



DIPLOMARBEIT

**Vergleich von Brückenklappverfahren und
Freivorbauverfahren
am Beispiel der Talbrücke San Leonardo**

MASTER'S THESIS

**Comparison between Balanced Lift Method and
Balanced Cantilever Method
for the San Leonardo viaduct**

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

von

Kerstin Fuchs Matrikelnummer: 1027471
Hauersteig 10, 3542 Gföhl, Österreich

und

Georg Gaßner Matrikelnummer: 10262736
Rossatz 139, 3602 Rossatz, Österreich

unter der Betreuung von

Prof. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
und
Dipl.-Ing. **Sara Reichenbach**

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

Wien, im Juni 2016

.....

Danksagung Kerstin Fuchs

Mit dem Verfassen dieser Arbeit geht für mich das Studium des Bauingenieurwesens und somit eine Zeit der intensiven persönlichen und intellektuellen Weiterbildung zu Ende. In keinem anderen Lebensabschnitt konnte ich mich so entwickeln, wie in der Zeit des Studiums. Dafür danke ich all meinen Studienkollegen, die diese Zeit so besonders gemacht haben. Ganz besonders bedanke ich mich bei meiner Studienkollegin und Freundin Franziska Kluge. Nicht nur viele technische Gespräche haben wir während unserer gemeinsamen Zeit in Wien geführt. Allerhand lustige, spannende, aufregende aber vor allem einzigartige Dinge durfte ich abseits des Studiums mit dir erleben.

Ein großer Dank gebührt Herrn Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, der mir nicht nur mit dem Angebot des Verfassens dieser Arbeit viele Türen geöffnet hat. Ich bedanke mich für seine intensive Betreuungszeit, in der wir mit ihm über fachliche Detailfragen jederzeit diskutieren konnten. Außerdem bedanke ich mich bei allen Mitarbeitern des Instituts für die angenehme Zeit und die Unterstützung während des Verfassens dieser Arbeit. Besonders bedanke ich mich bei Frau Dipl.-Ing. Sara Reichenbach, dass sie uns bei der Ausarbeitung jederzeit unterstützt hat.

Bedanken möchte ich mich bei meinen Eltern, durch deren finanzielle Unterstützung es mir möglich war dieses Studium zu absolvieren. Danke dafür, dass ihr mir immer mit einem offenen Ohr zur Seite gestanden seid. Auch bedanke ich mich bei meinen großen Brüdern, deren Frau bzw. Freundin und meinen Nichten, die immer an mich geglaubt haben. Für den nötigen Ausgleich neben dem Studium bedanke ich mich bei den Mitgliedern des Musikvereins Gföhl, mit denen ich viele Stunden frei von Prüfungsgedanken erleben durfte.

Dankbar bin ich aber vor allem für den einen Menschen, mit dem sich private und berufliche Dinge so gut vereinbaren lassen.

Danksagung Georg Gaßner

Mit der Fertigstellung dieser Diplomarbeit, geht nun auch die Zeit des Studiums zu Ende. Als Erstsemestriger dachte ich mir, dass dieser Zeitpunkt schier ewig auf sich warten lassen werde. Doch mit jeder erfolgreichen Prüfung, mit jedem ECTS-Punkt, rückte das Ziel ein Stückchen näher. Irgendwann ging dann alles ganz schnell und plötzlich war es an der Zeit, über die richtige Krawatte für die Diplomprüfung nachzudenken. Mit dem Abschluss des Studiums wird es höchste Zeit Danke zu sagen.

Ein großer Dank gilt meinen Eltern, die es mir durch ihre finanzielle Unterstützung ermöglicht haben, mich voll und ganz auf mein Studium zu konzentrieren. Nie zweifelten sie daran, dass ich diese Ausbildung erfolgreich abschließen werde - auch dafür möchte ich euch danken.

