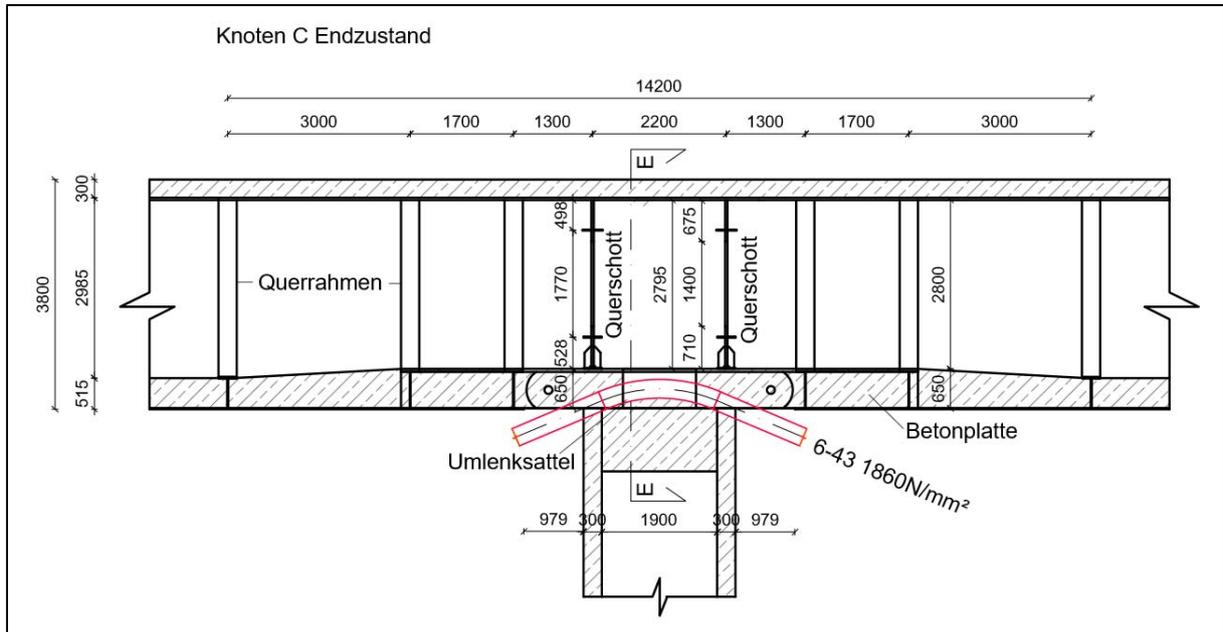
E-Wert Nr.	Verzweigungs-Lastfaktor f	Vergrößerungs-faktor α
1	9.570	1.117
2	9.611	1.116
3	11.343	1.097
4	11.428	1.096

EIGENFORM u

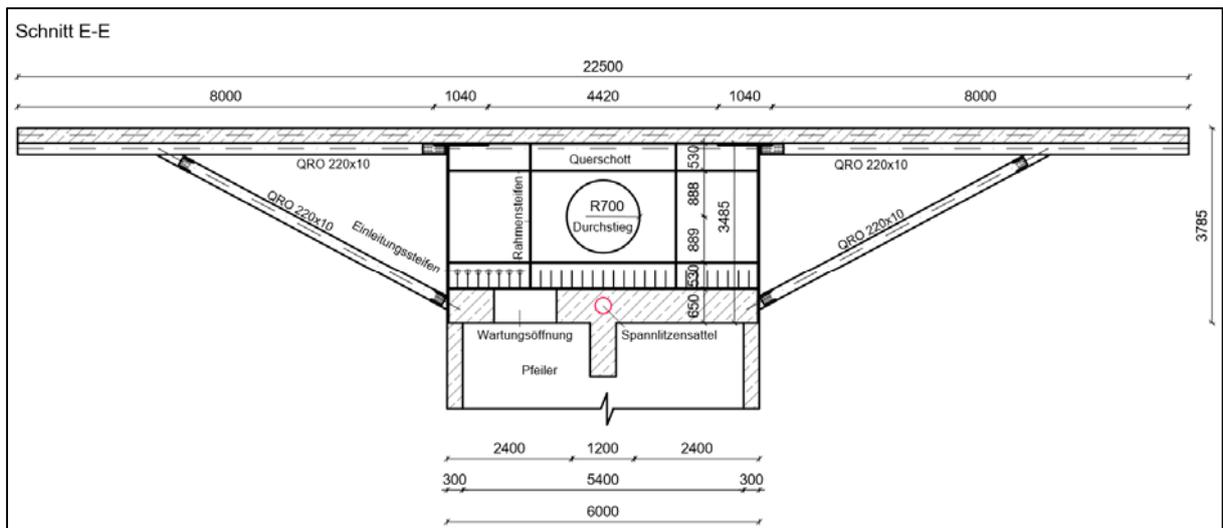


10.5 Anhang E - Knoten C FE-Modell Endzustand

Schnitt durch den Knoten C im Endzustand



Querschnitt der Brücke im Bereich des Knotens C



In diesem Anhang ist das FE-Modell des Knotens C im Endzustand enthalten.

Datum: 07.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten C Endzustand

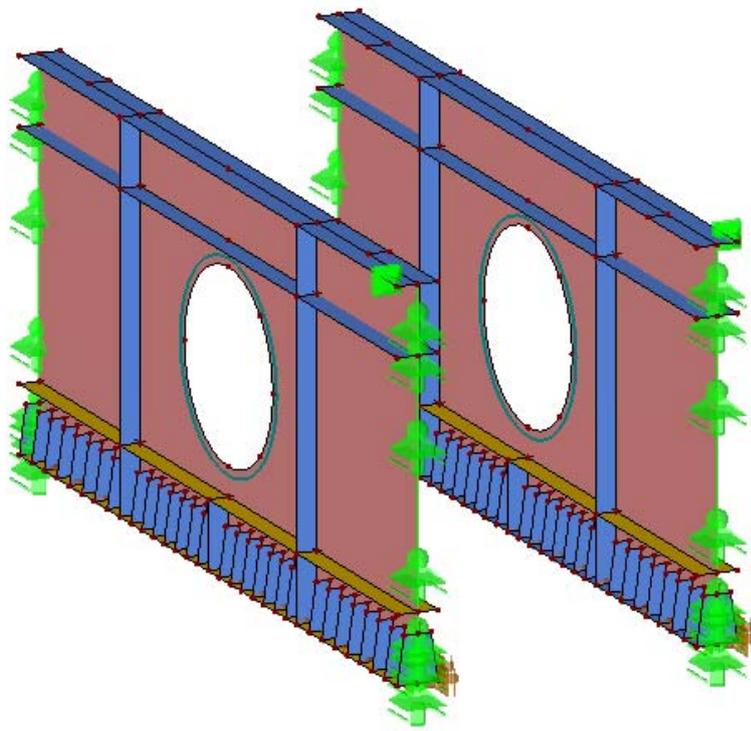
Seite: 1/6

Blatt: 1

MODELL

Flächendicke
(mm)
15.0
20.0
40.0

Isometrie



Datum: 07.06.2016

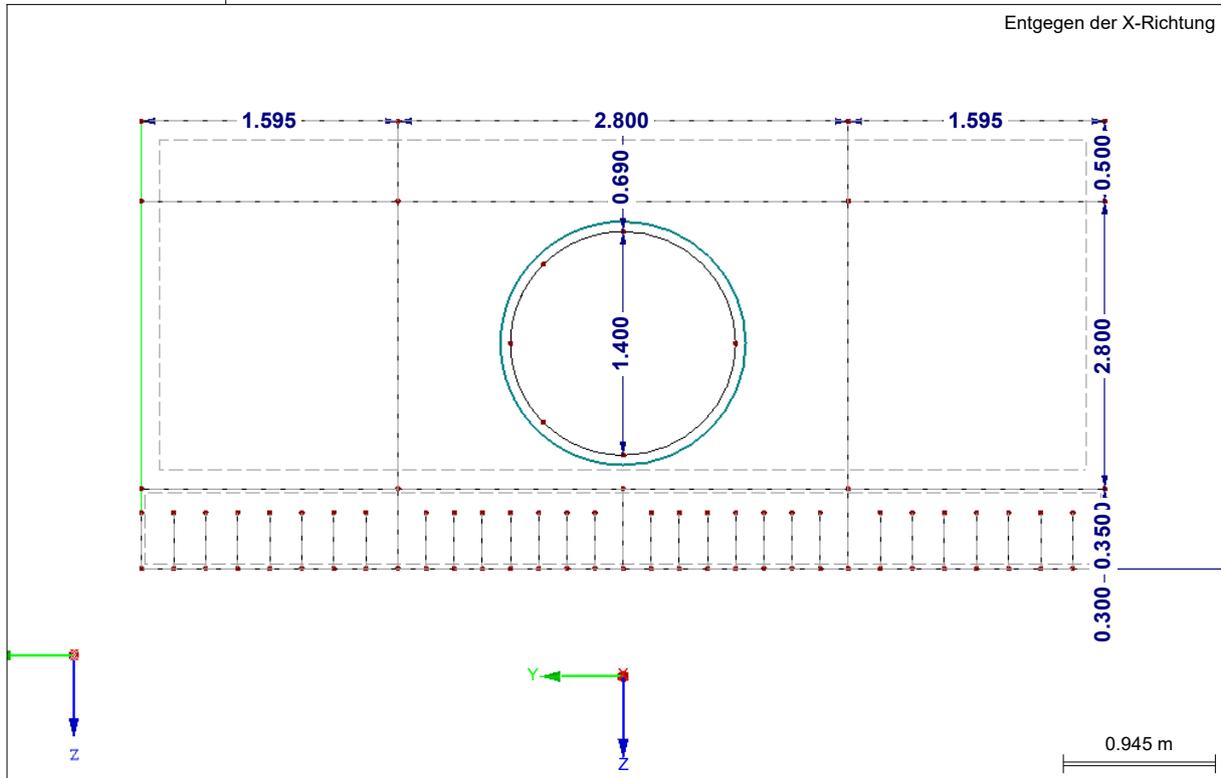
Projekt:

Modell: Knoten C Endzustand

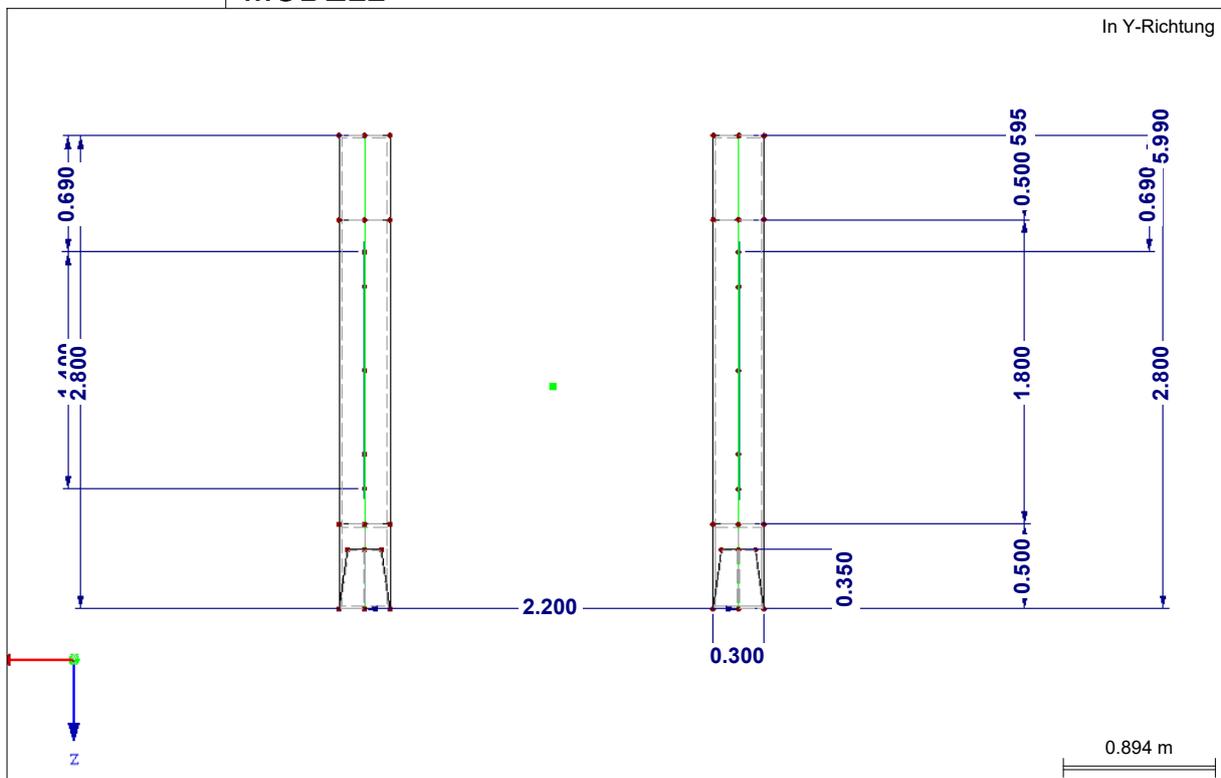
Seite: 2/6

Blatt: 1

■ MODELL



■ MODELL



Datum: 07.06.2016

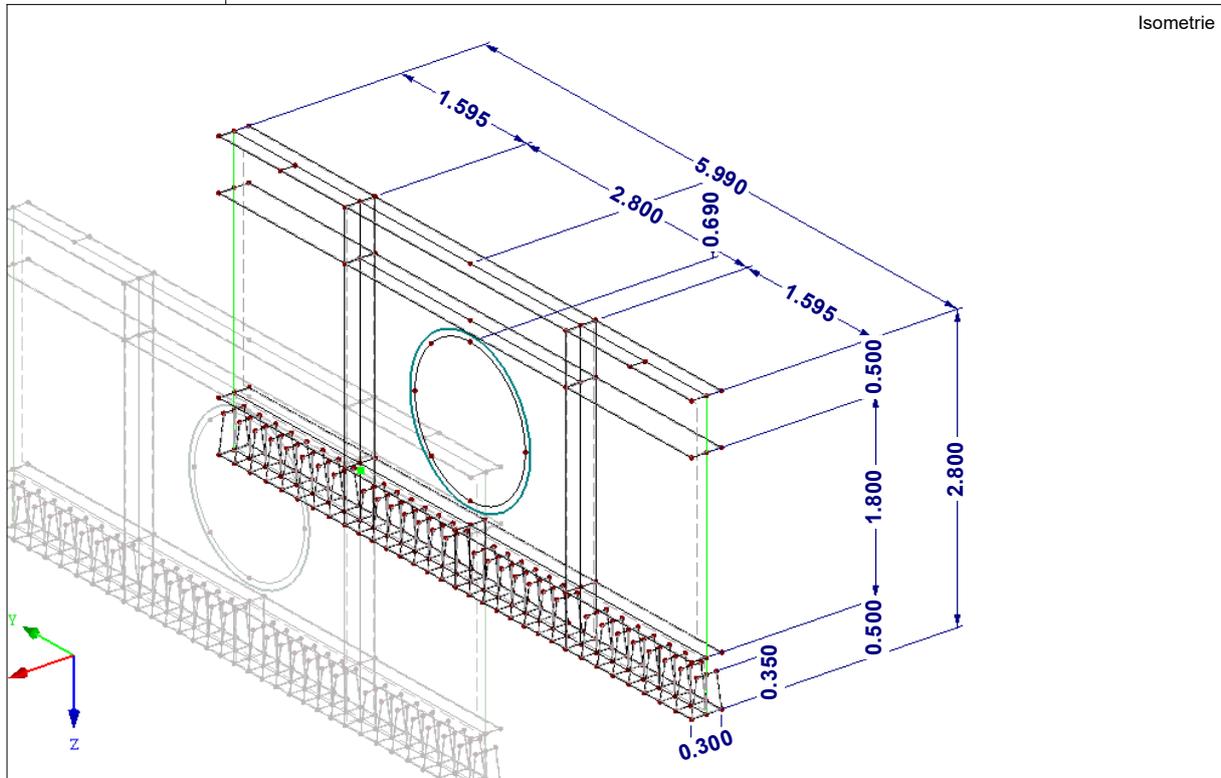
Projekt:

Modell: Knoten C Endzustand

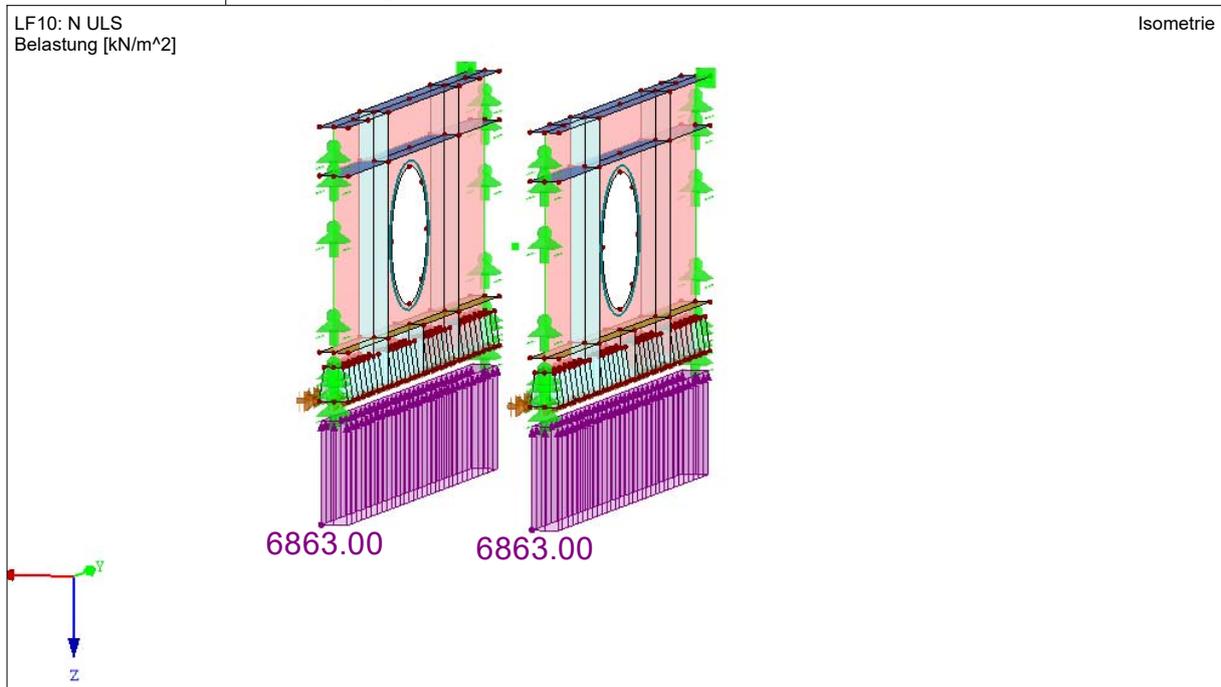
Seite: 3/6

Blatt: 1

■ MODELL



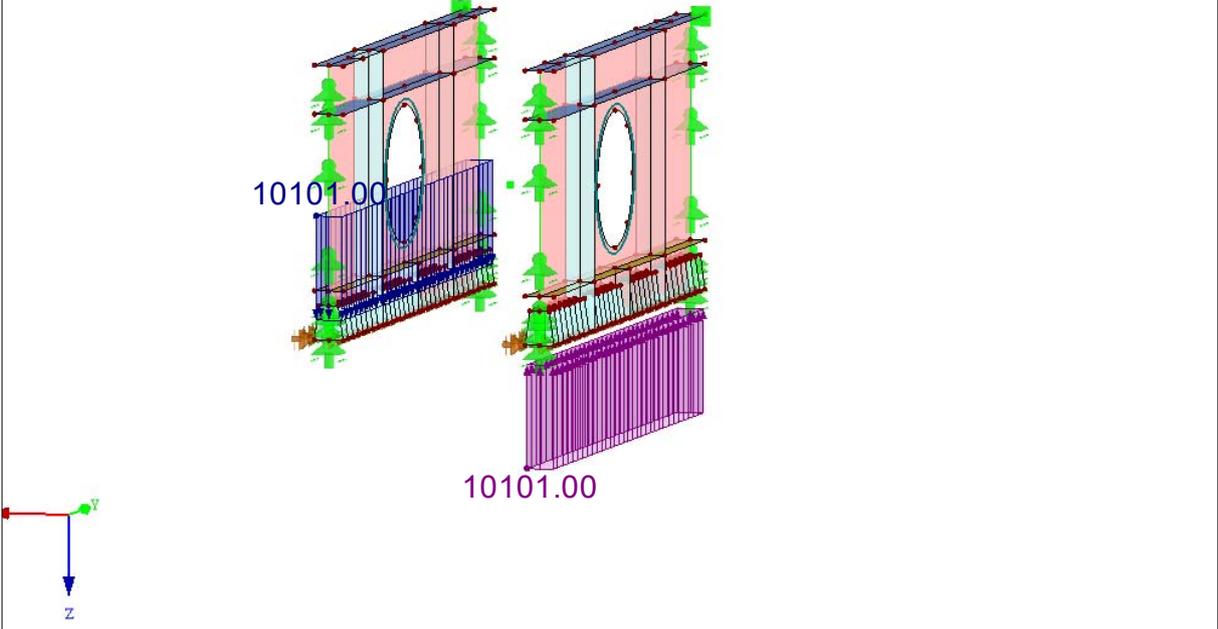
■ LF10: N ULS



■ LF11: MY ULS

LF11: My ULS
Belastung [kN/m²]

Isometrie



Datum: 07.06.2016

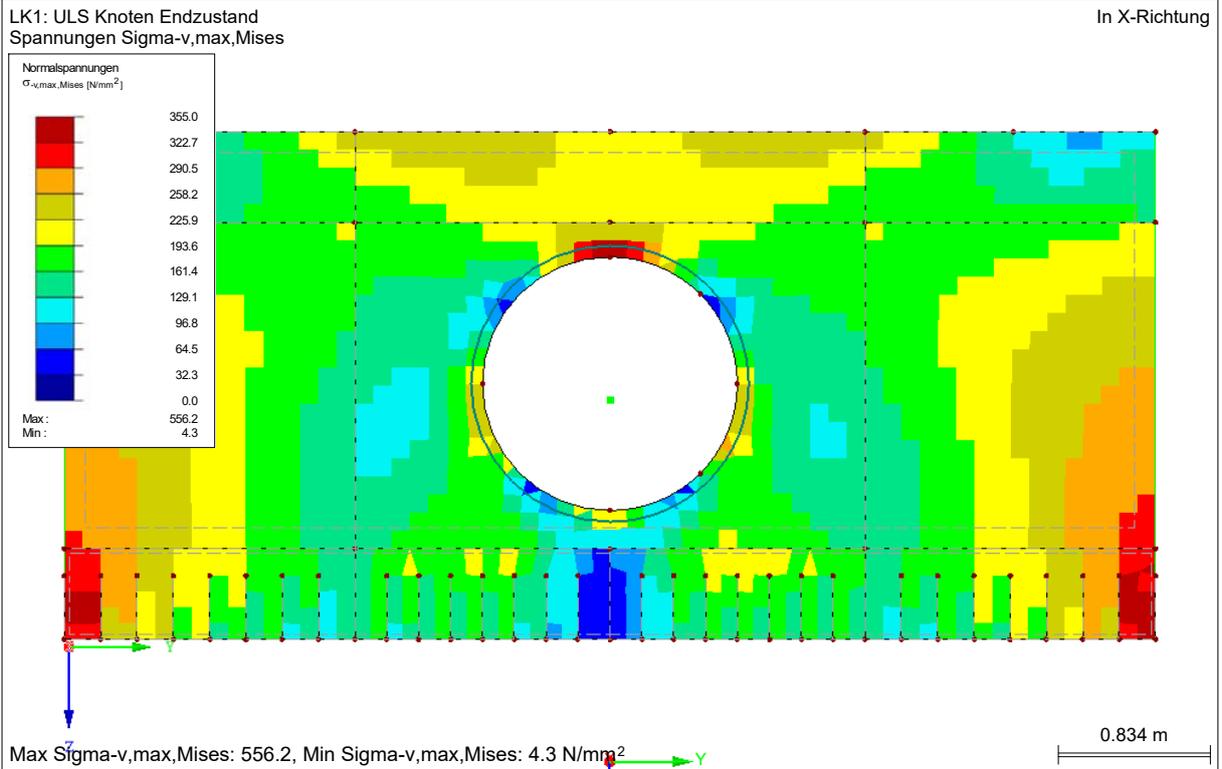
Projekt:

Modell: Knoten C Endzustand

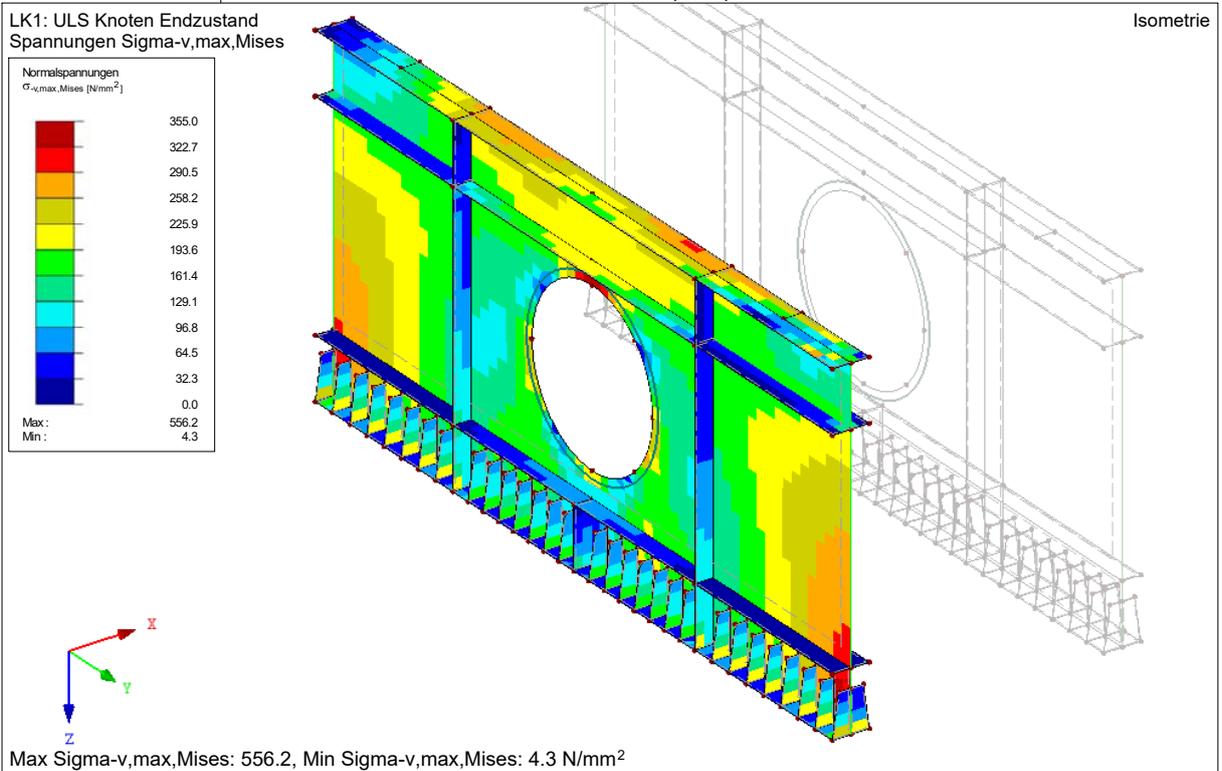
Seite: 5/6

Blatt: 1

■ VERGLEICHSSPANNUNGEN $\sigma_{v,Max,Mises}$



■ NORMALSPANNUNGEN $\sigma_{v,Max,Mises}$



Datum: 07.06.2016
RF-STABIL
 FA1
 Stabilitätsanalyse

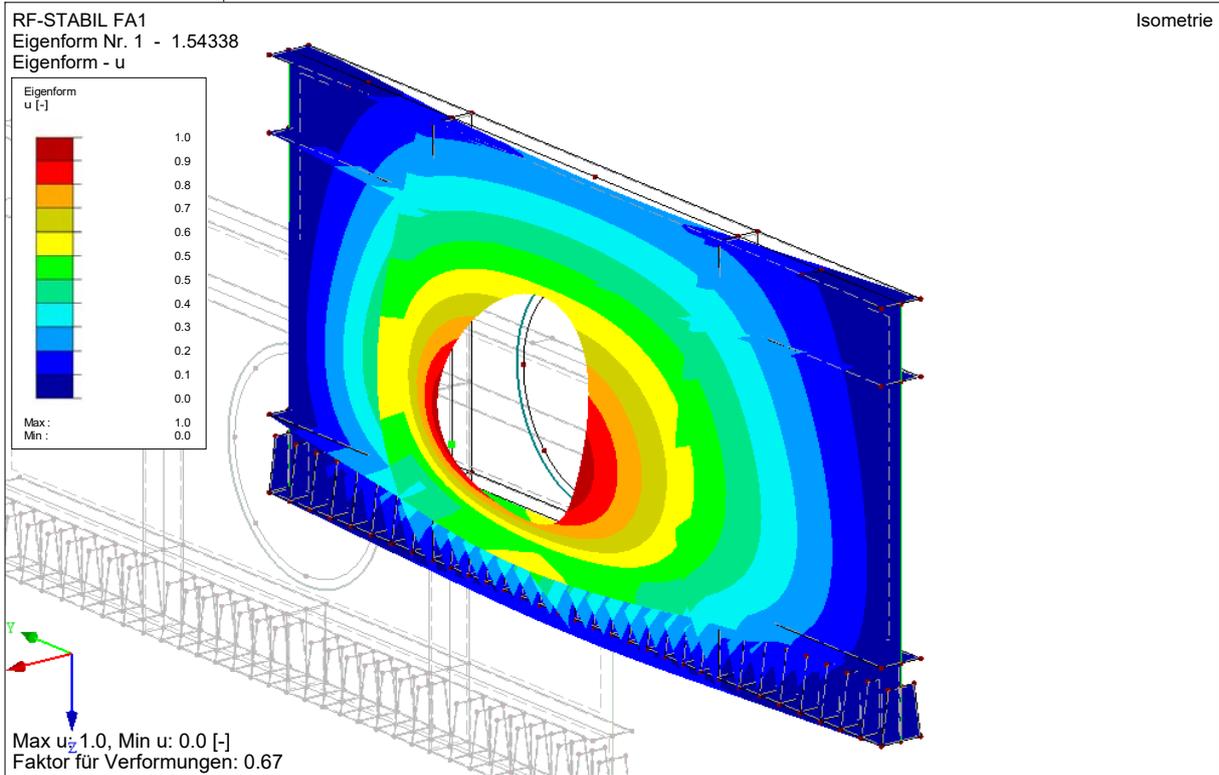
Projekt: Modell: Knoten C Endzustand

Seite: 6/6
 Blatt: 1

1.1 BASISANGABEN

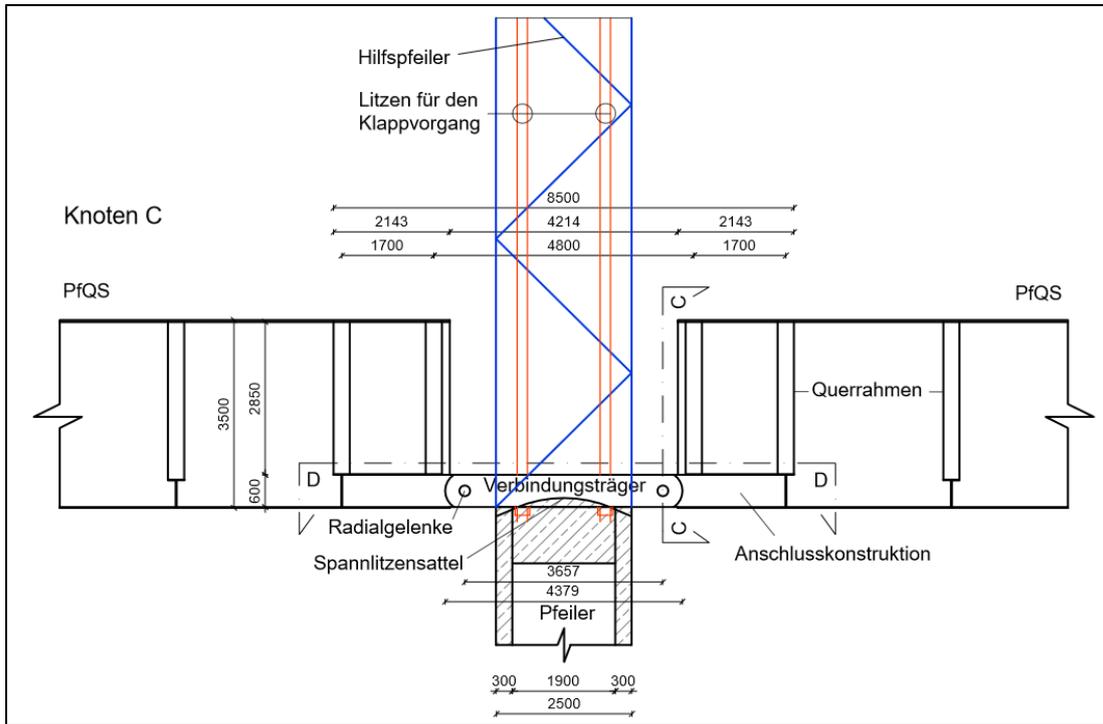
Anzahl ungünstigster Eigenwerte (Eigenformen für Knicken/Beulen):	4
Normierung der Eigenformen:	So dass $ u =1$
Normalkräfte übernehmen aus RFEM von:	LK1 - ULS Knoten Endzustand
Entlastenden Effekt durch Zugkräfte ausnutzen:	<input checked="" type="checkbox"/>
Einfluss der Normalkräfte als Anfangsvorspannung:	<input type="checkbox"/>
Eigenwertlöser-Methode:	<input checked="" type="checkbox"/> Lanczos-Methode <input type="checkbox"/> Wurzeln des charakteristischen Polynoms <input type="checkbox"/> Unterraum-Iterationsmethode <input type="checkbox"/> ICG-Iterationsmethode
Stabilitätsnachweis von LF/LK-Ergebnisse	<input checked="" type="checkbox"/>
Stabilitätsnachweis mit bis Versagen erhöhten Lasten:	<input type="checkbox"/>
Typ der Matrix:	Standard
Steifigkeitsänderung von RFEM aktivieren	<input checked="" type="checkbox"/>

EIGENFORM u

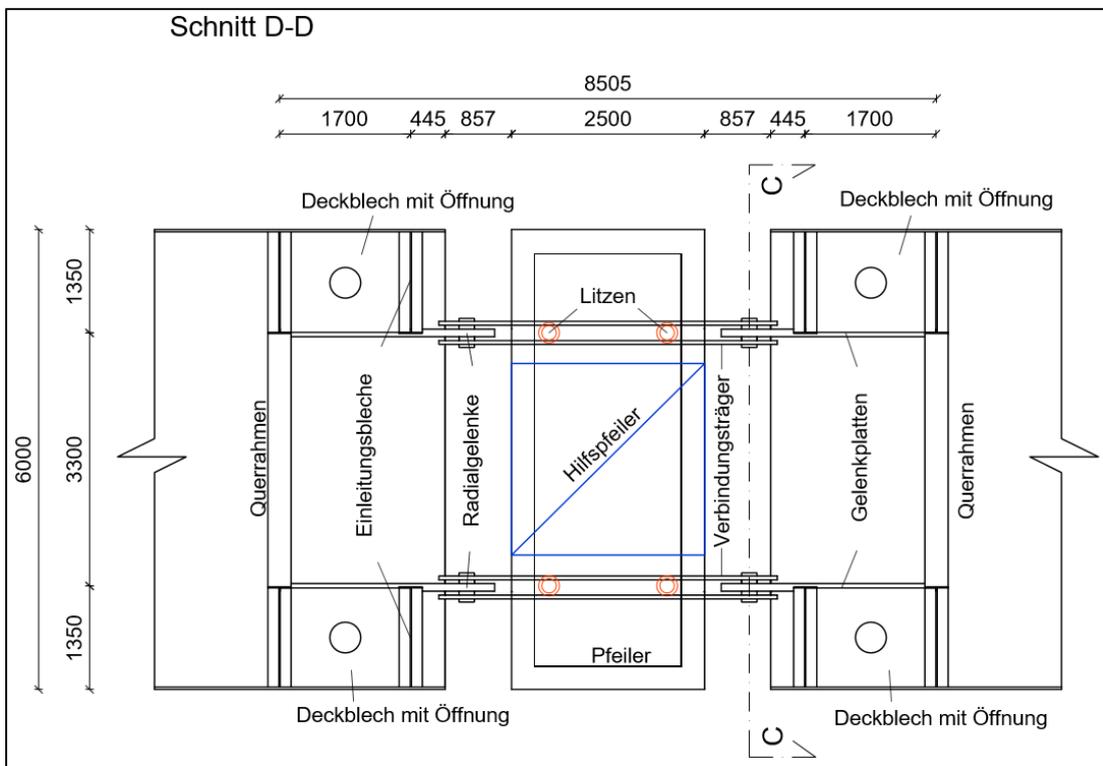


10.6 Anhang F - Knoten C FE-Modell Bauzustand

Schnitt durch den Knoten C im Bauzustand



Grundriss des Knoten C im Bauzustand

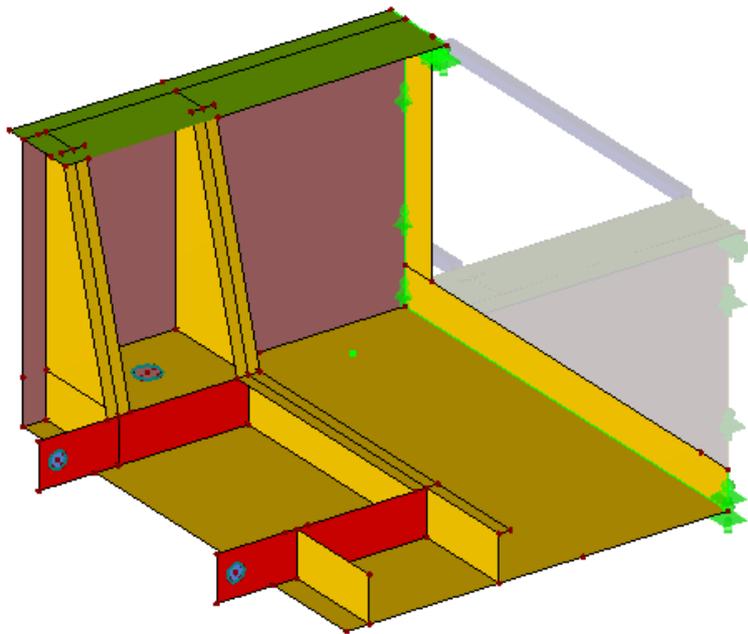


In diesem Anhang ist das FE Modell des Knotens C im Bauzustand enthalten.