Für die Ermöglichung und das Gelingen dieser Arbeit möchte ich mich ganz besonders bei Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger bedanken. Seine Tür stand immer für unsere Fragen und Probleme offen. Viele Stunden nahm er sich Zeit gemeinsam mit uns Details auszuarbeiten, das weitere Vorgehen zu besprechen und somit das Fortschreiten unserer Arbeit stets in die richtige Richtung zu lenken. Auch Dipl.-Ing. Sara Reichenbach möchte ich für ihre Hilfsbereitschaft bei der Betreuung ein Dankeschön aussprechen.

Das Studium alleine zu bewältigen wäre vielleicht theoretisch möglich, aber alles andere als ein Vergnügen gewesen. Deshalb möchte ich mich bei meinen StudienkollegInnen für die gemeinsame Arbeit an diversen Übungsprojekten und die gemeinsame Zeit abseits der Universität bedanken. Ohne euch würde mir die Zeit des Studiums nicht so reich an Erlebnissen und Erfahrungen in Erinnerung bleiben können.

Diese Diplomarbeit war ein Gemeinschaftsprojekt. Einerseits ist es eine Herausforderung zu zweit an einem derartigen Projekt zu arbeiten, aber andererseits umso schöner, wenn es schlussendlich gelingt. Deshalb möchte ich zu guter Letzt, dir liebe Kerstin, für die gute, konstruktive und meist auch sehr harmonische Zusammenarbeit danken. Nachdem wir einen großen Teil des Studiums Seite an Seite absolviert haben, freut es mich umso mehr, dass wir mit dieser gemeinsam erstellten Diplomarbeit ein großes Kapitel unseres Lebens erfolgreich abschließen dürfen.

Kurzfassung

Das Brückenklappverfahren wurde in den letzten Jahren am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger entwickelt. Dieses neuartige Brückenherstellungsverfahren kann als Alternative zum Freivorbauverfahren eingesetzt werden.

Die Herstellung von Zement und somit auch von Beton ist ein sehr CO₂-intensiver Prozess. Um den Kohlendioxidausstoß zu verringern, gibt es Entwicklungen der Zementindustrie, eine Reduktion bereits bei der Herstellung zu erzielen. Eine andere effektive Möglichkeit zur Senkung der Schadstoffemissionen besteht in der Entwicklung von schlankeren Konstruktionen bei gleichbleibender Tragfähigkeit. In der vorliegenden Arbeit wird am Beispiel der Talbrücke San Leonardo gezeigt, dass durch den Einsatz des Brückenklappverfahrens eine erhebliche Reduktion der Baustoffmassen erzielt werden kann. Es wird für die 210 m lange und 90 m hohe zweifeldrige Autobahnbrücke in Sizilien ein Alternativentwurf unter Anwendung des Brückenklappverfahrens vorgestellt. Dazu werden Querschnitte für den Brückenträger, die Druckstreben und den Brückenpfeiler erarbeitet und eine Vorbemessung in Quer- und Längsrichtung durchgeführt. Ziel der statischen Berechnungen ist es, die Machbarkeit des Entwurfs zu zeigen.

Der Querschnitt des Brückenträgers im Bauzustand besteht aus dünnwandigen Betonfertigteilen, die einen rechteckigen Hohlkasten mit einer Breite von 6 m bilden. Dieser schlanke Querschnitt wird mit Hilfe von Fertigteildruckstreben, welche seitlich am Brückenträger angebracht werden, auf den gewünschten Autobahnquerschnitt ausgebaut. Der Querschnitt des Brückenträgers wird in den Bauphasen in der Brückenlängsrichtung mittels Spanngliedern zusammengespannt, weshalb ein Hauptaugenmerk im Entwurf geeigneter Spanngliedführungen liegt. Für die einzelnen Bauphasen und für den Bauendzustand erfolgten statische Berechnungen.

Bisher wurden mit dem Brückenklappverfahren Entwürfe vor allem für Plattenbalkenquerschnitte erstellt. In dieser Arbeit werden deshalb für eine Brücke mit Hohlkastenquerschnitt die Details für die Knoten und die Verankerungsblöcke der Spannglieder im Bauzustand entworfen und neue Lösungen aufgezeigt. Nach Fertigstellung der Entwurfsarbeiten werden die erforderlichen Massen und die Bauzeit ermittelt.