■ MODELL

Flächendicke [mm]
Fest
15.0
30.0
40.0
100.0

Isometrie



Datum: 08.06.2016

Projekt:

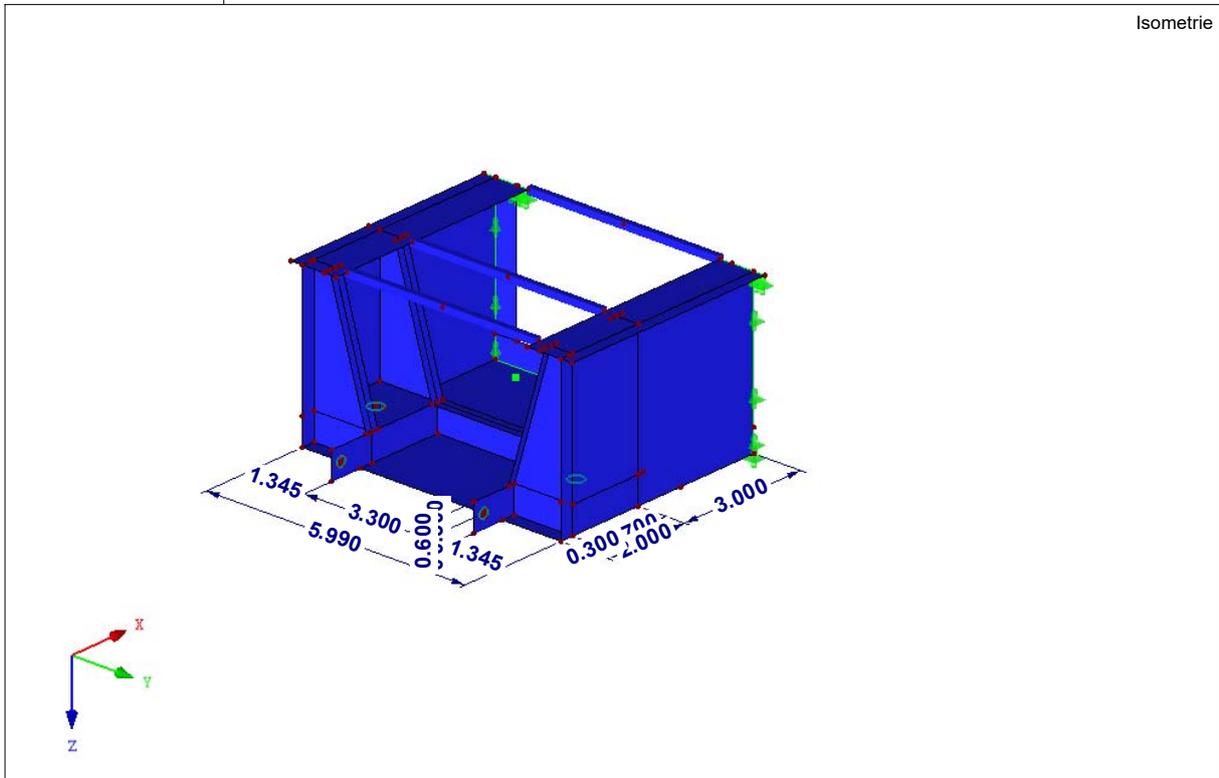
Modell: Knoten C Bauzustand

Seite: 2/7

Blatt: 1

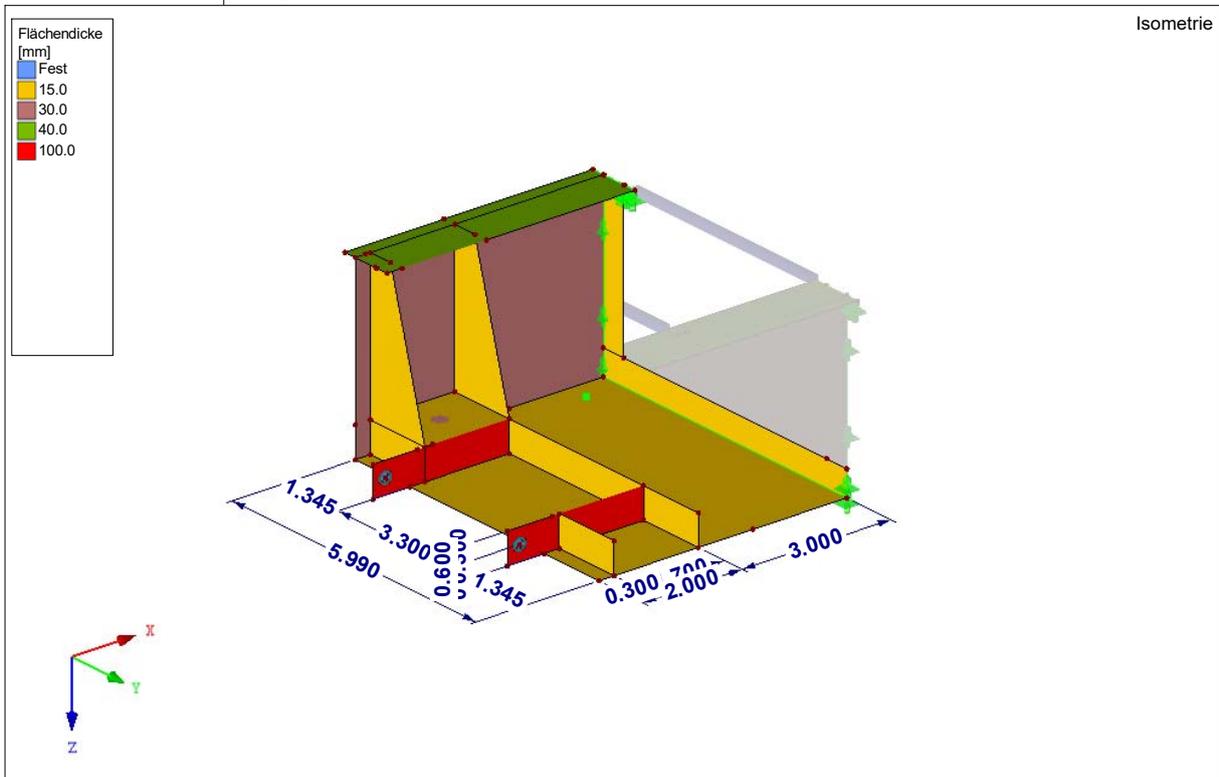
■ MODELL

Isometrie



■ MODELL

Isometrie



Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten C Bauzustand

Seite: 3/7

Blatt: 1

2.1 LASTFÄLLE

Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990 ÖNORM Einwirkungskategorie	Eigengewicht - Faktor in Richtung			
			Aktiv	X	Y	Z
LF1	Eigengewicht	Ständig	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	1.000
LF2	Aufgeklappt	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF3	Absenken 2	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF4	Absenken 1	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF5	Hochfahren 2	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF6	Hochfahren 1	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF7	Hochziehen offen	Ständig	<input type="checkbox"/>			

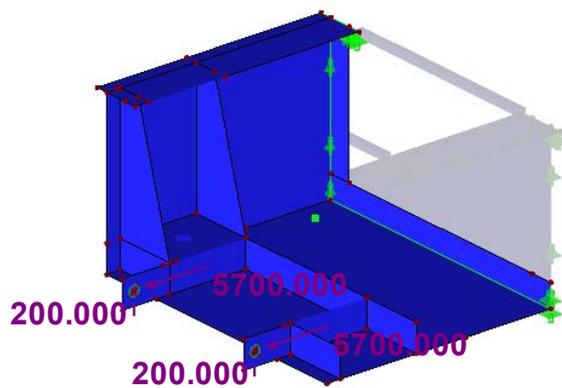
2.6 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebniskombin.	Ergebniskombination		Nr.	Faktor	Belastung	Kriterium	Alternat. Gruppe	
	BS	Bezeichnung						
EK1		Maximalbeanspruchung ULS	1	1.00	LF2	Aufgeklappt	Ständig	1
			2	1.00	LF3	Absenken 2	Ständig	1
			3	1.00	LF4	Absenken 1	Ständig	1
			4	1.00	LF5	Hochfahren 2	Ständig	1
			5	1.00	LF6	Hochfahren 1	Ständig	1
			6	1.00	LF7	Hochziehen offen	Ständig	1

LF2: AUFGEKLAPPT

LF2: Aufgeklappt
Belastung [kN]

Isometrie



Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Knoten C Bauzusatnd

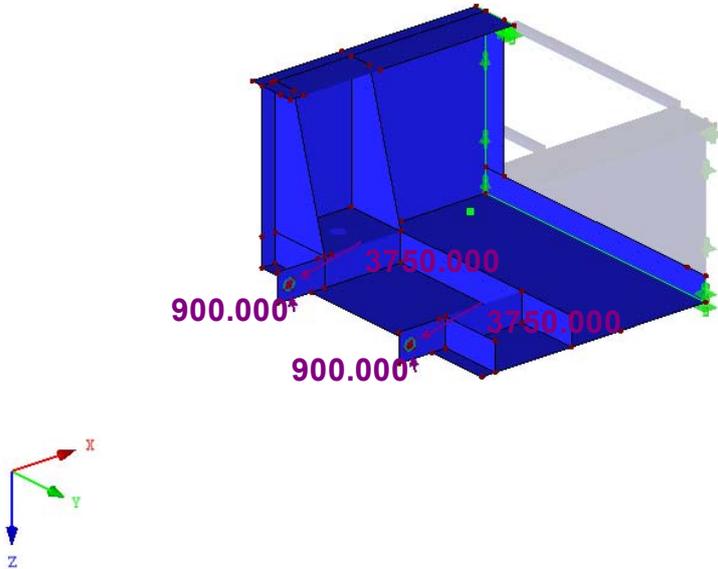
Seite: 4/7

Blatt: 1

■ LF3: ABSENKEN 2

LF3: Absenken 2
Belastung [kN]

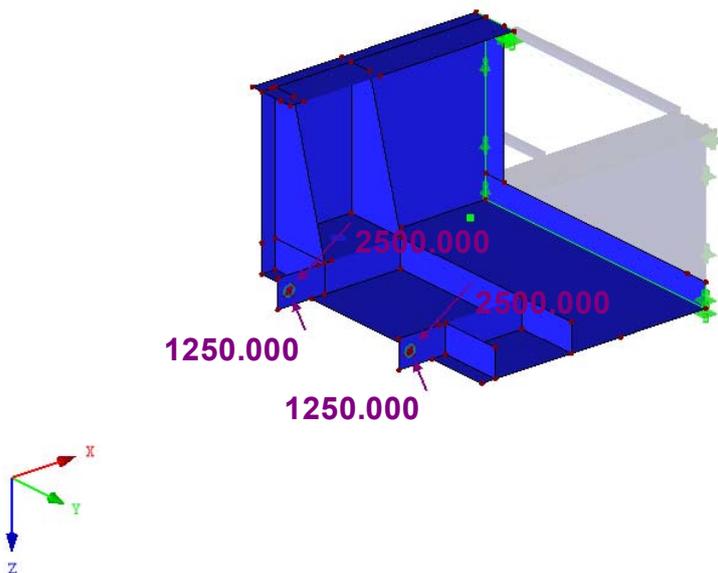
Isometrie



■ LF4: ABSENKEN 1

LF4: Absenken 1
Belastung [kN]

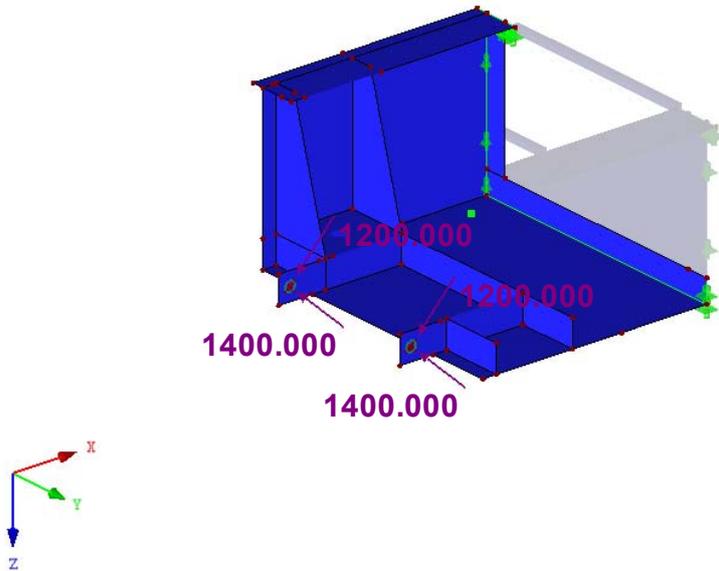
Isometrie



■ LF5: HOCHFAHREN 2

LF5: Hochfahren 2
Belastung [kN]

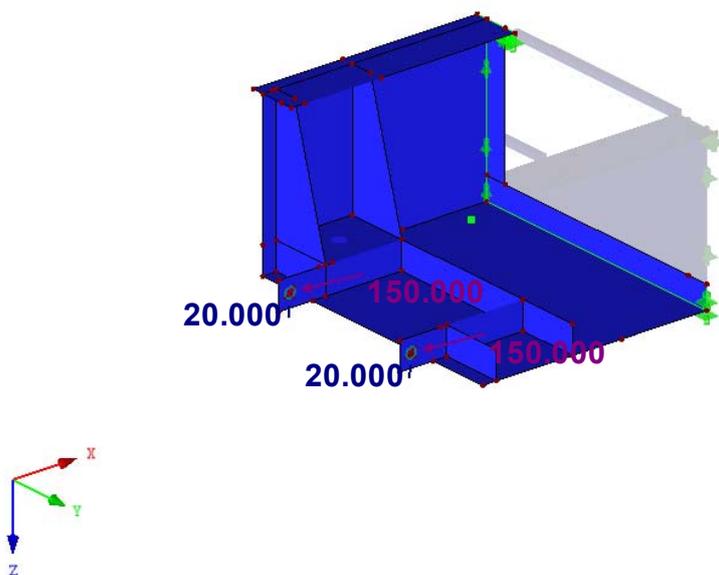
Isometrie



■ LF6: HOCHFAHREN 1

LF6: Hochfahren 1
Belastung [kN]

Isometrie

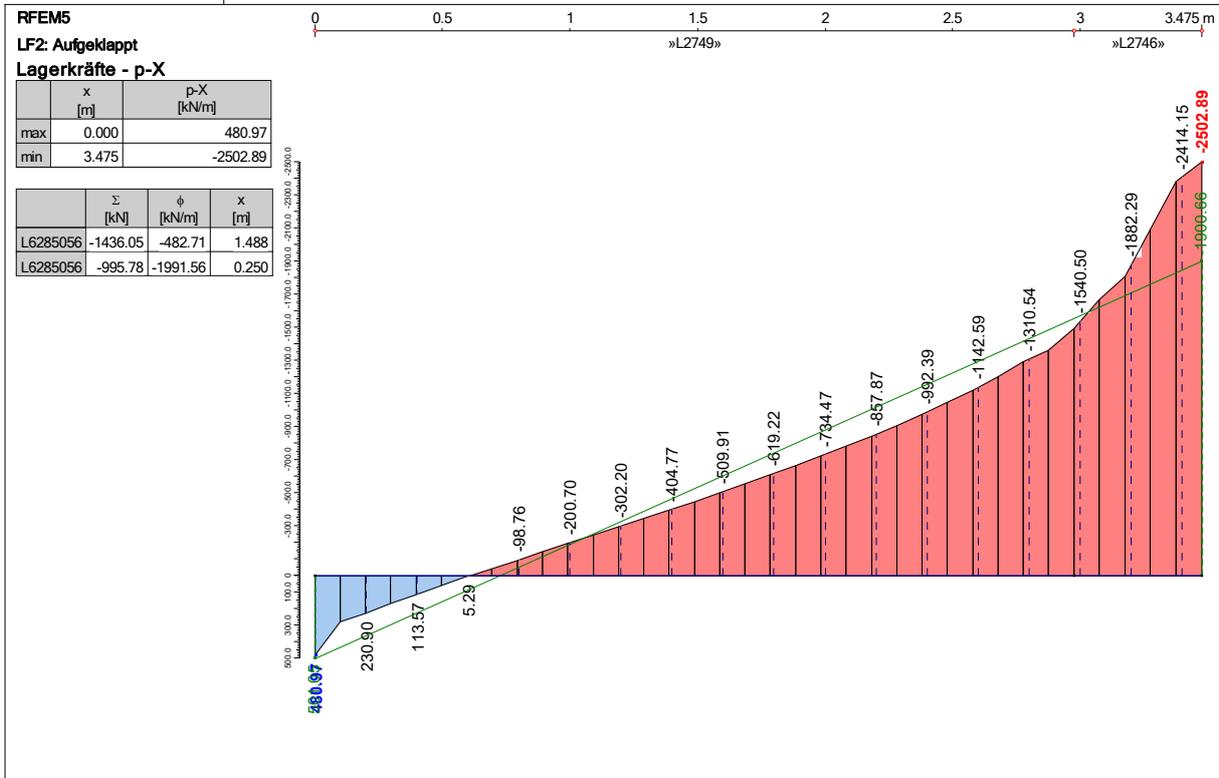


Datum: 08.06.2016

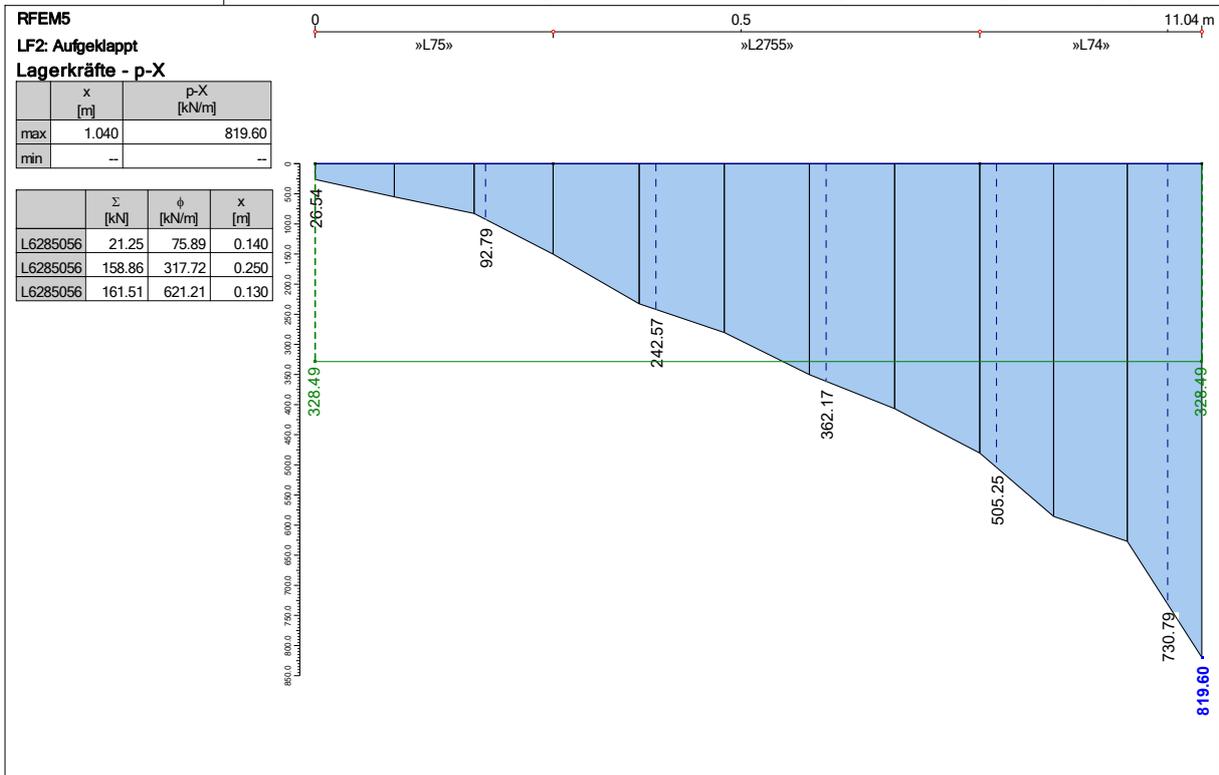
Projekt: Modell: Knoten C Bauzustand

Seite: 6/7
Blatt: 1

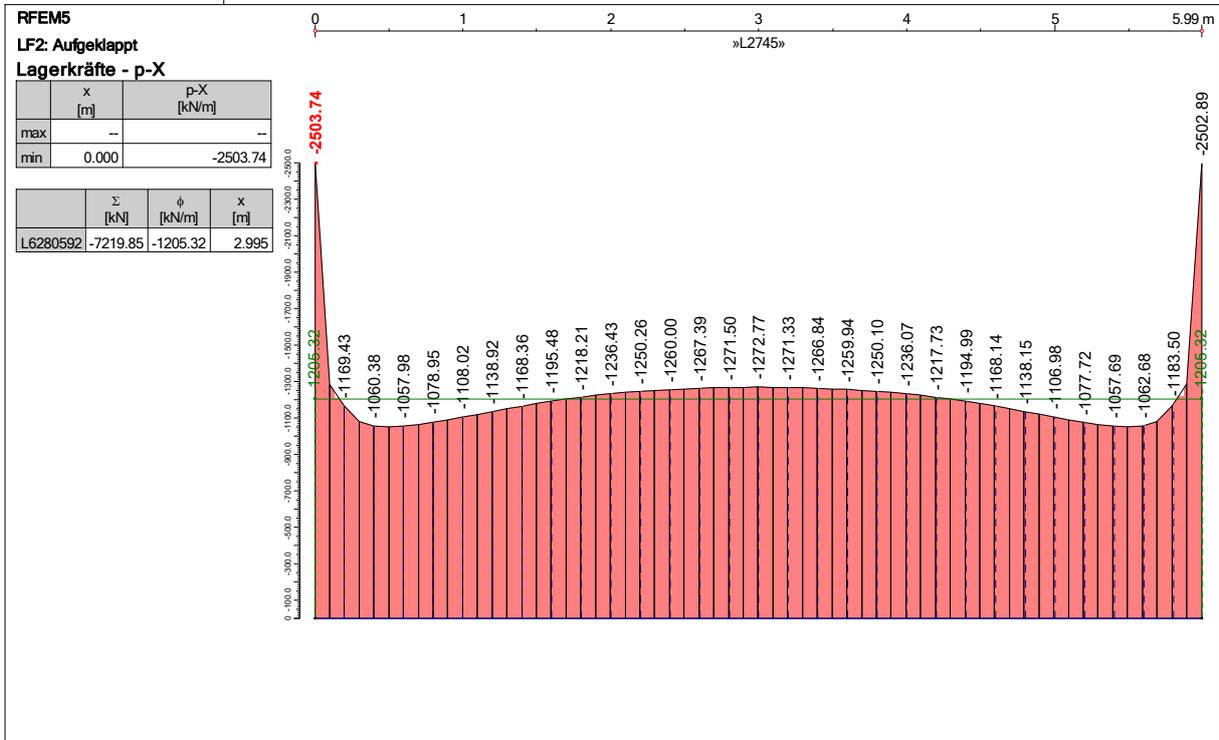
■ ERGEBNISVERLÄUFE AM LINIENLAGER DES STEGS



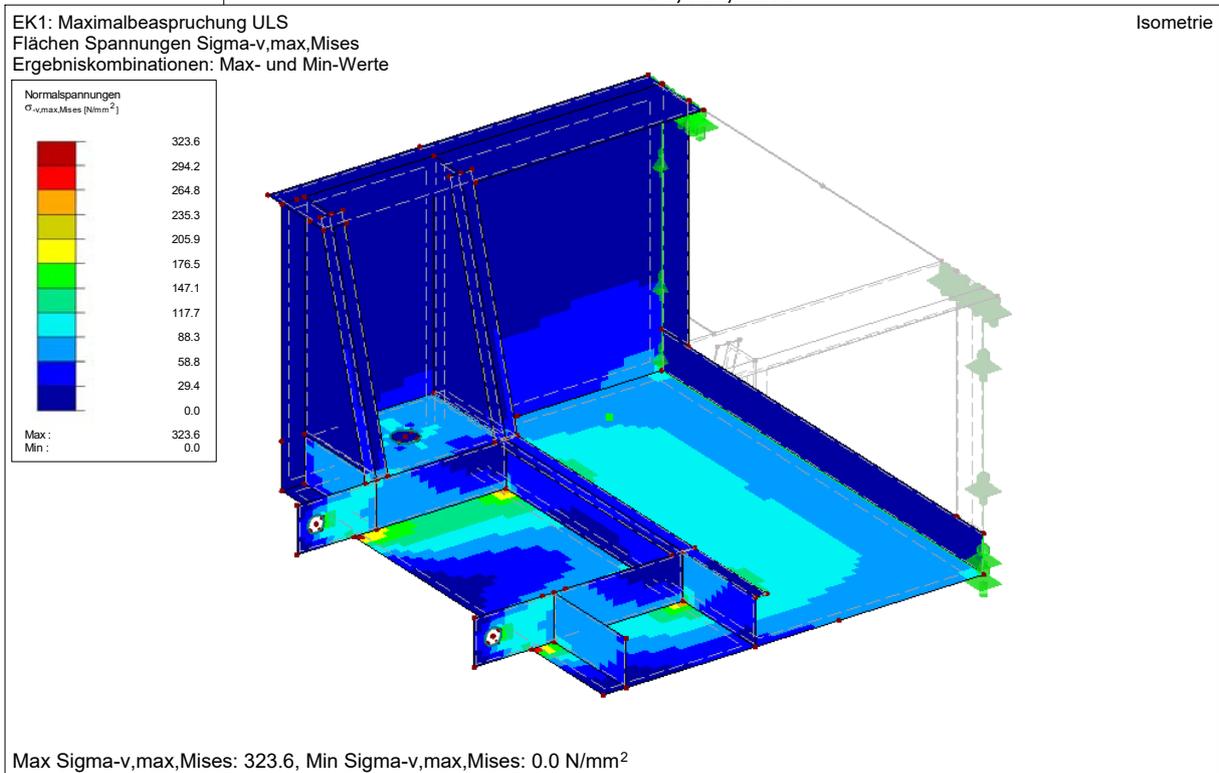
■ ERGEBNISVERLÄUFE AM LINIENLAGER DES OBERGURTS



■ ERGEBNISVERLÄUFE AM LINIENLAGER DES UNTERGURTS

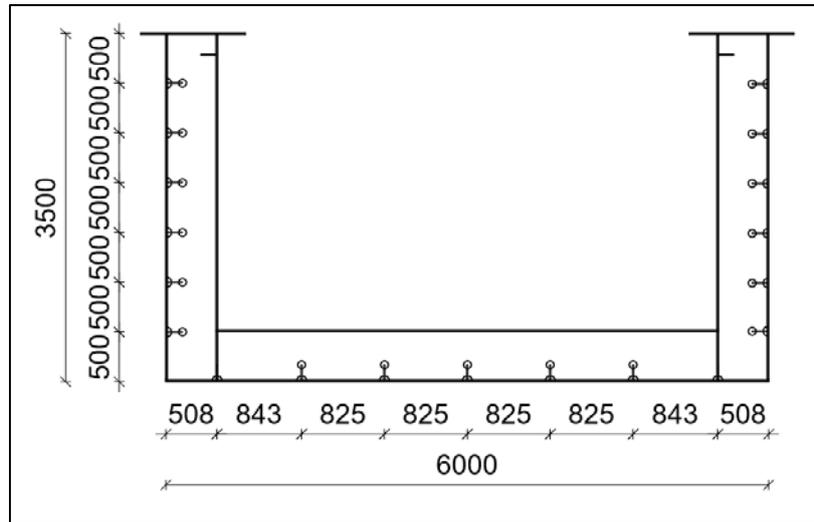


■ NORMALSPANNUNGEN $\sigma_{v,Max,Mises}$



10.7 Anhang G - Beulnachweise

Platzierung der Steifen auf den Hauptblechen



Aufzählung der Nachweise:

1. Stegbeulen über der Druckstrebe im Bauzustand ohne Untergurt
2. Stegbeulen über der Druckstrebe im Endzustand
3. Stegbeulen über dem Pfeiler im Endzustand inkl. Lasteinleitung
4. Stegbeulen über dem Pfeiler knapp außerhalb des Anschlusses
5. Stegbeulen am Randaufleger
6. Stegbeulen am Übergang von FQS a zu FQS a R
7. Untergurtbeulen über der Druckstrebe im Bauzustand

In diesem Anhang sind die Beulnachweise für die Brücke enthalten.

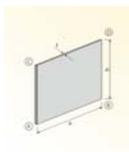
1. Stegbeulen über der Druckstrebe im Bauzustand ohne Untergurt

Datum: 08.06.2016

Projekt: Modell: Stegbeulen Bauzustand kein Untergurt

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
EN 1993-1-5:2006



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (EN 1993-1-1:2005-05)	21000.00	35.50	0.300	0.89

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
300.00	350.00	0.857	2.40

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Frei	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

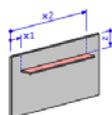
EN 1993-1-5:2006 - Europäische Union	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.00
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	Θ : 6.00

VERWENDETE NORMEN

[1] EN 1993-1-5:2006	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

BERECHNUNGSPARAMETER

FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	57
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unverteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven

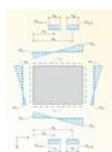


BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG

SteiFe Nr.	Lage [cm]			Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
	z	x1	x2			b1	b2	b1'	b2'
1	50.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.63	24.25	0.00	0.00
2	100.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	41.54	0.00	0.00
3	150.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	6.96	27.95	0.00	0.00
4	200.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	20.55	26.52	0.00	0.00
5	250.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	21.98	25.89	0.00	0.00
6	300.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	22.61	25.12	0.00	0.00
7	349.25	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	22.63	0.00	0.00	0.00

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN

Lastfälle	σ ₁ [kN/cm ²]	σ ₂ [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1	-12.34	20.42	-0.604	0.93



Datum: 08.06.2016

Projekt: Modell: Stegbeulen Bauzustand kein Untergurt

Seite: 2/2
Blatt: 1

■ MASSGEBENDER LASTFALL

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE LASTFALLWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE EIGENWERTWEISE

Nr.	Eigenwert		Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
	Nr.	Bezeichnung		Ausn.	Krit.	
1	1		LF1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ ALLE NACHWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.336	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

Eigenwert		σ_x	τ	σ_z	Gesamt
		[-]	[-]	[-]	
LF1					
1		2.98645	58.15880		2.98281
2		6.62104	61.98560		6.44830
3		8.94179	71.73250		9.16533
4		12.03320	77.16640		11.97450
5		12.04460	101.72900		11.99720
6		12.65590	107.89400		12.62120
7		12.97690	145.48700		12.84670
8		13.23090	147.68500		12.92320

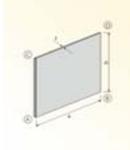
2. Stegbeulen über der Druckstrebe im Endzustand

Datum: 08.06.2016

Projekt: Modell: Stegbeulen Druckstrebe Endzustand

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
EN 1993-1-5:2006



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (EN 1993-1-1:2005-05)	21000.00	35.50	0.300	1.04

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
300.00	325.00	0.923	2.40

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Eingespannt	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

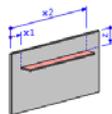
EN 1993-1-5:2006 - Europäische Union	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.00
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	ϑ : 6.00

VERWENDETE NORMEN

[1] EN 1993-1-5:2006	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

BERECHNUNGSPARAMETER

FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	52
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unversteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven

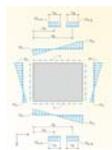


BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG

Steife Nr.	Lage [cm]	Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
				b1	b2	b1'	b2'
1	z=50.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.63	24.25	0.00	0.00
2	z=100.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
3	z=150.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
4	z=200.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	43.35	0.00	0.00
5	z=250.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	5.15	28.17	0.00	0.00
6	z=300.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	20.33	12.90	0.00	0.00

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN

Lastfälle	σ ₁ [kN/cm ²]	σ ₂ [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1 - ULS	-20.80	7.80	-2.667	12.00



Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Stegbeulen Druckstrebe Endzustand

Seite: 2/2

Blatt: 1

■ QUERSPANNUNGEN

Lastfälle	σ_3 [kN/cm ²]	σ_4 [kN/cm ²]	$\sigma_{5,A}$ d, c [cm]	$\sigma_{5,B}$ d, c [cm]	$\sigma_{6,A}$ d, c [cm]	$\sigma_{6,B}$ d, c [cm]
LF1	0.00	0.00	0.58	0.00	0.00	0.00
			120.00	-	-	-
			108.00	-	-	-

■ MASSGEBENDER LASTFALL

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1	ULS	1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE LASTFALLWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1	ULS	1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE EIGENWERTWEISE

Nr.	Eigenwert Nr.	Bezeichnung	Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	1	ULS	LF1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ ALLE NACHWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1	ULS	1	0.283	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

Eigenwert	σ_x [-]	τ [-]	σ_z [-]	Gesamt
LF1 ULS				
1	41.10670	4.97512	57.95330	5.96233
2	41.10670	5.31091	97.22490	6.54397
3	46.14270	7.03305	137.52900	9.21984
4	46.14330	7.33971	182.02000	9.75538
5	52.25110	10.39400	197.09700	12.93530
6	52.25390	11.00550	254.21700	13.68530
7	59.36230	13.38120	302.59600	15.14060
8	59.40830	13.59190	325.47400	15.64190

3. Stegbeulen über dem Pfeiler im Endzustand inkl. Lasteinleitung

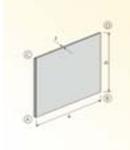
Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Stegbeulen Pfeiler Lasteinleitung

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
EN 1993-1-5:2006



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (EN 1993-1-1:2005-05)	21000.00	35.50	0.300	1.62

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
250.00	325.00	0.769	3.00

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Eingespannt	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

EN 1993-1-5:2006 - Europäische Union	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.00
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	ϑ : 6.00

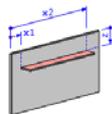
VERWENDETE NORMEN

[1] EN 1993-1-5:2006	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

BERECHNUNGSPARAMETER

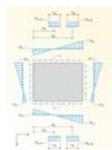
FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	52
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unverteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven

BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG



Steife Nr.	Lage [cm]			Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
	z	x1	x2			b1	b2	b1'	b2'
1	50.00	0.00	250.00	Flachstahl	150/15 R	24.63	24.25	0.00	0.00
2	100.00	0.00	250.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
3	150.00	0.00	250.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
4	200.00	0.00	250.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
5	250.00	0.00	250.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	38.95	0.00	0.00
6	300.00	0.00	250.00	Flachstahl	150/15 R	9.55	13.45	0.00	0.00

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN



Lastfälle	σ ₁ [kN/cm ²]	σ ₂ [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1	-33.30	6.00	-5.550	9.70

Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Stegbeulen Pfeiler Lasteinleitung

Seite: 2/2

Blatt: 1

■ QUERSPANNUNGEN

Lastfälle	σ_3 [kN/cm ²]	σ_4 [kN/cm ²]	$\sigma_{5,A}$ d, c [cm]	$\sigma_{5,B}$ d, c [cm]	$\sigma_{6,A}$ d, c [cm]	$\sigma_{6,B}$ d, c [cm]
LF1	14.30	14.30	0.00	0.00	0.00	0.00

■ MASSGEBENDER LASTFALL

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE LASTFALLWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE EIGENWERTWEISE

Nr.	Eigenwert Nr.	Bezeichnung	Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	1		LF1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ ALLE NACHWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.454	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

Eigenwert	σ_x [-]	τ [-]	σ_z [-]	Gesamt
LF1				
1	65.96750	9.01165	2.09005	2.54896
2	65.96770	9.51628	2.37078	2.83255
3	76.28270	12.68300	2.97457	3.52541
4	76.28430	12.96550	3.93688	4.03419
5	89.38800	18.28600	5.00617	5.24286
6	89.39490	19.46020	5.93946	6.35911
7	105.73100	24.56980	6.54266	7.59616
8	105.76400	24.87330	6.66232	7.92884

4. Stegbeulen über dem Pfeiler knapp außerhalb des Anschlusses

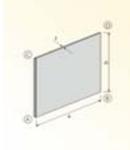
Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Stegbeulen Pfeiler Endzustand

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
EN 1993-1-5:2006



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (EN 1993-1-1:2005-05)	21000.00	35.50	0.300	1.90

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
300.00	300.00	1.000	3.00

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

EN 1993-1-5:2006 - Europäische Union	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.00
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	ϑ : 6.00

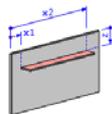
VERWENDETE NORMEN

[1] EN 1993-1-5:2006	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

BERECHNUNGSPARAMETER

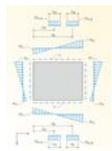
FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	48
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unverteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven

BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG



Steife Nr.	Lage [cm]	Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
				b1	b2	b1'	b2'
1	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	24.63	24.25	0.00	0.00
2		Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
3		Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
4		Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
5		Flachstahl	150/15 R	24.25	30.93	0.00	0.00

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN



Lastfälle	σ ₁ [kN/cm ²]	σ ₂ [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1	-33.30	6.00	-5.550	19.00

Datum: 08.06.2016

Projekt: Stegbeulen Pfeiler Endzustand

Seite: 2/2
Blatt: 1

■ MASSGEBENDER LASTFALL

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE LASTFALLWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE EIGENWERTWEISE

Nr.	Eigenwert Nr.	Bezeichnung	Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	1		LF1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ ALLE NACHWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.644	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

Eigenwert	σ_x [-]	τ [-]	σ_z [-]	Gesamt
LF1				
1	61.25520	3.48233		4.64302
2	61.25520	3.74781		5.29382
3	70.15400	5.17360		8.24822
4	70.15420	6.05668		8.72977
5	80.56530	8.89542		11.47280
6	80.56930	9.47960		12.43030
7	92.59990	10.39520		13.94510
8	92.64440	10.70390		14.31420

5. Stegbeulen am Randaufleger

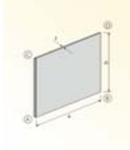
Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Stegbeulen Randaufleger

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
EN 1993-1-5:2006



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (EN 1993-1-1:2005-05)	21000.00	35.50	0.300	0.30

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
300.00	350.00	0.857	1.40

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

EN 1993-1-5:2006 - Europäische Union	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.00
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	ϑ : 6.00

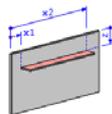
VERWENDETE NORMEN

[1] EN 1993-1-5:2006	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

BERECHNUNGSPARAMETER

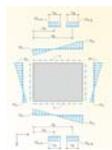
FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	56
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unverteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven

BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG



Steife Nr.	Lage [cm]			Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
	z	x1	x2			b1	b2	b1'	b2'
1	50.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.63	24.25	0.00	0.00
2	100.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
3	150.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	38.80	0.00	0.00
4	200.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	9.70	27.65	0.00	0.00
5	250.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	20.85	26.41	0.00	0.00
6	300.00	0.00	300.00	Flachstahl	150/15 R	22.09	26.24	0.00	0.00

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN



Lastfälle	σ ₁ [kN/cm ²]	σ ₂ [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1	-8.40	8.40	-1.000	18.16

Datum: 08.06.2016

Projekt:

Modell: Stegbeulen Randaufleger

Seite: 2/2

Blatt: 1

■ MASSGEBENDER LASTFALL

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE LASTFALLWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ NACHWEISE EIGENWERTWEISE

Nr.	Eigenwert		Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
	Nr.	Bezeichnung		Ausn.	Krit.	
1	1		LF1	0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ ALLE NACHWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.606	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.959	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

Eigenwert		σ_x	τ	σ_z	Gesamt
wert		[-]	[-]	[-]	
LF1					
1		10.70950	2.62094		2.46355
2		10.72710	2.67924		2.64899
3		11.25160	2.85057		2.89836
4		11.39740	3.09899		3.10812
5		11.97780	3.39625		3.45672
6		12.08580	3.67904		3.63581
7		12.95830	4.33087		4.02303
8		13.08870	4.53254		4.17635

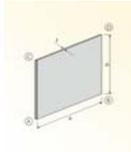
6. Stegbeulen am Übergang von FQS a zu FQS a R

Datum: 08.06.2016

Projekt: Modell: Stegbeulen Übergang zu FQS R

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
EN 1993-1-5:2006



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (EN 1993-1-1:2005-05)	21000.00	35.50	0.300	0.22

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
300.00	350.00	0.857	1.20

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

EN 1993-1-5:2006 - Europäische Union	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.00
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	ϑ : 6.00

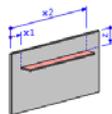
VERWENDETE NORMEN

[1] EN 1993-1-5:2006	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

BERECHNUNGSPARAMETER

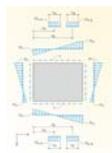
FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	56
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unverteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven

BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG



Steife Nr.	Lage [cm]	Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
				b1	b2	b1'	b2'
1	z=50.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	29.98	24.25	0.00	0.00
2	z=100.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
3	z=150.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
4	z=200.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
5	z=250.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.25	0.00	0.00
6	z=300.00, x1=0.00, x2=300.00	Flachstahl	150/15 R	24.25	24.63	0.00	0.00

LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN



Lastfälle	σ ₁ [kN/cm ²]	σ ₂ [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1	1.50	-9.40	-6.267	17.89

Datum: 08.06.2016

Projekt: Modell: Stegbeulen Übergang zu FQS R

Seite: 2/2
Blatt: 1

■ **MASSGEBENDER LASTFALL**

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ **NACHWEISE LASTFALLWEISE**

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ **NACHWEISE EIGENWERTWEISE**

Nr.	Eigenwert Nr.	Bezeichnung	Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	1		LF1	0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ **ALLE NACHWEISE**

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.531	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2				0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

■ **VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN**

Eigenwert	σ_x [-]	τ [-]	σ_z [-]	Gesamt
LF1				
1	74.37120	2.44156		2.50906
2	75.06120	2.47790		2.65198
3	77.37500	2.63037		2.81569
4	80.92460	2.65703		2.96034
5	82.26980	3.18469		3.36679
6	86.89100	3.25076		3.60473
7	94.48610	3.66878		3.92133
8	97.10940	3.78704		4.02620

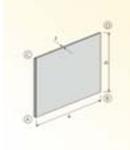
7. Untergurtbeulen über der Druckstrebe im Bauzustand

Datum: 08.06.2016

Projekt: Modell: Untergurtbeulen Druckstrebe ..

Seite: 1/2
Blatt: 1

FE-BEUL
FA1
Beulsicherheitsnachweis
DIN EN 1993-1-5 : 2010-12



MATERIAL

Material Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm ²]	Streckgrenze f _{yk} [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Bezugsspannung σ _e [kN/cm ²]
Baustahl S 355 (DIN EN 1993-1-1:2010-12)	21000.00	35.50	0.300	0.12

BEULFELD-ABMESSUNGEN

Seitenlänge		Seitenverhältnis	Blechedicke
a [cm]	b [cm]	α	t [cm]
600.00	600.00	1.000	1.50

RANDBEDINGUNGEN

Rand A-B	Rand C-D	Rand A-C	Rand B-D
Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig	Gelenkig

DATEN DES NATIONALEN ANHANGS

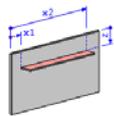
DIN EN 1993-1-5 : 2010-12 - Deutschland	
Teilsicherheitsbeiwert	γ _{M1} : 1.10
Beiwert für Schubbeanspruchbarkeit	η : 1.20
Drillknickparameter für offene Steife mit Berücksichtigung der Wölbung:	ϑ : 6.00

VERWENDETE NORMEN

[1] DIN EN 1993-1-5 : 2010-12	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
[2] DIN EN 1993-1-1 : 2005-07	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[3] Handbuch des ECCS	Das Buch: Design of Plated Structures, ISBN (ECCS): 978-92-9147-100-3

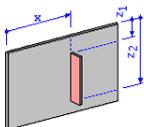
BERECHNUNGSPARAMETER

FE-Modell für Steifen	3D mit Flächenelementen
Eigenwertlösermethode	Lanczos-Methode
Teilung für FE-Netz	58
Anzahl der zu berechnenden Beulfiguren	8
Berechnungsart	Bei unverteiftem Beulfeld Beulwerte - falls möglich - nach Norm-Formeln berechnen. (Tab. 4.1 oder Tab. 4.2)
Ermittlung der Abminderungsfaktoren	
Beitrag des Steges χ _w nach Tab. 5.1	Starre Auflagersteife
Zahlenwerte nach Tab. B.1	Geschweißt oder kaltgeformt
Ermittlung der Beulkurvenform	Verschiedene Beulkurven



BEULSTEIFEN IN X-RICHTUNG

Steife Nr.	Lage [cm]	Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
				b1	b2	b1'	b2'
1	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	24.63	41.75	0.00	0.00
2	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	41.75	40.50	0.00	0.00
3	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	40.50	40.50	0.00	0.00
4	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	40.50	40.50	0.00	0.00
5	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	40.50	40.50	0.00	0.00
6	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	40.50	41.75	0.00	0.00
7	z, x1, x2	Flachstahl	150/15 R	41.75	24.63	0.00	0.00



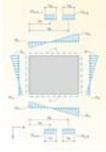
BEULSTEIFEN IN Z-RICHTUNG

Steife Nr.	Lage [cm]	Typ	Parameter [mm]	Wirksame Gurtbreiten [cm]			
				b1	b2	b1'	b2'
1	x, z1, z2	T-Steife	500/300/15/15 R	149.63	149.63	0.00	0.00

Datum: 08.06.2016

Projekt: Untergurtbeulen Druckstrebe ..