Um eine Vergleichbarkeit des Alternativentwurfs mit der Talbrücke San Leonardo zu ermöglichen, wird der Freivorbau-Entwurf überarbeitet und auf den Stand der Technik (gemäß Eurocodes) gebracht. Hierbei wird es beispielsweise notwendig, die Dicken der Fahrbahnplatte und der Stege zu erhöhen. Abschließend werden einerseits bauwirtschaftliche Faktoren, wie Bauzeit und eingesetzte Massen, aber auch technische Kriterien beider Entwürfe beleuchtet.

Abstract

In recent years a new bridge construction method has been developed at the Institute of Structural Engineering of TU Wien by Professor Kollegger and his team. The so called Balanced Lift Method (BLM) can be seen as an alternative to the Balanced Cantilever Method (BCM). This thesis contains a technical and economical comparison between these two methods for the 210 m long San Leonardo viaduct.

Cement production and therefore concrete production is a very CO₂-intense process. Recent trends show that the cement industry strives to reduce these carbon dioxide emissions during the production process. On the structural level the CO₂-reduction can be achieved by optimizing the cross sections, in other words building thinner load bearing elements without reducing load capacity therefore economizing construction materials and consequentially carbon dioxide emissions. The BLM, when applied reasonably, as shown on the example of the San Leonardo Viaduct, offers the possibility to save resources and decrease pollution. For the redesign of the San Leonardo Viaduct, which was built in the 1960's using the BLM, cross sections for the bridge girder, the compression struts and the pier were elaborated. The webs of the bridge girder consist of thin precast concrete doublewalls. A hollow box cross section with a width of 6 m will be built, consisting of these doublewalls and other thin concrete plates. Precast compression struts next to the webs will help complete the bridge cross section in order to obtain the 20,5 m wide carriageway. The cross section elements are connected by tendons positioned throughout the box girder.

The most important part of the BLM is the lifting process. For all construction phases, as well as for the end of the construction, the required post-tensioning tendons were designed. Starting with the vertical installation of the prefabricated compression struts and bridge girders, structural calculations of the bridge for all construction phases have been made. Up to this point mainly designs for bridges with other cross sections (T-beams), were conceptualized using the BLM. Hence a redesign of the nodes and the concrete blocks, which are needed for the anchorage and the deviation of the tendons, was required forming a main part of the thesis. After the structural calculations a calculation of the masses was possible. In order to align the construction phases, a time table was prepared.

To allow a realistic comparison between the two bridge construction methods, a redesign of the original San Leonardo Viaduct was necessary. Based on the Eurocodes a thicker slab as well as thicker webs were needed. With the redesigned cross section a calculation of masses was possible.

Finally it was feasible to compare technical and economical aspects of the BLM and the BCM. Summarizing, it can be said that for the San Leonardo Viaduct a considerable reduction of concrete mass would be possible by using the BLM.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Kurzfassung	III
Abstract	IV
Inhaltsverzeichnis	V
1 Einleitung [Gaßner]	1
2 Beschreibung des Brückenklappverfahrens [Fuchs]	7
2.1 Idee	7
2.2 Unterscheidung zwischen Zugstreben- und Druckstrebenbrücke mit hohem Pfeiler	7
2.3 Das Brückenklappverfahren für Brücken mit geringer Pfeilerhöhe	8
2.4 Einsatz des Brückenklappverfahrens bei der S7 und einem Großversuch in Gars am Kamp	9
3 Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens	11
3.1 Querschnitt [Fuchs & Gaßner]	13
3.1.1 Dimensionierung der Fahrbahnplatte	26
3.2 Vordimensionierung der tragenden Bauteile im Längsschnitt [Gaßner]	31
3.2.1 Lastannahmen	32
3.2.2 Ergebnisse der statischen Berechnungen	33
3.2.3 Einfluss der Steifigkeit der Druckstreben auf die Gesamtsteifigkeit des Systems	35
3.3 Entwurf der Spanngliedführung [Fuchs & Gaßner]	44
3.4 Überlegungen zum Bauablauf [Fuchs]	52
3.4.1 Bauzeitplan	80
3.5 Detailplanung der Knoten und Blöcke [Fuchs]	81
3.5.1 Umlenkung Spannglied A1 und Verankerung Spannglied A2	84
3.5.2 Verankerung des Spannglieds A1 und der Abspannung I	89
3.5.3 Einschubträger	92
3.5.4 Knoten A	97
3.5.5 Knoten B	103
3.5.6 Knoten C	116