Seite: 2/2
Blatt: 1



LÄNGS- UND SCHUBSPANNUNGEN

Lastfälle	σ_1 [kN/cm ²]	σ_2 [kN/cm ²]	ψ [-]	τ [kN/cm ²]
LF1	9.00	9.00	1.000	0.00

MASSGEBENDER LASTFALL

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

NACHWEISE LASTFALLWEISE

Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

NACHWEISE EIGENWERTWEISE

Nr.	Eigenwert Nr.	Bezeichnung	Lastfall	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	1		LF1	0.635	≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)

ALLE NACHWEISE

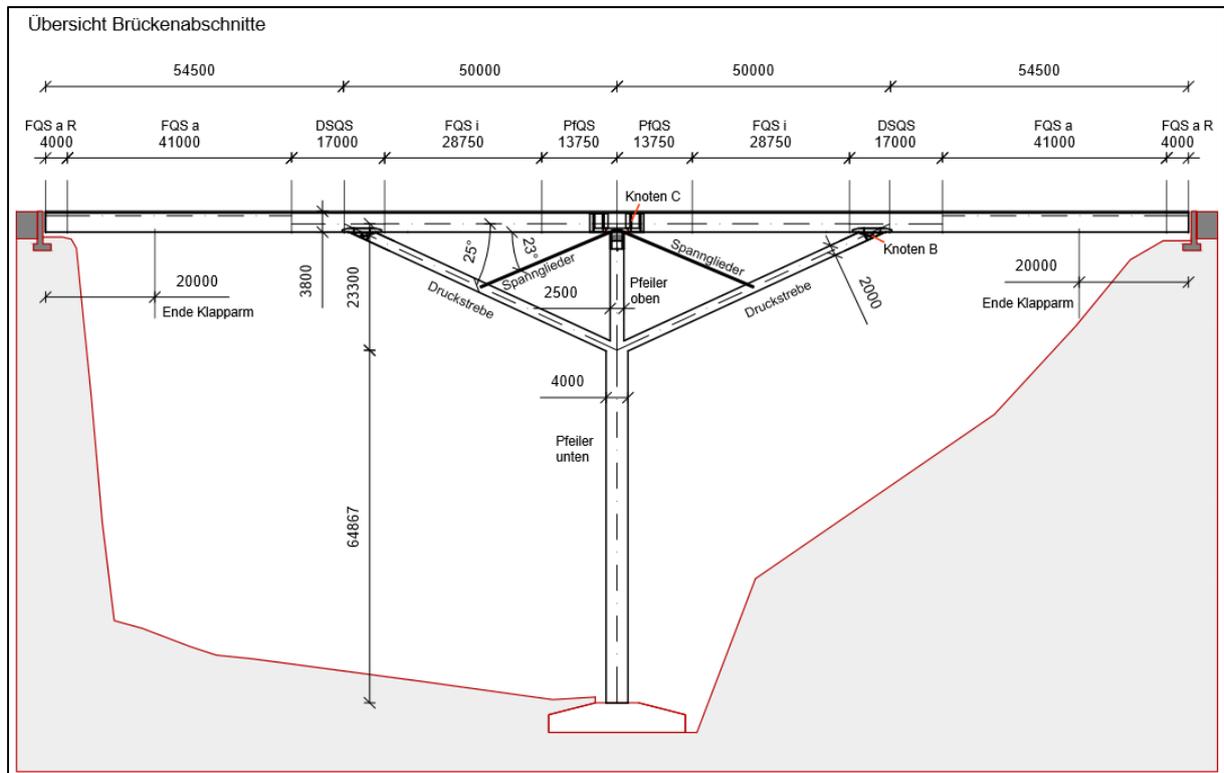
Nr.	Lastfall	Bezeichnung	Eigenwert Nr.	Nachweis		Nachweis nach Formel
				Ausn.	Krit.	
1	LF1		1	0.143	≤ 1	104) Interaktion nach Kap. 10, Gl. 10.5
2		0.053		≤ 1	105) Spannungsnachweis der Steife nach Kap. 9.2.1 (4)	
3		0.056		≤ 1	106) Verformungsnachweis der Steife nach Kap. 9.2.1 (4)	
4		0.635		≤ 1	107) Drillknicken von Steifen nach Kap. 9.2.1 (8)	

VERZWEIGUNGSLASTFAKTOREN

Eigenwert	σ_x [-]	τ [-]	σ_z [-]	Gesamt
LF1				
1	3.39496			3.39496
2	3.49189			3.49189
3	3.52369			3.52369
4	3.52380			3.52380
5	3.72582			3.72582
6	3.72805			3.72805
7	3.82486			3.82486
8	3.83212			3.83212

10.8 Anhang H - Massenermittlung

Seitenansicht des Tragwerks



In diesem Anhang ist die Massenermittlung der Brücke enthalten.

Massenermittlung						
Brückenträger		A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]	
FQS a R	Montage	Hauptträger	2.379,60	18,70	4,00	74,81
		Steifen	427,50	3,36	4,00	13,44
		Querrahmen		3,89	4,00	15,56
		Kastenschluss		1,28	4,00	5,12
	Σ Bauzustand	2.807,10	27,23		108,94	
	Endzustand	Querträger		6,51	4,00	26,02
		Betonplatte	67.500,00	168,75	4,00	675,00
	Σ Stahl		2.807,10	33,74		134,96
	Σ Beton		67.500,00	168,75		675,00
	Σ gesamt		70.307,10	202,49		809,96

		A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]	
FQS a	Montage	Hauptträger	2.240,80	17,61	41,00	722,12
		Steifen	427,50	3,36	41,00	137,77
		Querrahmen		3,89	41,00	159,53
		Kastenschluss		1,28	41,00	52,48
	Σ Bauzustand	2.668,30	26,14		1.071,90	
	Endzustand	Querträger		6,51	41,00	266,71
		Betonplatte	67.500,00	168,75	41,00	6.918,75
	Σ Stahl		2.668,30	32,65		1.338,60
	Σ Beton		67.500,00	168,75		6.918,75
	Σ gesamt		70.168,30	201,40		8.257,35

		A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]	
DSQS	Montage	Hauptträger	3.101,12	24,37	17,00	414,37
		Steifen	427,50	3,36	17,00	57,12
		Querrahmen		3,89	17,00	66,15
		Kastenschluss		1,28	17,00	21,76
	Σ Bauzustand	3.528,62	32,91		559,40	
	Endzustand	Querträger		6,51	17,00	110,59
		Betonplatte O	67.500,00	168,75	17,00	2.868,75
		Betonplatte U	30.000,00	75,00	17,00	1.275,00
	Σ Stahl		3.528,62	39,41		669,99
	Σ Beton		97.500,00	243,75		4.143,75
Σ gesamt		101.028,62	283,16		4.813,74	

		A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]	
FQS i	Montage	Hauptträger	3.046,00	23,94	28,75	688,32
		Steifen	427,50	3,36	28,75	96,60
		Querrahmen		3,89	28,75	111,87
		Kastenschluss		1,28	28,75	36,80
	Σ Bauzustand	3.473,50	32,47		933,59	
	Endzustand	Querträger		6,51	28,75	187,02
		Betonplatte	67.500,00	168,75	28,75	4.851,56
	Σ Stahl		3.473,50	38,98		1.120,61
	Σ Beton		67.500,00	168,75		4.851,56
	Σ gesamt		70.973,50	207,73		5.972,17

10.8 Anhang H - Massenermittlung

			A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]
PfQS	Montage	Hauptträger	3.799,00	29,86	13,75	410,58
		Steifen	427,50	3,36	13,75	46,20
		Querrahmen		3,89	13,75	53,50
		Kastenschluss		1,28	13,75	17,60
	Σ Bauzustand		4.226,50	38,39		527,88
	Endzustand	Querträger		6,51	13,75	89,44
		Betonplatte O	67.500,00	168,75	13,75	2.320,31
		Betonplatte U	30.000,00	75,00	13,75	1.031,25
	Σ Stahl		4.226,50	44,90		617,32
	Σ Beton		97.500,00	243,75		3.351,56
Σ gesamt		101.726,50	288,65		3.968,89	

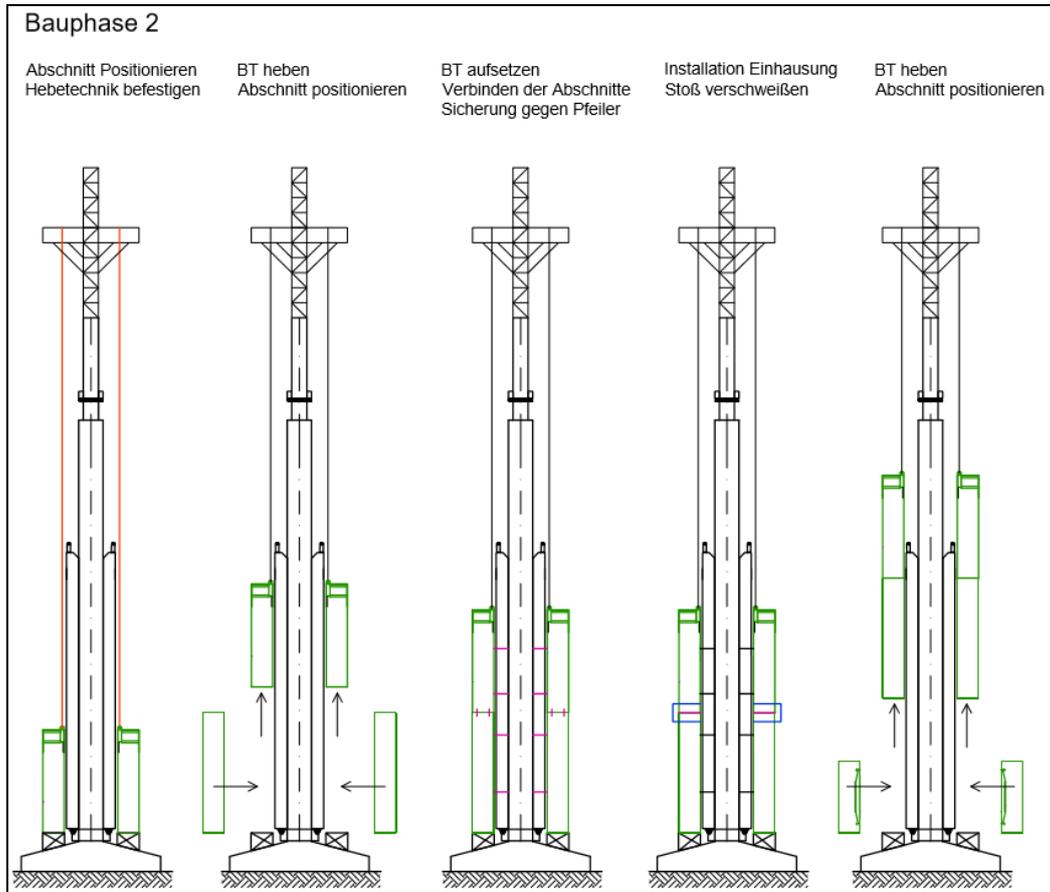
Knoten B		200
Knoten C		40

			A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]	
Druckstrebe	Montage	Hohlkasten	26.000,00	65,00	50,00	3.250,00	
		Sonstiges		0,00		0,00	
	Σ Bauzustand		26.000,00	65,00		3.250,00	
	Endzustand	Füllung	54.000,00	135,00	50,00	6.750,00	
		Σ Stahl		0,00	0,00		0,00
		Σ Beton		80.000,00	200,00		10.000,00
	Σ gesamt (x2)		160.000,00	200,00		20.000,00	

			A [cm ²]	g [kN/m]	l [m]	tot [kN]
Pfeiler	Hohlkästen	unten	90.000,00	225,00	65,30	14.692,50
		oben	47.400,00	118,50	21,95	2.601,08
	Σ gesamt		137.400,00	198,21	87,25	17.293,58

10.9 Anhang I - Schweißarbeiten

Erstellung des Brückenträgers in vertikaler Lage



In diesem Anhang sind die Berechnungen der Schweißarbeiten enthalten.

Schweißarbeiten

Schweißkennwerte	$t_w := 10 \frac{\text{min}}{\text{m}}$	Schweißdauer pro Lage
	$t_{w,2} := 0.5 \frac{\text{hr}}{\text{kg}}$	Schweißdauer pro kg
	$v_w := \frac{(6 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{\text{m}} = 36 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$	Lagenvolumen
	$\omega_S := 7.86 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	Dichte Stahl
Schweißstoßlänge	$b_{OG} := 1040 \text{ mm}$	Breite Obergurt
	$h_{Steg} := 3500 \text{ mm}$	Höhe Steg
	$b_{UG} := 6000 \text{ mm}$	Breite Untergurt
	$l_M := b_{OG} \cdot 2 + h_{Steg} \cdot 2 + b_{UG} = 15.08 \text{ m}$	Länge Montagestoß
FQS a Montagestoß		
Untergurt	$t_{UG} := 20 \text{ mm}$	Dicke Untergurt
	$v_{wUG} := 230 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$	Volumen der Schweißnaht laut WB V-Naht
	$n_{UG} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wUG}}{v_w} \right) = 7$	Anzahl der Lagen aufgerundet
	$T_{UG} := n_{UG} \cdot b_{UG} \cdot t_w = 7 \text{ hr}$	Schweißdauer UG
	$V_{UG} := b_{UG} \cdot v_{wUG} = (1.38 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$	Volumen der Schweißnaht
	$G_{UG} := V_{UG} \cdot \omega_S = 9.84 \text{ kg}$	Gewicht der Schweißnaht
	$T_{UG,2} := G_{UG} \cdot t_{w,2} = 4.92 \text{ hr}$	Schweißdauer UG
Steg	$t_{Steg} := 12 \text{ mm}$	Dicke Untergurt
	$v_{wSteg} := 42 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$	Volumen der Schweißnaht laut WB Doppel V-Naht
	$n_{Steg} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wSteg}}{v_w} \right) = 2$	Anzahl der Lagen aufgerundet
	$T_{Steg} := n_{Steg} \cdot h_{Steg} \cdot t_w = 1.167 \text{ hr}$	Schweißdauer UG

	$V_{Steg} := h_{Steg} \cdot v_{wSteg} = 147 \text{ cm}^3$	Volumen der Schweißnaht
	$G_{Steg} := V_{Steg} \cdot \omega_S = 1.048 \text{ kg}$	Gewicht der Schweißnaht
	$T_{Steg,2} := G_{Steg} \cdot t_{w,2} = 0.524 \text{ hr}$	Schweißdauer UG
Obergurt	$t_{OG} := 10 \text{ mm}$	Dicke Untergurt
	$v_{wOG} := 30 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$	Volumen der Schweißnaht laut WB Doppel V-Naht
	$n_{OG} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wOG}}{v_w} \right) = 1$	Anzahl der Lagen aufgerundet
	$T_{OG} := n_{OG} \cdot b_{OG} \cdot t_w = 0.173 \text{ hr}$	Schweißdauer UG
	$V_{OG} := b_{OG} \cdot v_{wOG} = 31.2 \text{ cm}^3$	Volumen der Schweißnaht
	$G_{OG} := V_{OG} \cdot \omega_S = 0.222 \text{ kg}$	Gewicht der Schweißnaht
	$T_{OG,2} := G_{OG} \cdot t_{w,2} = 0.111 \text{ hr}$	Schweißdauer UG
	$T_{FQSa} := T_{UG} + 2 \cdot T_{Steg} + 2 \cdot T_{OG} = 9.68 \text{ hr}$	Schweißdauer Montagestoß
	$T_{FQSa,2} := T_{UG,2} + 2 \cdot T_{Steg,2} + 2 \cdot T_{OG,2} = 6.191 \text{ hr}$	
	$T_{Mont} := \frac{T_{FQSa} \cdot 2}{4} = 4.84 \text{ hr}$	Arbeitszeit Montagestoß (4 Arbeiter)
	$T_{Mont,2} := \frac{T_{FQSa,2} \cdot 2}{4} = 3.095 \text{ hr}$	Arbeitszeit Montagestoß (4 Arbeiter)

10.9 Anhang I - Schweißarbeiten

DSQS a Montagestoß

Untergurt

$$t_{UG} := 15 \text{ mm}$$

Dicke Untergurt

$$v_{wUG} := 130 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$$

Volumen der Schweißnaht laut WB V-Naht

$$n_{UG} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wUG}}{v_w} \right) = 4$$

Anzahl der Lagen aufgerundet

$$T_{UG} := n_{UG} \cdot b_{UG} \cdot t_w = 4 \text{ hr}$$

Schweißdauer UG

$$V_{UG} := b_{UG} \cdot v_{wUG} = 780 \text{ cm}^3$$

Volumen der Schweißnaht

$$G_{UG} := V_{UG} \cdot \omega_S = 5.562 \text{ kg}$$

Gewicht der Schweißnaht

$$T_{UG.2} := G_{UG} \cdot t_{w.2} = 2.781 \text{ hr}$$

Schweißdauer UG

Steg

$$t_{Steg} := 24 \text{ mm}$$

Dicke Untergurt

$$v_{wSteg} := 170 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$$

Volumen der Schweißnaht laut WB Doppel V-Naht

$$n_{Steg} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wSteg}}{v_w} \right) = 5$$

Anzahl der Lagen aufgerundet

$$T_{Steg} := n_{Steg} \cdot h_{Steg} \cdot t_w = 2.917 \text{ hr}$$

Schweißdauer UG

$$V_{Steg} := h_{Steg} \cdot v_{wSteg} = 595 \text{ cm}^3$$

Volumen der Schweißnaht

$$G_{Steg} := V_{Steg} \cdot \omega_S = 4.243 \text{ kg}$$

Gewicht der Schweißnaht

$$T_{Steg.2} := G_{Steg} \cdot t_{w.2} = 2.121 \text{ hr}$$

Schweißdauer UG

Obergurt

$$t_{OG} := 26 \text{ mm}$$

Dicke Untergurt

$$v_{wOG} := 200 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$$

Volumen der Schweißnaht laut WB Doppel V-Naht

$$n_{OG} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wOG}}{v_w} \right) = 6$$

Anzahl der Lagen aufgerundet

$$T_{OG} := n_{OG} \cdot b_{OG} \cdot t_w = 1.04 \text{ hr}$$

Schweißdauer UG

$$V_{OG} := b_{OG} \cdot v_{wOG} = 208 \text{ cm}^3$$

Volumen der Schweißnaht

$$G_{OG} := V_{OG} \cdot \omega_S = 1.483 \text{ kg}$$

Gewicht der Schweißnaht

$$T_{OG.2} := G_{OG} \cdot t_{w.2} = 0.742 \text{ hr}$$

Schweißdauer UG

$$T_{FQSa} := T_{UG} + 2 \cdot T_{Steg} + 2 \cdot T_{OG} = 11.913 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer Montagestoß}$$

$$T_{FQSa.2} := T_{UG.2} + 2 \cdot T_{Steg.2} + 2 \cdot T_{OG.2} = 8.507 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer Montagestoß}$$

$$T_{Mont} := \frac{T_{FQSa} \cdot 2}{4} = 5.957 \text{ hr} \quad \text{Arbeitszeit Montagestoß (4 Arbeiter)}$$

$$T_{Mont.2} := \frac{T_{FQSa.2} \cdot 2}{4} = 4.253 \text{ hr} \quad \text{Arbeitszeit Montagestoß (4 Arbeiter)}$$

FQS i Montagestoß

Untergurt

$$t_{UG} := 30 \text{ mm} \quad \text{Dicke Untergurt}$$

$$v_{wUG} := 520 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} \quad \text{Volumen der Schweißnaht laut WB V-Naht}$$

$$n_{UG} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wUG}}{v_w} \right) = 15 \quad \text{Anzahl der Lagen aufgerundet}$$

$$T_{UG} := n_{UG} \cdot b_{UG} \cdot t_w = 15 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer UG}$$

$$V_{UG} := b_{UG} \cdot v_{wUG} = (3.12 \cdot 10^3) \text{ cm}^3 \quad \text{Volumen der Schweißnaht}$$

$$G_{UG} := V_{UG} \cdot \omega_S = 22.247 \text{ kg} \quad \text{Gewicht der Schweißnaht}$$

$$T_{UG.2} := G_{UG} \cdot t_{w.2} = 11.124 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer UG}$$

Steg

$$t_{Steg} := 15 \text{ mm} \quad \text{Dicke Untergurt}$$

$$v_{wSteg} := 70 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} \quad \text{Volumen der Schweißnaht laut WB}$$

$$n_{Steg} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wSteg}}{v_w} \right) = 2 \quad \text{Anzahl der Lagen aufgerundet}$$

$$T_{Steg} := n_{Steg} \cdot h_{Steg} \cdot t_w = 1.167 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer UG}$$

$$V_{Steg} := h_{Steg} \cdot v_{wSteg} = 245 \text{ cm}^3 \quad \text{Volumen der Schweißnaht}$$

$$G_{Steg} := V_{Steg} \cdot \omega_S = 1.747 \text{ kg} \quad \text{Gewicht der Schweißnaht}$$

$$T_{Steg.2} := G_{Steg} \cdot t_{w.2} = 0.873 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer UG}$$