3.6	Nachweise im Serviceability Limit State (SLS) [Gaßner]	126
3.6.1	SLS - Lehrgerüstzustand	126
3.6.2	Statische Berechnungen der Bauphasen und des Bauendzustands	140
3.7	Nachweise im Ultimate Limit State (ULS) [Gaßner]	149
3.7.1	Lastannahmen	149
3.7.2	ULS - Biegung und Normalkraft	154
3.7.3	ULS - Querkraft und Torsion	159
3.8	Massenermittlung [Fuchs]	166
4	Überarbeitung des Entwurfs für die San Leonardo Freivorbaubrücke auf Basis der Eurocodes [Fuchs]	167
4.1	Statische Berechnungen der Talbrücke San Leonardo	169
4.1.1	Dimensionierung der Fahrbahnplatte	169
4.1.2	Querschnitt	171
4.1.3	Nachweise im Ultimate Limit State (ULS)	173
4.2	Massenermittlung und Bauzeit	182
5	Vergleich von Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren [Fuchs & Gaßner]	184
5.1	Vergleich der Spannungen im Endzustand	185
5.2	Vergleich der Durchbiegungen im Endzustand	186
5.3	Vergleich der Momentenverläufe in den Bauzuständen	187
5.4	Vergleich der Massen und der Bauzeiten	189
5.4.1	Massen	189
5.4.2	Bauzeiten	190
5.4.3	Ressourcen	191
6	Zusammenfassung und Ausblick [Fuchs & Gaßner]	193
	Literaturverzeichnis	197
A	Anhang A - Alternativentwurf	202
A.1	Querschnitt [Fuchs & Gaßner]	202
A.1.1	Dimensionierung der Fahrbahnplatte	203
A.2	Vordimensionierung der tragenden Bauteile im Längsschnitt [Gaßner]	211
A.2.1	Einfluss der Steifigkeit der Druckstreben auf die Gesamtsteifigkeit des Systems	215
A.3	Entwurf der Spanngliedführung [Fuchs & Gaßner]	224
A.4	Nachweise im Serviceability Limit State (SLS) [Gaßner]	242
A.4.1	SLS-Lehrgerüstzustand	242
A.4.2	Statische Berechnungen der Bauphasen	248
A.5	Nachweise im Ultimate Limit State (ULS) [Gaßner]	337

A.6	Massenermittlung [<i>Fuchs</i>]	349
B	Anhang B - Überarbeitung der San Leonardo Freivorbaubrücke [<i>Fuchs</i>]	350
B.1	Statische Berechnungen der San Leonardo Brücke	350
B.1.1	Fahrbahnplatte: Schnittgrößen und Spannungen	351
B.1.2	ULS - Endzustand	354
B.1.3	Massenermittlung	364

1 Einleitung

Bereits seit vielen Jahrhunderten bauen Menschen Brücken, um tiefe Täler zu überspannen. Errichtet man heutzutage vor allem Brücken für den Auto- und Schienenverkehr, so entstanden bereits in der Antike eindrucksvolle Bauwerke für den Transport von Wasser. Vor allem die Römer errichteten schon sehr früh Trinkwasserleitungen für die Versorgung der städtischen Bevölkerung. Dabei handelte es sich meist um Freispiegelleitungen, welche sowohl oberirdisch, als auch unterirdisch verliefen. Man spricht bei diesen Wasserleitungen von "Aquädukten". Sollte die geplante Trasse einer Wasserleitung ein Tal queren, war es für das Funktionieren des Freispiegelabflusses notwendig, eine Brücke zu errichten. Ein besonders eindrucksvolles Beispiel für einen derartigen Aquädukt ist der Pont du Gard bei Nîmes (Frankreich), welcher in Abbildung 1.1 zu sehen ist.



Abbildung 1.1: Ansicht Pont du Gard [Curbach, 2015].

Der Pont du Gard wurde in einer Bauzeit von zirka 100 Jahren um Christi Geburt errichtet und ist der letzte erhalten gebliebene Aquädukt mit drei Etagen. Dieses Meisterwerk der antiken Baukunst zeigt, welche Mittel und Möglichkeiten den Menschen damals zur Verfügung standen, um Brücken zu errichten. Die dominierenden Baumaterialien waren damals Holz und Naturstein. Bei Naturstein handelt es sich um ein Material, welches in den Fugen keine Zugspannungen aufnehmen kann. Aus diesem Grund wurden Bögen sehr häufig als Konstruktionselement eingesetzt. Die Bögen des Pont du Gards wurden auf hölzernen Lehrgerüsten ohne Mörtel errichtet. Wegen der begrenzten Stützweite der Natursteinbögen, besteht die Brücke aus insgesamt 64 Rundbögen, die das Tal überspannen

[Curbach, 2015].

Der Bau von Brücken, bestehend aus Naturstein- und später Ziegelbögen in sämtlichen Formen, blieb lange Zeit, neben Holzbrücken, die vorherrschende Brückenbauweise. In den Jahren 1846 bis 1851 entstand eine Eisenbahnbrücke aus Ziegelsteingewölben von monumentaler Größe [Curbach, 2015]. Die Göltzschtalbrücke (siehe Abbildung 1.2) im Vogtland (Deutschland) überbrückt auf 574 m Gesamtlänge ein 78 m tiefes Tal. Die größte Bogenstützweite beträgt hierbei 30,9 m. Sie gilt bis heute als die größte Ziegelsteinbrücke der Welt.



Abbildung 1.2: Ansicht der Göltzschtalbrücke [Pfeifer und Mölter, 2008].

Im Zuge der Industrialisierung wurde, durch die Verfügbarkeit von Gusseisen, Schmiedeeisen und später Stahl, der Brückenbau revolutioniert. Durch diese Materialien wurde es möglich, schlankere Brücken mit höheren Spannweiten in unterschiedlichen Konstruktionsformen auszuführen.

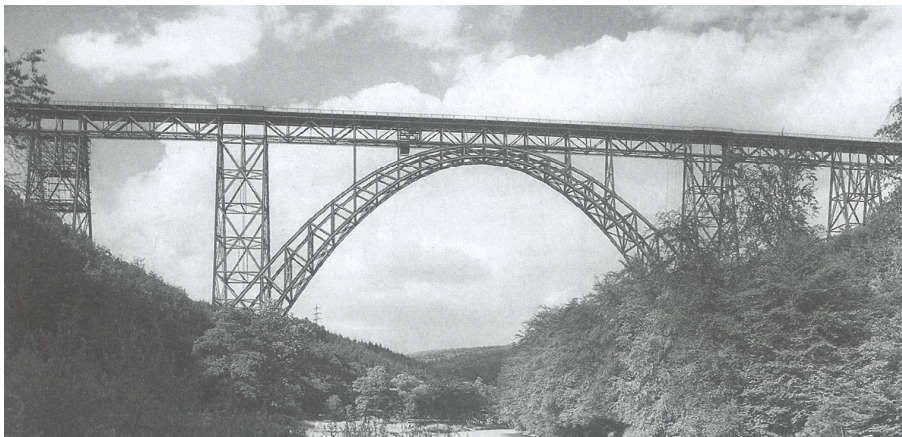


Abbildung 1.3: Ansicht der Müngstener Brücke [Pfeifer und Mölter, 2008].