Obergurt

$$t_{OG} := 10 \text{ mm} \quad \text{Dicke Untergurt}$$

$$v_{wOG} := 30 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} \quad \text{Volumen der Schweißnaht laut WB}$$

$$n_{OG} := \text{ceil} \left(\frac{v_{wOG}}{v_w} \right) = 1 \quad \text{Anzahl der Lagen aufgerundet}$$

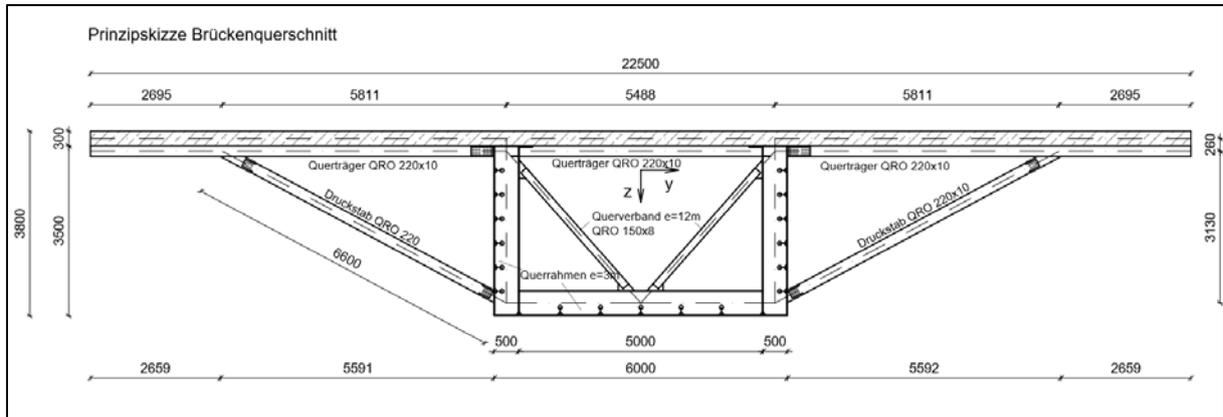
$$T_{OG} := n_{OG} \cdot b_{OG} \cdot t_w = 0.173 \text{ hr} \quad \text{Schweißdauer UG}$$

10.9 Anhang I - Schweißarbeiten

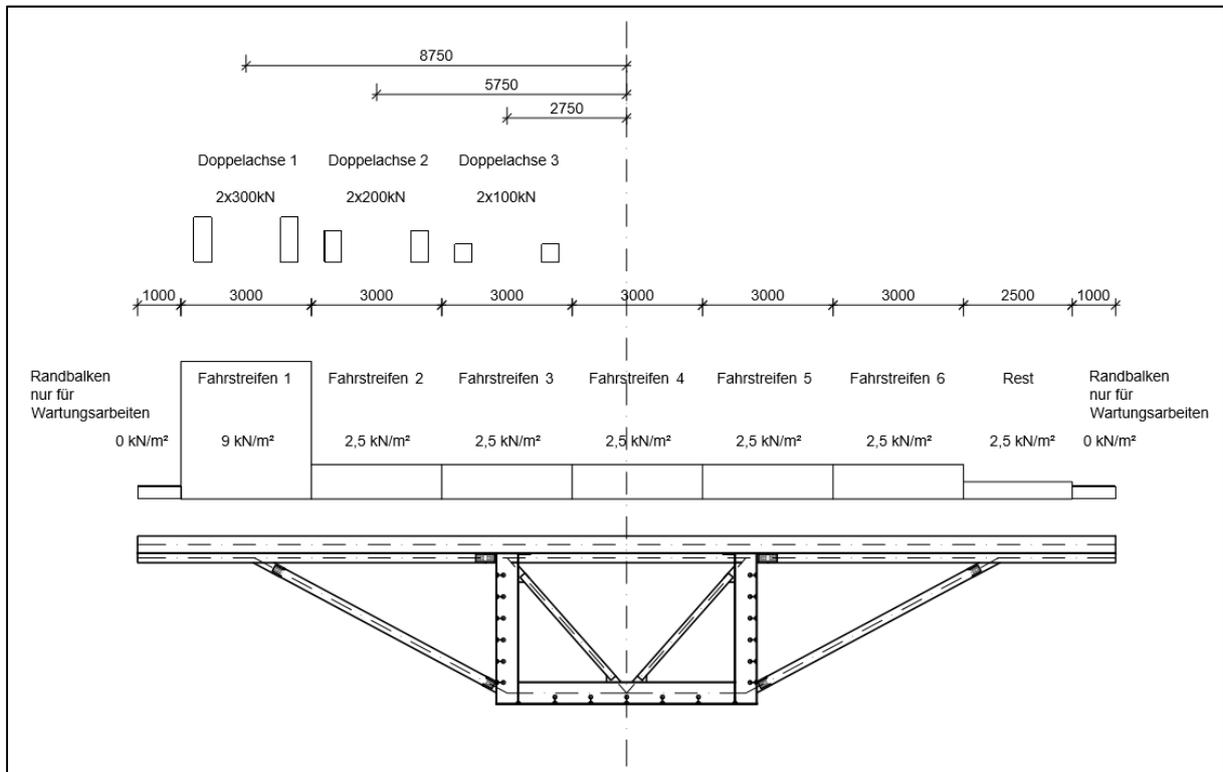
$V_{OG} := b_{OG} \cdot v_{wOG} = 31.2 \text{ cm}^3$	Volumen der Schweißnaht
$G_{OG} := V_{OG} \cdot \omega_s = 0.222 \text{ kg}$	Gewicht der Schweißnaht
$T_{OG.2} := G_{OG} \cdot t_{w.2} = 0.111 \text{ hr}$	Schweißdauer UG
$T_{FQSa} := T_{UG} + 2 \cdot T_{Steg} + 2 \cdot T_{OG} = 17.68 \text{ hr}$	Schweißdauer Montagestoß
$T_{FQSa.2} := T_{UG.2} + 2 \cdot T_{Steg.2} + 2 \cdot T_{OG.2} = 13.093 \text{ hr}$	Schweißdauer Montagestoß
$T_{Mont} := \frac{T_{FQSa} \cdot 2}{4} = 8.84 \text{ hr}$	Arbeitszeit Montagestoß (4 Arbeiter)
$T_{Mont.2} := \frac{T_{FQSa.2} \cdot 2}{4} = 6.546 \text{ hr}$	Arbeitszeit Montagestoß (4 Arbeiter)

10.10 Anhang J - Berechnung der der ständigen und veränderlichen Lasten

Querschnitt des Brückenträgers



Darstellung der veränderlichen Lasten



In diesem Anhang werden die ständigen und veränderlichen Lasten auf die Brücke berechnet.

Abschätzung der Lasten

Materialkennwerte:

$E_{St} := 210000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Stahl	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zylinderdruckfestigkeit
$E_C := 33000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Beton	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zugfestigkeit
$E_s := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Bewehrung	$f_{sk} := 550 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze
$f_{yk} := 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze	$\omega_S := 78.6 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Stahl
$\omega_B := 25 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Beton		

Teilsicherheitsbeiwerte:

$\gamma_{M0} := 1$	Teilsicherheitsbeiwert Stahl	$\gamma_G := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Ständig
$\gamma_C := 1.5$	Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\gamma_Q := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Veränderlich Straßenbrücke
$\gamma_S := 1.15$	Teilsicherheitsbeiwert Bewehrung		

Design Festigkeiten

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 20 \frac{N}{mm^2}$	Beton Druckfestigkeit
$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 478.261 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze

Systemabmessungen

$h_{hk} := 350 \text{ cm}$	höhe des Hohlkastens
$b_{hk} := 600 \text{ cm}$	breite des Hohlkastens
$h_{QR} := 50 \text{ cm}$	höhe der Querrahmen
$b_{QR} := 30 \text{ cm}$	breite der Querrahmen Obergurte
$t_{QR} := 15 \text{ mm}$	dicke der Querrahmenbleche

Lasten

Profile

$$A_{QRO220x10} := 81.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Querschnittsfläche QRR220x10 Profil}$$

$$G_{Kastenschluss} := A_{QRO220x10} \cdot b_{hk} \cdot \omega_S = 3.839 \text{ kN} \quad \text{Gewicht Kastenschluss}$$

$$g_{Ks} := \frac{G_{Kastenschluss}}{3 \text{ m}} = 1.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Gewicht Kastenschluss pro Meter}$$

$$G_{Querträger} := A_{QRO220x10} \cdot 14 \text{ m} \cdot \omega_S + A_{QRO220x10} \cdot 8.25 \text{ m} \cdot 2 \cdot \omega_S = 19.514 \text{ kN} \quad \text{Gewicht der Querträger und Druckstäbe}$$

$$g_{QTRest} := \frac{G_{Querträger}}{3 \text{ m}} = 6.505 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Steifen

$$h_{LS} := 150 \text{ mm} \quad \text{Höhe Längssteife}$$

$$t_{LS} := 15 \text{ mm} \quad \text{Dicke Längssteife}$$

$$A_{LS} := h_{LS} \cdot t_{LS} = 22.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Querschnitt Längssteife}$$

$$n_{LS} := 19 \quad \text{Anzahl der Längssteifen im Kasten}$$

$$A_{LS.tot} := A_{LS} \cdot n_{LS} = 427.5 \text{ cm}^2 \quad \text{gesamter QUerschnitt der Längssteifen}$$

$$g_{LS} := A_{LS.tot} \cdot \omega_S = 3.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Gewicht der Längssteifen pro meter}$$

Querrahmen

$$A_{QR} := h_{hk} \cdot h_{QR} \cdot 2 + (b_{hk} - 2 \cdot h_{QR}) \cdot h_{QR} + b_{QR} \cdot h_{hk} \cdot 2 + b_{QR} \cdot b_{hk} = 9.9 \text{ m}^2$$

Fläche Querrahmenbleche

$$G_{QR.blech} := A_{QR} \cdot t_{QR} \cdot \omega_S = 11.672 \text{ kN} \quad \text{Gewicht Querrahmen}$$

$$G_{QR} := G_{QR.blech} = 11.672 \text{ kN}$$

$$g_{QR} := \frac{G_{QR}}{3 \text{ m}} = 3.891 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Gewicht Querrahmen pro Meter}$$

10.10 Anhang J - Berechnung der der ständigen und veränderlichen Lasten

Auflast

$$g_{extra} := g_{QR} + g_{LS} + g_{Ks} = 8.53 \frac{kN}{m}$$

Gewicht pro Meter (Montage)
exkl. Brückenträger

$$g_{extraTOT} := g_{extra} + g_{QTRest} = 15.035 \frac{kN}{m}$$

Gewicht pro Meter (Endzustand)
exkl. Brückenträger

$$g_{ausbau} := 100 \frac{kN}{m}$$

Ausbau

$$g_V := 3 \text{ m} \cdot 9 \frac{kN}{m^2} + 17.5 \text{ m} \cdot 2.5 \frac{kN}{m^2} = 70.75 \frac{kN}{m}$$

Verkehr Gleichlast

$$g_{VM} := 3 \text{ m} \cdot 9 \frac{kN}{m^2} \cdot 8.75 \text{ m} + 3 \text{ m} \cdot 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.75 \text{ m} + 3 \text{ m} \cdot 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.75 \text{ m} = 300 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Verkehr Gleichlast Moment

$$G_V := 2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN} + 2 \cdot 100 \text{ kN} = 1200 \text{ kN}$$

Doppelachse

$$G_{VM} := 2 \cdot 300 \text{ kN} \cdot 8.75 \text{ m} + 2 \cdot 200 \text{ kN} \cdot 5.75 \text{ m} + 2 \cdot 100 \text{ kN} \cdot 2.75 \text{ m} = 8100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Doppelachse Moment

$$g_{Bo} := 30 \text{ cm} \cdot \omega_B \cdot 22.5 \text{ m} = 168.75 \frac{kN}{m}$$

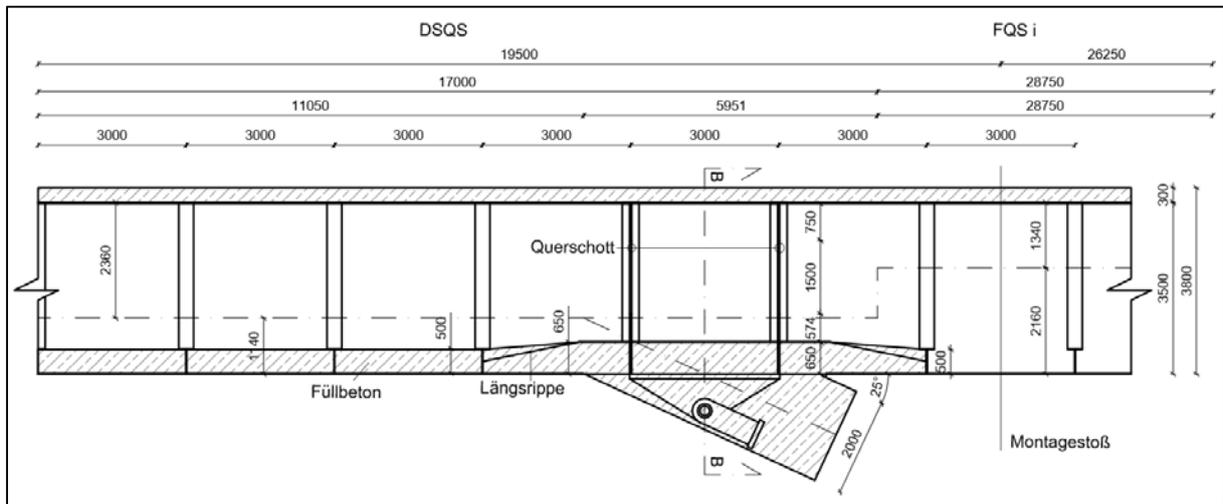
Betonplatte oben

$$g_{Bu} := 600 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} \cdot \omega_B = 75 \frac{kN}{m}$$

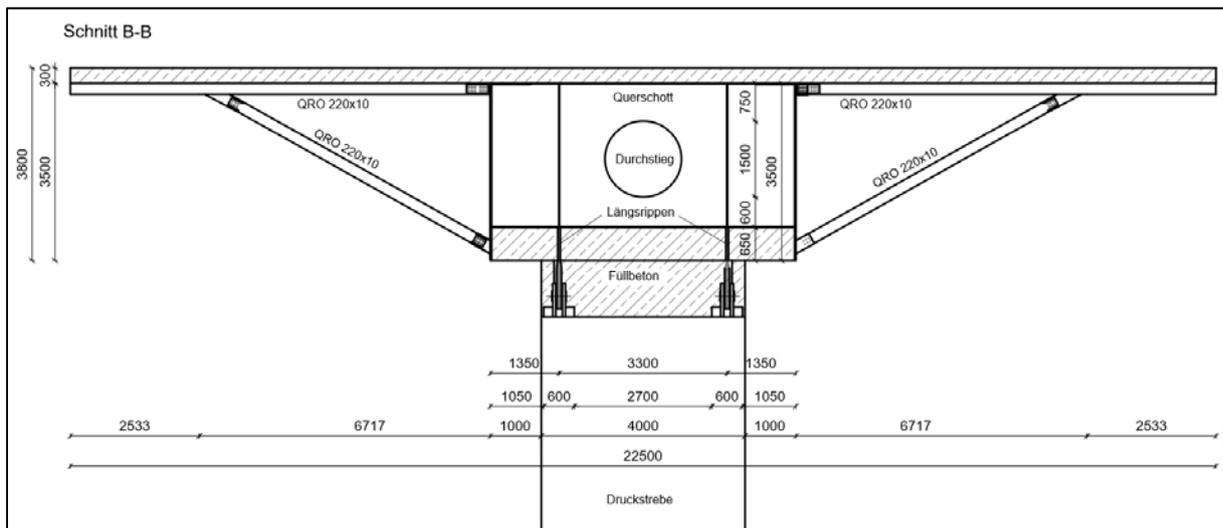
Betonplatte unten

10.11 Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand

Schnitt durch den Knoten B im Endzustand



Querschnitt des Brückenträgers an Knoten B



In diesem Anhang sind die Berechnungen zum Endzustand des Knoten B enthalten.

Knoten B Endzustand

Materialkennwerte:

$E_{St} := 210000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Stahl	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zylinderdruckfestigkeit
$E_C := 33000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Beton	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zugfestigkeit
$E_s := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Bewehrung	$f_{sk} := 550 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze
$f_{yk} := 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze	$\omega_S := 78.6 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Stahl
$f_{yk80} := 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Fließgrenze	$\omega_B := 25 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Beton
$f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Zugfestigkeit	$f_{u80} := 470 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Zugfestigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte:

$\gamma_{M0} := 1$	Teilsicherheitsbeiwert Stahl	$\gamma_G := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Ständig
$\gamma_C := 1.5$	Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\gamma_Q := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Veränderlich
$\gamma_S := 1.15$	Teilsicherheitsbeiwert Bewehrung		

Design Festigkeiten

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{yd80} := \frac{f_{yk80}}{\gamma_{M0}} = 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze 40mm < t < 80mm
$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 20 \frac{N}{mm^2}$	Beton Druckfestigkeit
$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 478.261 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze

Systemabmessungen

$h_{DS} := 200 \text{ cm}$	höhe Druckstrebe	
$b_{DS} := 400 \text{ cm}$	breite Druckstrebe	
$h_{BT} := 3.5 \text{ m}$	höhe Brückenträger	
$b_{BT} := 6 \text{ m}$	breite Brückenträger	
$h_{Bo} := 30 \text{ cm}$	höhe Beton oben	
$h_{Bu} := 65 \text{ cm}$	höhe Beton unten	
$b_{ein} := 330 \text{ cm}$	breite Krafteinleitung	
$t_{ein} := 300 \text{ cm}$	tiefe Krafteinleitung	
$b_{ein2} := 600 \text{ cm}$	breite Krafteinleitung 2	
$t_{ein2} := 470 \text{ cm}$	tiefe Krafteinleitung 2	
$t_{LR} := 60 \text{ mm}$	dicke Längsrippe	$A_{LR} := t_{LR} \cdot b_{ein} = 1800 \text{ cm}^2$
$t_{QR} := 40 \text{ mm}$	dicke Querrippe	$A_{QR} := t_{QR} \cdot b_{ein} = 1320 \text{ cm}^2$

$z_s := 233 \text{ cm}$	Schwerpunktsabstand von Betonplatten UK
$e_K := 245.1 \text{ cm}$	exzenter Vertikalkraft
$e_{Kh} := 81.5 \text{ cm}$	exzenter Horizontalkraft

Kräfte

Druckstrebe

$N_{DS} := 80 \text{ MN}$	Normalkraft
$V_{zDS} := 4 \text{ MN}$	Querkraft z-lokal
$V_{yDS} := 0 \text{ MN}$	Querkraft y-lokal
$M_{yDS} := 18 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment y-lokal
$M_{zDS} := 16 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment z-lokal
$M_{tDS} := 11 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment torsion lokal

Umlegung der Kräfte

$\alpha := 25^\circ$	Anstellwinkel der Druckstrebe
$N_{VDS} := N_{DS} \cdot \sin(\alpha) = 33.809 \text{ MN}$	Vertikalkraft zufolge Normalkraft
$N_{HDS} := N_{DS} \cdot \cos(\alpha) = 72.505 \text{ MN}$	Horizontalkraft zufolge Normalkraft
$V_{VzDS} := V_{zDS} \cdot \cos(\alpha) = 3.625 \text{ MN}$	Vertikalkraft zufolge Querkraft
$V_{HzDS} := V_{zDS} \cdot \sin(\alpha) = 1.69 \text{ MN}$	Horizontalkraft zufolge Querkraft
$M_{yMy} := M_{yDS} = 18 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um y zufolge Moment um y
$M_{HzDS} := M_{zDS} \cdot \cos(\alpha) = 14.501 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um x zufolge Moment um z
$M_{VzDS} := M_{zDS} \cdot \sin(\alpha) = 6.762 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um z zufolge Moment um z
$M_{HtDS} := M_{tDS} \cdot \cos(\alpha) = 9.969 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um x zufolge Torsion
$M_{VtDS} := M_{tDS} \cdot \sin(\alpha) = 4.649 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um z zufolge Torsion

Resultierende Kräfte für den Knoten

$H_y := V_{yDS} = 0 \text{ MN}$	Horizontalkraft in y
$H := N_{HDS} + V_{HzDS} = 74.195 \text{ MN}$	Horizontalkraft in x
$V := N_{VDS} + V_{VzDS} = 37.435 \text{ MN}$	Vertikalkraft
$M_y := M_{yMy} + V \cdot e_K - H \cdot e_{Kh} = 49.283 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um y umgelegt auf Schwerachse des Knotens
$M_h := M_{HzDS} + M_{HtDS} = 24.47 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um x
$M_v := M_{VzDS} + M_{VtDS} = 11.411 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment um z