Die Müngstener Brücke über das Tal der Wupper (siehe Abbildung 1.3) ist ein Beispiel dafür, welche Möglichkeiten den damaligen Ingenieuren mit dem Baustoff Stahl zur Verfügung standen. Diese Fachwerkbogenbrücke wurde in den Jahren 1894 bis 1897 errichtet und überspannt das Tal der Wupper auf 107 m Höhe mit einer freien Bogenspannweite von 170 m. Damals wie heute handelt es sich um Deutschlands höchste Eisenbahnbrücke [Pfeifer und Mölter, 2008].

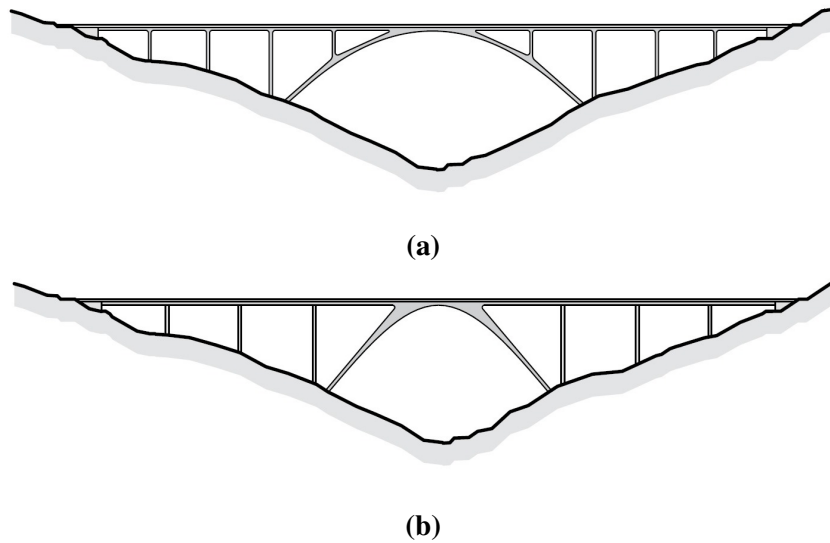


Abbildung 1.4: Steiles tiefes Tal überspannt durch: (a) Bogen; (b) Bogen-Sprengwerk [Schlaich et al., 2008].

Seit der Entwicklung des Stahlbetons, und später des Spannbetons, sind auch dem Bau von Betonbrücken nur mehr wenige Grenzen, im Hinblick auf die Tragwerksform und Spannweite, gesetzt. Wenn es der Baugrund der Talflanken zulässt, stellen Bogenbrücken aus Beton oft eine gute Möglichkeit dar, steile tiefe Täler zu überspannen. Abbildung 1.4 (a) zeigt, dass hierbei eine "klassische Bogenform" zur Anwendung kommen kann, oder aber eine Sprengwerkkonstruktion (b). Speziell für Eisenbahnbrücken bieten derartige Brücken einen großen Vorteil. Der Bogen beziehungsweise das Sprengwerk ist im Stande, die auftretenden Horizontalkräfte infolge Anfahren und Bremsen der Züge, aufzunehmen und in den Untergrund abzuleiten. Abbildung 1.5 zeigt mögliche Ausführungsformen von Balkenbrücken für die Überbrückung einer derartigen Talform. Gerade bei tiefen Tälern ist es oft wirtschaftlich höhere Stützweiten auszuführen, um somit die Anzahl der Pfeiler zu reduzieren. Dabei ist es, neben konstruktiven und wirtschaftlichen Überlegungen, vor allem eine architektonische Frage, ob die Pfeiler in klassischer Betonbauweise errichtet werden (Abbildung 1.5 (a)) oder ob sie aufgelöst, möglichst schlank, als Stahlstützen (Abbildung 1.5 (b)) ausgeführt werden.

Was bis heute für den Brückenbau unverändert gilt ist, dass sich der Entwurf einer Brücke, neben vieler anderer Faktoren, wie den topographischen Gegebenheiten und den zur Verfügung stehenden Baustoffen, vor allem an den möglichen Baumethoden orientieren muss. Ein noch so gut scheinender Entwurf ist wertlos, wenn die Brücke nicht errichtet werden kann. Brücken über steile tiefe Täler auf einem Lehrgerüst herzustellen, ist meist aus wirtschaftlichen und technischen Gründen nicht möglich. Deshalb wurde und wird noch immer stark an der Entwicklung von Baumethoden gearbeitet, mit denen ohne Rüstung vom Talgrund weg Brücken errichtet werden können.

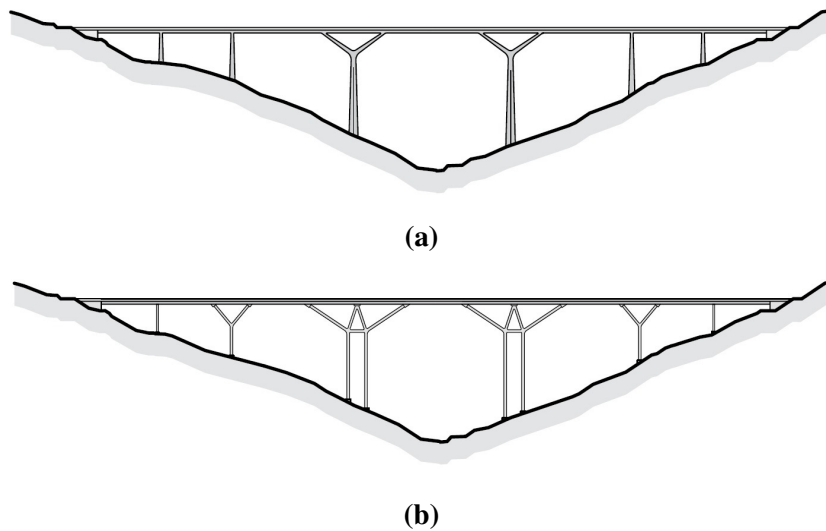


Abbildung 1.5: Steiles tiefes Tal durch Balkenbrücke überspannt: (a) Stahlbetonpfeiler; (b) aufgelöste Stahlstützen [Schlaich et al., 2008].



Abbildung 1.6: Ansicht der Talbrücke Schottwien.

Sehr oft wurden Spannbetonbrücken über steile tiefe Täler in den letzten Jahrzehnten mit der Methode des Freivorbaus hergestellt. Ein Beispiel hierfür ist die Talbrücke Schottwien (siehe Abbildungen 1.6 und 1.7) im Bereich des Semmerings (Österreich).

Es handelt sich hierbei um eine gevoutete Spannbetonbalkenbrücke mit 632,5 m Gesamtlänge und 130 m Höhe. Mit einer Stützweite von 250 m des Hauptfeldes ist sie die größte Spannbetonbrücke Österreichs und eine der größten der Welt [Structurae, 2007]. Da während der Errichtung mittels klassischem Freivorbauverfahren der Brückenträger wie ein auf beide Seiten des Pfeilers auskragender Kragträger wirkt, ergibt sich sinnvollerweise die für Freivorbau-Brücken typische gevoutete Seitenansicht des Brückenträgers.

Die Methode des Freivorbaus kann nicht nur für die Herstellung von Balkenbrücken eingesetzt werden, sondern auch für den Bau von Bögen. Hierbei werden, die von beiden Seiten aus errichteten Bögen, meist durch eine Vielzahl von Abspannungen gehalten. Dadurch ist es möglich sehr schlanke Bögen zu errichten. Abbildung 1.8 zeigt einen im



Abbildung 1.7: Ansicht vom Talgrund der Talbrücke Schottwien.

Bauzustand befindlichen Bogen kurz vor Bogenschluss. Gut zu erkennen sind die vielen Abspannungen, welche zu, wiederum abgespannten, Pylonen führen. Können diese Pylone nicht in die Brückenkonstruktion integriert werden, müssen sie nach Fertigstellung des Bogens rückgebaut werden.



Abbildung 1.8: Betonbogen im Freivorbau [Fischer, 2014].