10.11 Anhang K - Knotenberechnung B Endzustand

Kräfte für die Berechnung mit FEM

$$L_V := \frac{V}{2 \cdot b_{ein2} + 2 \cdot t_{ein2}} = 1749.285 \frac{kN}{m}$$

Linienlast zufolge Vertikalkraft

$$L_{My} := \frac{M_y}{b_{ein2} \cdot t_{ein}} = 2737.968 \frac{kN}{m}$$

Linienlastpaar +/- für die Abtragung von M_y

$$L_{Mh} := \frac{M_h}{t_{ein2} \cdot b_{ein}} = 1577.712 \frac{kN}{m}$$

Linienlastpaar +/- für die Abtragung des Torsionsmoments

Verdübelung Vertikal

$$d := 25 \text{ mm}$$

Dübeldurchmesser

$$h_{sc} := 250 \text{ mm}$$

Dübellänge

$$\gamma_V := 1.25$$

Teilsicherheitsbeiwert Dübel

$$E_{cm} := E_C = 33 \text{ GPa}$$

E Modul Beton

$$\alpha_v := 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) = 2.2$$

Abminderungsfaktor <1

$$\alpha_v := 1$$

Abminderungsfaktor

$$P_{RdS} := \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_V} = 153.938 \text{ kN}$$

Dübelfestigkeit Stahlversagen laut EC 4

$$P_{RdB} := \frac{0.29 \cdot \alpha_v \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 144.273 \text{ kN}$$

Dübelfestigkeit Betonversagen laut EC 4

$$P_{Rd} := \min(P_{RdS}, P_{RdB}) = 144.273 \text{ kN}$$

Dübelfestigkeit

$$N_{maxQ} := (L_{My} + L_V) \cdot b_{ein2} = 26923.517 \text{ kN}$$

Maximal zu übertragende Kraft für ein Querschott

$$n_{dübelQ} := \frac{N_{maxQ}}{P_{Rd}} = 186.615$$

erforderliche Anzahl Dübel

$$A_{berfQ} := \frac{N_{maxQ}}{f_{cd}} = 1.346 \text{ m}^2$$

erforderliche Betonfläche zur Übertragung der Kraft

$$b_{erfQ} := \frac{A_{berfQ}}{b_{ein2}} = 0.224 \text{ m}$$

Einflussbreite entlang des Querschotts

$$N_{maxL} := (L_{Mh} + L_V) \cdot t_{ein2} = 15636.884 \text{ kN}$$

Maximale Kraft für eine Längsrippe

$$n_{dübelL} := \frac{N_{maxL}}{P_{Rd}} = 108.384$$

erforderliche Anzahl Dübel

$$A_{berfL} := \frac{N_{maxL}}{f_{cd}} = 0.782 \text{ m}^2$$

erforderliche Betonfläche zur Übertragung der Kraft

$$b_{erfL} := \frac{A_{berfL}}{t_{ein2}} = 0.166 \text{ m}$$

Einflussbreite entlang der Längsrippe

Vertikalkraft einleitung

$$h_{steg} := 350 \text{ cm}$$

Höhe des Stegs

$$t_{steg} := 2.4 \text{ cm}$$

Dicke des Stegs

$$L_{Lager1} := 4519.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linienlast des ersten Auflagers

$$L_{Lager2} := 1330 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linienlast des zweiten Auflagers

$$L_{tot} := L_{Lager1} + L_{Lager2} = (5.85 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

idealisiert gesamte Auflagerkraft

$$\tau_{Steg} := \frac{L_{tot} \cdot h_{steg}}{2 \cdot h_{steg} \cdot t_{steg}} = 12.187 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubspannung im Steg plastisch

$$\tau_{EXCEL} := 12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubspannung laut EXCEL
Berechnung

Horizontalkraft einleitung

$$H = 74195.096 \text{ kN}$$

Horizontalkraft

$$A_c := b_{BT} \cdot h_{Bu} = 3.9 \text{ m}^2$$

Verfügbare Betonquerschnitt zur
Aufnahme der Horizontalkraft

$$\sigma_{nB} := \frac{H}{A_c} = 1.902 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Auf tretende Normalspannung
zufolge Horizontalkraft

$$n_{dübelH} := \frac{H}{P_{Rd}} = 514.268$$

erforderliche Anzahl Dübel

$$t_{Rahmen} := 15 \text{ mm}$$

Blechdicke eine Querrahmens

$$H_{QR} := b_{BT} \cdot t_{Rahmen} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 18446.341 \text{ kN}$$

Aufnehmbare Horizontalkraft eine
Querrahmens

$$H_{Dübel} := H - 2 \cdot H_{QR} = (3.73 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

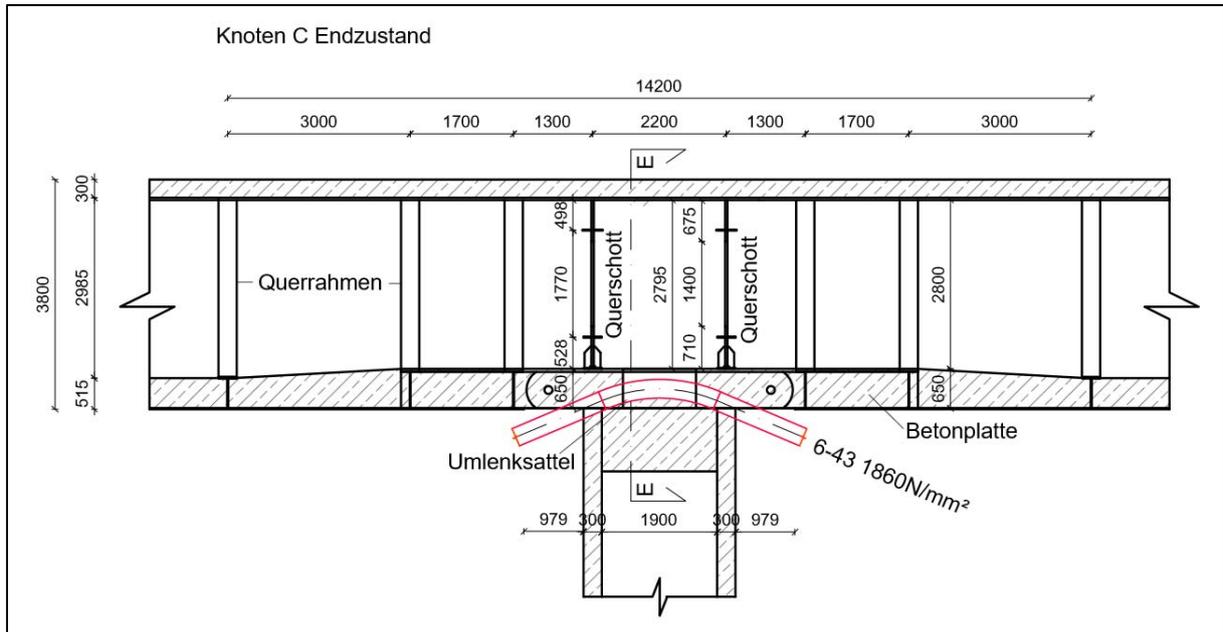
Abgeminderte Horizontalkraft unter
berücksichtigung der Querrahmen

$$n_{dübelH} := \frac{H_{Dübel}}{P_{Rd}} = 258.554$$

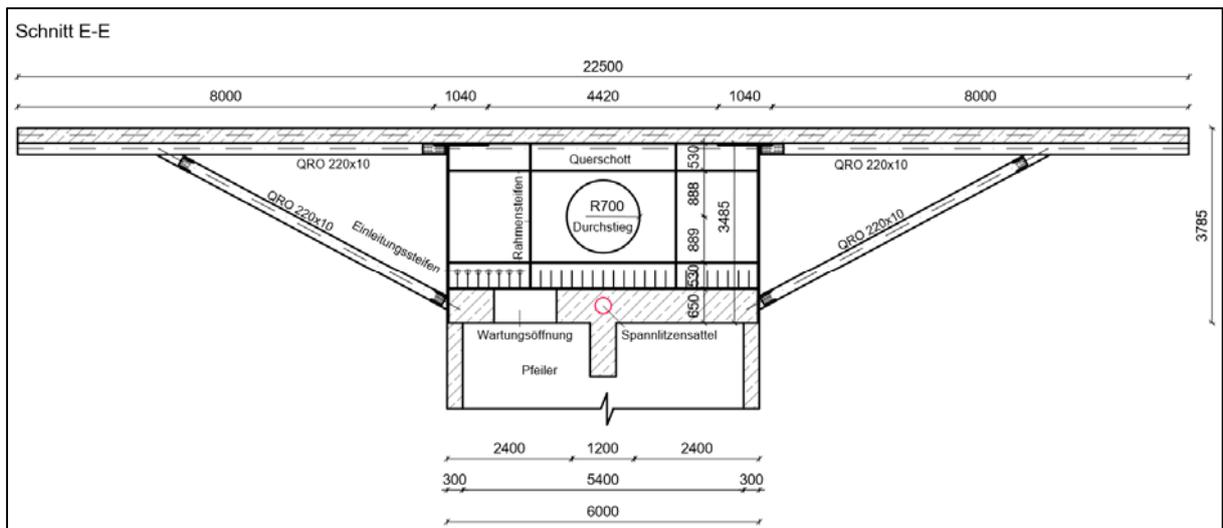
erforderliche Anzahl Dübel nach
Abminderung

10.12 Anhang L - Knotenberechnung C Endzustand

Schnitt durch den Knoten C im Endzustand



Querschnitt durch die Brücke im Bereich des Knotens C im Endzustand



In diesem Anhang sind die Berechnung zu Knoten C für den Endzustand enthalten.

Knoten C Endzustand

Materialkennwerte:

$E_{St} := 210000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Stahl	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zylinderdruckfestigkeit
$E_C := 33000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Beton	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zugfestigkeit
$E_s := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Bewehrung	$f_{sk} := 550 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze
$f_{yk} := 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze	$\omega_S := 78.6 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Stahl
$f_{yk80} := 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Fließgrenze	$\omega_B := 25 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Beton
$f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Zugfestigkeit	$f_{u80} := 470 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Zugfestigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte:

$\gamma_{M0} := 1$	Teilsicherheitsbeiwert Stahl	$\gamma_G := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Ständig
$\gamma_C := 1.5$	Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\gamma_Q := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Verkehr
$\gamma_S := 1.15$	Teilsicherheitsbeiwert Bewehrung		

Design Festigkeiten

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{yd80} := \frac{f_{yk80}}{\gamma_{M0}} = 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 20 \frac{N}{mm^2}$	Beton Druckfestigkeit
$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 478.261 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze

Systemabmessungen

$h_{Pf} := 250 \text{ cm}$	höhe Pfeiler
$b_{Pf} := 600 \text{ cm}$	breite Pfeiler
$h_{BTS} := 3.5 \text{ m}$	höhe Brückenträger (Stahl)
$t_{Pf} := 30 \text{ cm}$	Dicke Pfeiler-Hohlkasten Wände
$b_{BT} := 6 \text{ m}$	breite Brückenträger
$h_{Bo} := 30 \text{ cm}$	höhe Beton oben
$h_{Bu} := 65 \text{ cm}$	höhe Beton unten
$b_{ein} := 600 \text{ cm}$	breite Krafteinleitung
$t_{ein} := 250 \text{ cm}$	tiefe Krafteinleitung
$t_{QR} := 40 \text{ mm}$	dicke Querschott
$z_s := 215 \text{ cm}$	Schwerpunktsabstand von Betonplatten UK
$t_{Steg} := 30 \text{ mm}$	Dicke Steg

Kräfte

Pfeiler

$N_{Pf} := 35 \text{ MN}$	Normalkraft
$V_{zPf} := 5.1 \text{ MN}$	Querkraft z-lokal
$V_{yPf} := 0.4 \text{ MN}$	Querkraft y-lokal
$M_{yPf} := 40 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment y-lokal
$M_{zPf} := 31.6 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment z-lokal
$M_{tPf} := 3.2 \text{ MN} \cdot \text{m}$	Moment torsion lokal

Kräfte aus den Pfeilerwänden

$A_{Pf.Steg} := h_{Pf} \cdot t_{Pf} = 0.75 \text{ m}^2$	Fläche des Stegs des Pfeilerhohlkastens
$A_{Pf.Gurt} := b_{Pf} \cdot t_{Pf} = 1.8 \text{ m}^2$	Fläche des Gurts des Pfeilerhohlkastens
$A_{Pf} := 2 \cdot A_{Pf.Steg} + 2 \cdot A_{Pf.Gurt} = 5.1 \text{ m}^2$	Fläche des Pfeilerhohlkastens
$\sigma_{N.Pf} := \frac{N_{Pf}}{A_{Pf}} = 6.863 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Normalspannung zufolge Normalkraft
$N_{Pf.My} := \frac{M_{yPf}}{h_{Pf} - t_{Pf}} = (1.818 \cdot 10^4) \text{ kN}$	Normalkraft pro Pfeilergurt zufolge My
$\sigma_{My.Pf} := \frac{N_{Pf.My}}{A_{Pf.Gurt}} = 10.101 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Normalspannung zufolge My
$N_{Pf.Mz} := \frac{M_{zPf}}{b_{Pf} - t_{Pf}} = (5.544 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Normalkraft zufolge Mz
$\sigma_{Mz.Pf} := \frac{N_{Pf.Mz}}{A_{Pf.Steg}} = 7.392 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Normalspannung zufolge Mz

Verdübelung

$d := 25 \text{ mm}$	Dübeldurchmesser
$h_{sc} := 250 \text{ mm}$	Dübellänge
$\gamma_V := 1.25$	Teilsicherheitsbeiwert Dübel
$E_{cm} := E_C = 33 \text{ GPa}$	E Modul Beton
$\alpha_v := 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) = 2.2$	Abminderungsfaktor ≤ 1
$\alpha_v := 1$	Abminderungsfaktor
$P_{RdS} := \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_V} = 153.938 \text{ kN}$	Dübelfestigkeit Stahlversagen EC 4
$P_{RdB} := \frac{0.29 \cdot \alpha_v \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 144.273 \text{ kN}$	Dübelfestigkeit Betonversagen EC 4
$P_{Rd} := \min(P_{RdS}, P_{RdB}) = 144.273 \text{ kN}$	Dübelfestigkeit

Krafteinleitung direkt in den Steg

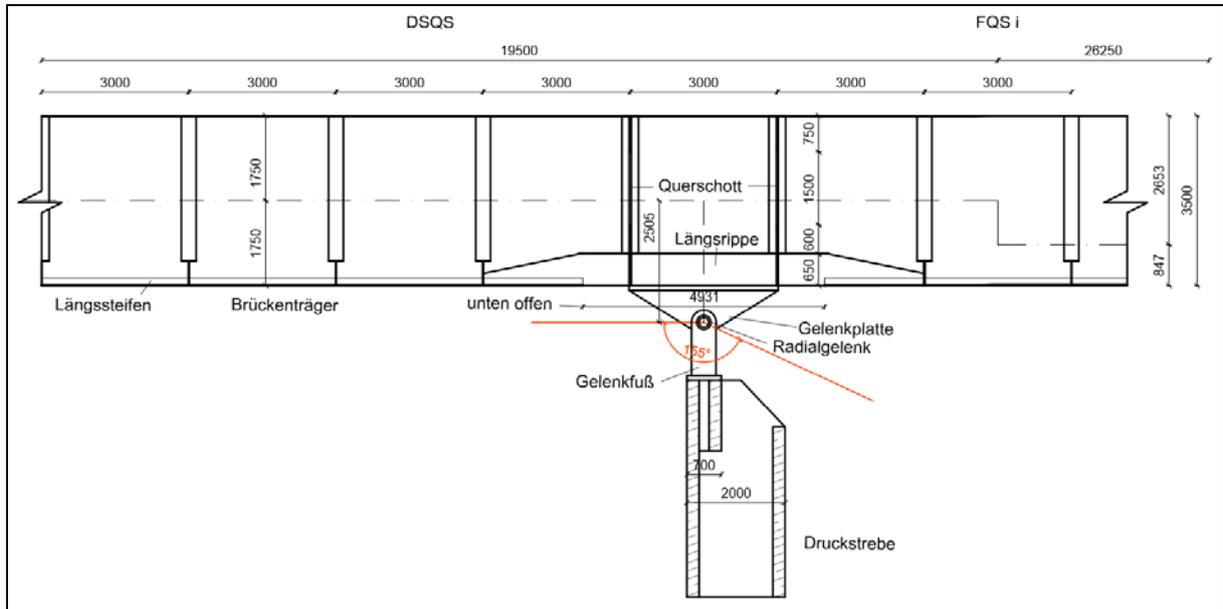
$N_{Steg} := A_{Pf.Steg} \cdot (\sigma_{N.Pf} + \sigma_{Mz.Pf}) = (1.069 \cdot 10^4) \text{ kN}$	Normalkraft die in den Steg eingeleitet werden muss
$n_{dübel} := \frac{N_{Steg}}{P_{Rd}} = 74.102$	Anzahl der Dübel
$n_{vorh} := 96$	eing geplante Anzahl der Dübel
$\sigma_{Beul} := \frac{N_{Steg}}{t_{ein} \cdot t_{Steg}} = 14.255 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	Normalspannung im Steg (Beulen)

Horizontalkraft einleitung

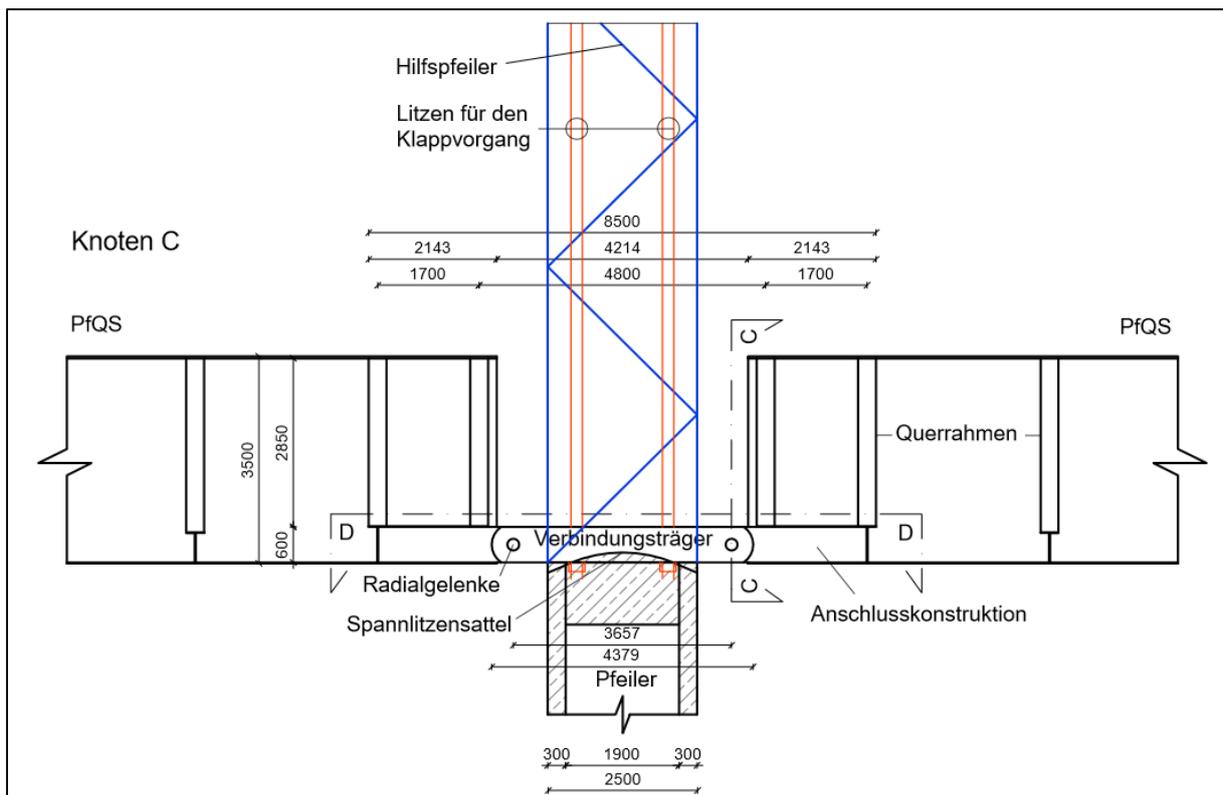
$V_{zPf} = (5.1 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Horizontalkraft
$A_c := b_{BT} \cdot h_{Bu} = 3.9 \text{ m}^2$	Verfügbare Betonquerschnitt zur Aufnahme der Horizontalkraft
$\sigma_{nB} := \frac{V_{zPf}}{A_c} = 0.131 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	Auftretende Normalspannung zufolge Horizontalkraft
$n_{dübelH} := \frac{V_{zPf}}{P_{Rd}} = 35.35$	erforderliche Anzahl Dübel

10.13 Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand

Schnitt durch den Knoten B im Bauzustand



Schnitt durch den Knoten C im Bauzustand



In diesem Anhang sind die Berechnungen zu den Knoten B und C im Bauzustand enthalten.

Knoten Berechnung Bauzustand

Materialkennwerte:

$E_{St} := 210000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Stahl	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zylinderdruckfestigkeit
$E_C := 33000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Beton	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zugfestigkeit
$E_s := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Bewehrung	$f_{sk} := 550 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze
$f_{yk} := 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze	$\omega_S := 78.6 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Stahl
$f_{yk80} := 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Fließgrenze	$\omega_B := 25 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Beton
$f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Zugfestigkeit	$f_{u80} := 470 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Zugfestigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte:

$\gamma_{M0} := 1$	Teilsicherheitsbeiwert Stahl	$\gamma_G := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Ständig
$\gamma_C := 1.5$	Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\gamma_Q := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Verkehr
$\gamma_S := 1.15$	Teilsicherheitsbeiwert Bewehrung		

Design Festigkeiten

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{yd80} := \frac{f_{yk80}}{\gamma_{M0}} = 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 20 \frac{N}{mm^2}$	Beton Druckfestigkeit
$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 478.261 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze

Kräfte charakteristisch

$N_A := 9.96 \text{ MN}$	Normalkraft Knoten A
$V_A := 1.55 \text{ MN}$	Querkraft Knoten A
$N_C := 8.4 \text{ MN}$	Normalkraft Knoten C
$V_C := 0.6 \text{ MN}$	Querkraft Knoten C
$N_B := 8.55 \text{ MN}$	Normalkraft Knoten B
$V_B := 1.55 \text{ MN}$	Querkraft Knoten B

10.13 Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand

$$F_A := \sqrt{N_A^2 + V_A^2} = 10.08 \text{ MN} \quad \text{Resultierende Kraft Knoten A}$$

$$F_B := \sqrt{N_B^2 + V_B^2} = 8.689 \text{ MN} \quad \text{Resultierende Kraft Knoten B}$$

$$F_C := \sqrt{N_C^2 + V_C^2} = 8.421 \text{ MN} \quad \text{Resultierende Kraft Knoten C}$$

Nachweise Knoten B

Systemgrößen

$$d_{\text{Bolzen}} := 200 \text{ mm} \quad \text{Bolzendurchmesser}$$

$$t_{\text{GP}} := 100 \text{ mm} \quad \text{dicke Gelenkplatte}$$

$$t_{\text{GF}} := 60 \text{ mm} \quad \text{dicke Gelenfußplatte}$$

$$h_{\text{GF}} := 1090 \text{ mm} \quad \text{höhe Gelenfußplatte}$$

$$h_{\text{GF,P}} := 100 \text{ mm} \quad \text{höhe Gelenfußbodenplatte}$$

$$b_{\text{GF}} := 500 \text{ mm} \quad \text{breite Gelenfußplatte}$$

Gelenks Tragzahlen Produktbezeichnung: GE200ES

$$C_0 := 10600 \text{ kN} \quad \text{Statische Tragzahl}$$

$$\eta := \frac{F_B}{C_0} = 0.82 \quad \text{Auslastung}$$

Abscheren Bolzen

$$A_{\text{Bolzen}} := \frac{d_{\text{Bolzen}}^2 \cdot \pi}{4} = 314.159 \text{ cm}^2 \quad \text{Querschnittsfläche eines Bolzens}$$

$$\tau_B := \frac{F_B}{2 \cdot A_{\text{Bolzen}}} = 138.295 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Schubspannung im Bolzenquerschnitt}$$

$$\eta := \frac{\gamma_G \cdot \tau_B}{\frac{f_{yds0}}{\sqrt{3}}} = 0.965 \quad \text{Auslastung}$$

Lochleibung der Gelenkfußplatte

$$\sigma_L := \frac{F_B}{t_{\text{GF}} \cdot d_{\text{Bolzen}} \cdot 2} = 217.234 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Flächenpressung in der Lochkontaktfläche}$$

$$\eta := \frac{\gamma_G \cdot \sigma_L}{f_{yds0}} = 0.875 \quad \text{Auslastung}$$

Plattennachweis Gelenkfußplatte

$$M_{GF} := V_B \cdot h_{GF} = 1.69 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Moment in der Unterkante der Gelenkfußplatte

$$A_{GF} := b_{GF} \cdot t_{GF} = 300 \text{ cm}^2$$

Querschnitt der Gelenkfußplatte

$$W_{GF} := \frac{b_{GF}^2 \cdot t_{GF}}{6} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$$

Widerstandsmoment einer Gelenkfußplatte

$$\sigma_{GF} := \frac{N_B}{A_{GF} \cdot 4} + \frac{M_{GF}}{W_{GF} \cdot 4} = 240.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung in einer Gelenkfußplatte

$$\sigma_{GF.N} := \frac{N_B}{A_{GF} \cdot 4} = 71.25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung zufolge Normalkraft in einer Gelenkfußplatte

$$\sigma_{GF.M} := \frac{M_{GF}}{W_{GF} \cdot 4} = 168.95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung zufolge Moment in einer Gelenkfußplatte

$$\tau_{GF} := \frac{V_B}{A_{GF} \cdot 4} = 12.917 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Schubspannung in einer Gelenkfußplatte

$$\sigma_{VGF} := \sqrt{\sigma_{GF}^2 + 3 \cdot \tau_{GF}^2} = 241.24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vergleichsspannung in einer Gelenkfußplatte

$$\eta := \frac{\gamma_G \sigma_{VGF}}{f_{yds0}} = 0.972$$

Auslastung

Plattennachweis der Gelenkplatte wird mit RFEM erbracht

10.13 Anhang M - Knotenberechnung B und C Bauzustand

Flächenpressung Druckstrebe

$$a_{gew} := 60 \text{ cm}$$

Kantenlänge Fußplatte

$$A_{B.gew} := a_{gew}^2 = (3.6 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Aufstandsfläche Fußplatte

$$W_{FP} := \frac{a_{gew}^2 \cdot a_{gew}}{6} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ cm}^3$$

Widerstandsmoment Fußplatte

$$M_{GF.P} := M_{GF} \cdot \frac{(h_{GF} + h_{GF.P})}{h_{GF}} = (1.845 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Umlage Moment auf Bodenplatte

$$\sigma_{B.M} := \frac{M_{GF.P}}{W_{FP} \cdot 2} = 25.618 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung im Beton zufolge Moment

$$\sigma_{B.N} := \frac{N_B}{A_{B.gew} \cdot 2} = 11.875 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung im Beton zufolge Normalkraft

$$\sigma_B := \sigma_{B.M} + \sigma_{B.N} = 37.493 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung im Beton charakteristisch

$$\sigma_{B.ULS} := \gamma_G \cdot (\sigma_{B.M} + \sigma_{B.N}) = 50.616 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspannung im Beton ULS

$$\eta := \frac{\sigma_B}{f_{cd}} = 1.875$$

Auslastung der Betonkontaktfläche

$$\eta := \frac{\sigma_{B.ULS}}{f_{cd}} = 2.531$$

Auslastung der Betonkontaktfläche ULS

Für die Lasteinleitung von der Fußplatte in die Druckstrebe ist hochfester Beton oder eine, an die Fußplatte angeschweißte, Bewehrung erforderlich!

Nachweise Knoten C

Systemgrößen

$d_{Bolzen} := 200 \text{ mm}$	Bolzendurchmesser
$t_{GP} := 100 \text{ mm}$	dicke Gelenkplatte
$t_{ST} := 60 \text{ mm}$	dicke Schweißträger
$h_{ST} := 600 \text{ mm}$	höhe Schweißträger

Gelenks Tragzahlen Produktbezeichnung: GE200ES

 $C_0 := 10600 \text{ kN}$ Statische Tragzahl des Gelenks

$$\eta := \frac{F_C}{C_0} = 0.794$$

Auslastung

Abscheren Bolzen

$$A_{Bolzen} := \frac{d_{Bolzen}^2 \cdot \pi}{4} = 314.159 \text{ cm}^2$$

Querschnittsfläche eines Bolzen

$$\tau_B := \frac{F_C}{2 \cdot A_{Bolzen}} = 134.031 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Schubspannung im Bolzen

$$\eta := \frac{\gamma_G \cdot \tau_B}{\frac{f_{yd80}}{\sqrt{3}}} = 0.936$$

Auslastung

Lochlaibung Verbindungsträger

$$\sigma_L := \frac{F_C}{t_{ST} \cdot d_{Bolzen} \cdot 4} = 175.446 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Flächenpressung in der Kontaktfläche

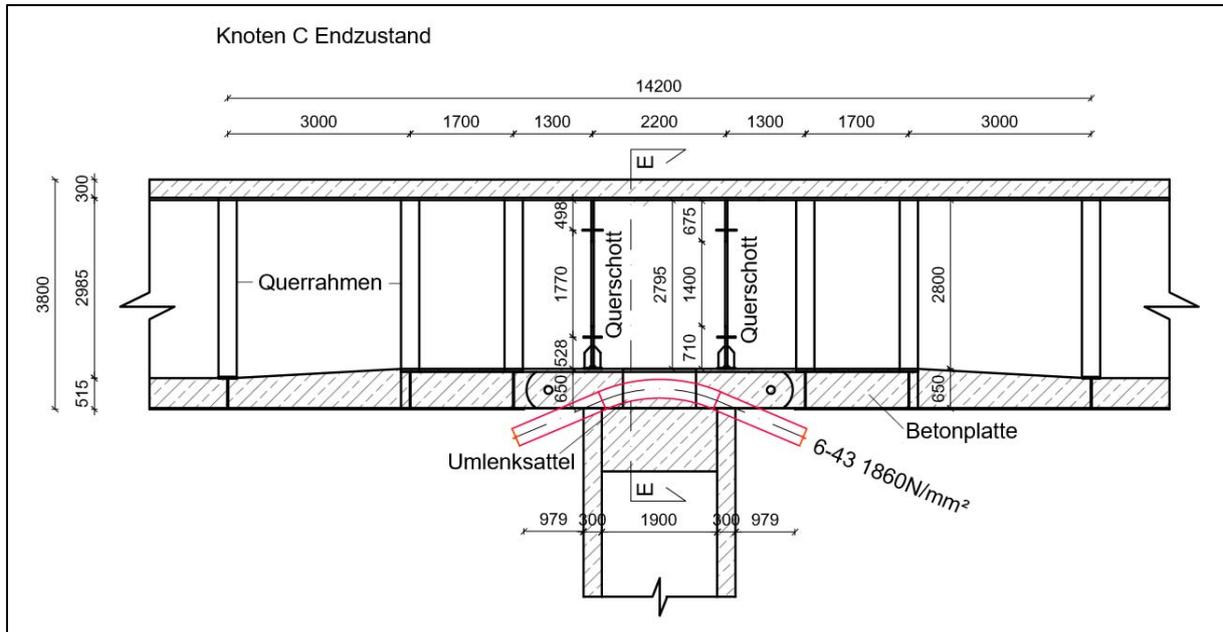
$$\eta := \frac{\gamma_G \cdot \sigma_L}{f_{yd80}} = 0.707$$

Auslastung

Plattennachweis der Gelenkplatte wird mit RFEM erbracht

10.14 Anhang N - Rissbreitenbeschränkung

Schnitt durch den Knoten C im Endzustand



In diesem Anhang sind Berechnungen zur Rissbreitenbeschränkung über dem Pfeiler enthalten.

PfQS quasi ständig

Msd [kNm]	Vsd [kN]	Nsd [kN]	MTd [kNm]
-112.000	10.000	44.000	0

$T_{\text{interaktion}}$ [kN/cm ²]	T_{pl} [kN/cm ²]	Az [cm ²]
10,24796728	20,49593456	2076

Spannungspunkte	z von Ursprung [cm]	zS von Schwerp. [cm]	σ_M M//I(n)*z [kN/cm ²]	σ_N N/A/(n) [kN/cm ²]	σ_{tot} [kN/cm ²]	T_{MT} MTd/(2*Am*t) [kN/cm ²]	T_{vpl} Az=(hSteg)*tSteg [kN/cm ²]	T_{tot} [kN/cm ²]	σ_v Mises [kN/cm ²]
Beton OK	-30,0	-252,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
Bewehrung	-15,0	-237,2	15,7	5,2	21,0	0,0	0	0,0	21,0
Beton Mitte	-15,0	-237,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
Beton UK	0,0	-222,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
OG OK	0,0	-222,2	14,7	5,2	20,0	0,0	0	0,0	20,0
OG UK	4,0	-218,2	14,5	5,2	19,7	0,0	0	0,0	19,7
Steg OK	4,0	-218,2	14,5	5,2	19,7	0,0	4,8	4,8	21,4
Steg maß	15	-207,2	13,7	5,2	19,0	0,0	4,8	4,8	20,7
Steg Beton OK	300,0	77,8	-5,2	5,2	0,1	0,0	4,8	4,8	8,3
Steg Beton Mitte	325,0	102,8	-6,8	5,2	-1,6	0,0	4,8	4,8	8,5
Steg UK	350,0	127,8	-8,5	5,2	-3,3	0,0	4,8	4,8	9,0
UG OK	300,0	77,8	-0,8	0,8	0,0	0,0	0	0,0	0,0
Mitte Beton	325,0	102,8	-1,1	0,8	-0,3	0,0	0	0,0	0,3
Bewehrung UG	325,0	102,8	-6,8	5,2	-1,6	0,0	0	0,0	1,6
UG UK	350,0	127,8	-1,3	0,8	-0,5	0,0	0	0,0	0,5

Rissbreitenbeschränkung der Betonfahrbahnplatte über dem Pfeiler

Materialkennwerte:

$E_{St} := 210000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Stahl	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zylinderdruckfestigkeit
$E_C := 33000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Beton	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Beton Zugfestigkeit
$E_s := 195000 \frac{N}{mm^2}$	E Modul Bewehrung	$f_{sk} := 550 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze
$f_{yk} := 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze	$\omega_S := 78.6 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Stahl
$f_{yk80} := 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Fließgrenze	$\omega_B := 25 \frac{kN}{m^3}$	Wichte Beton
$f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Zugfestigkeit	$f_{u80} := 470 \frac{N}{mm^2}$	Stahl <80mm Zugfestigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte:

$\gamma_{M0} := 1$	Teilsicherheitsbeiwert Stahl	$\gamma_G := 1.35$	Teilsicherheitsbeiwert Ständig
$\gamma_C := 1.5$	Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\gamma_Q := 1.5$	Teilsicherheitsbeiwert Veränderlich
$\gamma_S := 1.15$	Teilsicherheitsbeiwert Bewehrung		

Design Festigkeiten

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{yd80} := \frac{f_{yk80}}{\gamma_{M0}} = 335 \frac{N}{mm^2}$	Stahl Fließgrenze
$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 20 \frac{N}{mm^2}$	Beton Druckfestigkeit
$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 478.261 \frac{N}{mm^2}$	Bewehrung Fließgrenze

Systemgrößen

$h_B := 30 \text{ cm}$	höhe Druckstrebe
$b_B := 1220 \text{ cm}$	effektive Breite Betonplatte
$d := 26 \text{ cm}$	Statische Höhe
$A_{S,m} := 70 \frac{cm^2}{m}$	erforderliche Bewehrung
$A_S := A_{S,m} \cdot b_B = 0.085 \text{ m}^2$	Bewehrungsfläche
$w_k := 0.3 \text{ mm}$	maximale Rissbreite laut EC 1992-2 S.37
$f := \frac{\frac{f_{ctm}}{N}}{\frac{mm^2}{2.9}} = 1$	Faktor für den Stahldurchmesser

Rissbreiten Beschränkung

Obergurte 2* 104x4cm

Bewehrung 70cm²/m

$$A := 8429 \text{ cm}^2$$

Querschnittsfläche des Brückenträgers

$$I := 168000000 \text{ cm}^4$$

Flächenträgheitsmoment des Brückenträgers

$$A_a := 2908 \text{ cm}^2$$

Querschnittsfläche des Baustahls

$$I_a := 38000000 \text{ cm}^4$$

Flächenträgheitsmoment des Baustahls

$$\alpha_{st} := \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a} = 12.815$$

Verhältnis des Querschnitts zum Baustahl

$$\rho := \frac{70 \text{ cm}^2}{h_B \cdot 100 \text{ cm}} = 0.023$$

Bewehrungsgrad

$$\sigma_{S,eig} := 210 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Stahlspannung laut EXCEL

$$\Delta\sigma := \frac{0.4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho} = 3.879 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Zusätzliche Spannungen laut EC 4

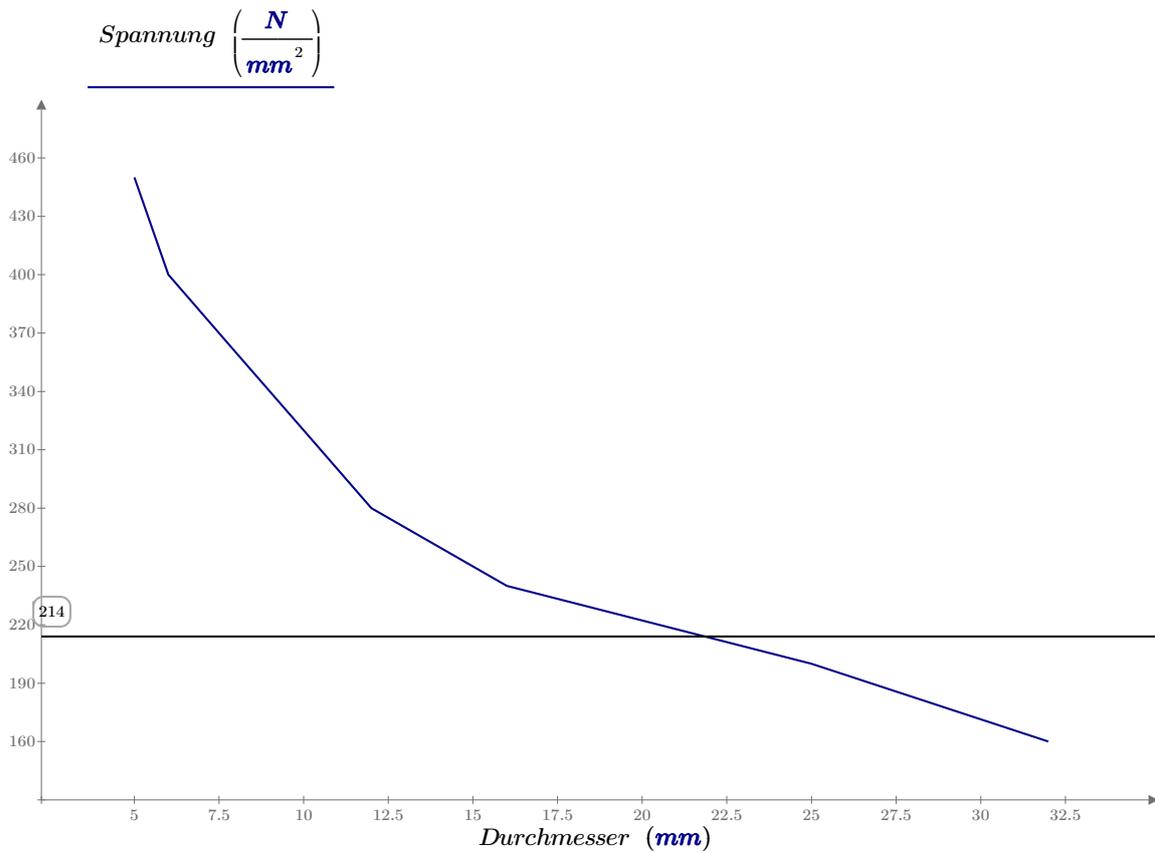
$$\sigma_S := \sigma_{S,eig} + \Delta\sigma = 213.879 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spannungen total

Diagramm für den maximalen Stabdurchmesser

$$\text{Spannung} := \begin{bmatrix} 160 \\ 200 \\ 240 \\ 280 \\ 320 \\ 360 \\ 400 \\ 450 \end{bmatrix} \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Durchmesser} := \begin{bmatrix} 32 \\ 25 \\ 16 \\ 12 \\ 10 \\ 8 \\ 6 \\ 5 \end{bmatrix} \text{mm}$$

Angaben laut EC 2



$$A_{Bew.Stab} := \frac{(20 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Querschnittsfläche für einen Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 20mm

$$n_{bew} := \frac{70 \text{ cm}^2}{2 \cdot A_{Bew.Stab}} = 11.141$$

erforderliche Anzahl an Bewehrungsseisen pro meter

$$a_{Stab} := \frac{1 \text{ m}}{n_{bew}} = 8.976 \text{ cm}$$

minimaler Abstand zwischen den einzelnen Bewehrungsseisen

Der Durchmesser der Bewehrungsstäbe darf einen Durchmesser von 20mm im Bereich über dem Pfeiler nicht überschreiten. Um eine Bewehrung von 70cm²/m zu erreichen, müssen die Bewehrungsseisen in einem Abstand von 9cm verlegt werden. Hier wurde davon ausgegangen, dass es sowohl in der unteren als auch der oberen Lage jeweils eine Lage in der Längsrichtung gibt.