Für die Errichtung einer Bogenbrücke zur Überbrückung eines steilen tiefen Tals, kann auch das Verfahren des Bogenklappens angewendet werden. Dabei werden die Bogenhälften im Bereich der Kämpfer in annähernd vertikaler Lage errichtet (siehe Abbildung 1.9) und anschließend in das Tal eingeklappt. Hierfür sind Gelenke bei den Kämpfern notwendig, um die Rotationsbewegung zu ermöglichen. Diese müssen aufgrund des hohen Gewichts der Bogenhälften sehr massiv ausgeführt werden.



Abbildung 1.9: Bogenklappverfahren, Foto: VSL Heavy Lifting, Schweiz.

Ausgehend vom Bogenklappverfahren entstand das, an der Technischen Universität Wien entwickelte, Brückenklappverfahren [Kollegger et al., 2014]. Beschrieben wird dieses Verfahren in Kapitel 2. In der gegenständlichen Arbeit erfolgt, unter Anwendung dieser Baumethode, ein Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo. Es handelt sich dabei um eine im Freivorbau errichtete Straßenbrücke, welche ein steiles tiefes Tal überspannt und für den späteren Vergleich (siehe Kapitel 5) mit dem Alternativentwurf herangezogen wird. Um einen objektiven Vergleich zu ermöglichen, wird für die bestehende Brücke aus den 1960er Jahren, eine Überarbeitung und Adaptierung an die derzeit geltende Normenlage (Eurocodes) durchgeführt. Da die Talbrücke San Leonardo nur einen Mittelpfeiler besitzt, ist sie für einen Vergleich gut geeignet. Es müssen keine Überschneidungen von mehreren Bauabläufen, wie es bei einer Brücke mit mehreren Pfeilern der Fall wäre, beachtet werden.

2 Beschreibung des Brückenklappverfahrens

2.1 Idee

Im Jahre 2006 wurde das Brückenklappverfahren an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau entwickelt. Die Idee ist durch eine einfache Fragestellung entstanden: „Wie ist es möglich eine Brücke in vertikaler Richtung zu bauen und diese dann in die horizontale Lage zu bringen?“ Durch ingenieurmäßiges Herangehen entstand eine Lösung für dieses Problem – das so genannte Brückenklappverfahren (im Englischen Balanced Lift Method genannt).

Um einen Brückenträger aus Spannbeton vertikal zu montieren und diesen dann klappen zu können, sind zusätzliche statische Elemente, wie beispielsweise Abspannungen oder Unterstützungen notwendig. Diese zusätzlichen Elemente werden in die Brückenkonstruktion integriert und bringen wesentliche Vorteile im Tragverhalten. Alleinig aus der Überlegung, dass diese Elemente Abspannungen oder Unterstützungen sein können, ergeben sich die zwei wesentlichen Arten von Brückenkonstruktionen, welche mit Hilfe des Brückenklappverfahrens hergestellt werden können. Man unterscheidet zwischen Zugstrebenbrücken und Druckstrebenbrücken.

Es folgt nun die Beschreibung dieser beiden Typen anhand einer Brücke mit einem hohen Pfeiler.

2.2 Unterscheidung zwischen Zugstreben- und Druckstrebenbrücke mit hohem Pfeiler

In Abbildung 2.1(a) ist eine Zugstrebenbrücke zu sehen. Der Klappvorgang erfolgt durch ein Hochziehen der Brückenträger entlang des Pfeilers. Die Abspannungen sind während des gesamten Klappvorgangs fix mit dem Pfeiler verbunden. Wenn der Brückenträger die horizontale Lage erreicht hat, wirken die Abspannungen im Endzustand als Zugstreben.

Bei der Druckstrebenbrücke hingegen (Abbildung 2.1(b)) erfolgt der Klappvorgang durch das Hochziehen der auf Druck belasteten Unterstützungen. Hierbei ist der Brückenträger an der Pfeileroberkante fixiert. Der Klappvorgang der Druckstrebenbrücke kann mit dem Aufspannen eines Regenschirms verglichen werden, wobei die Druckstreben den Streben des Regenschirms gleichzusetzen sind [Kollegger et al., 2014].

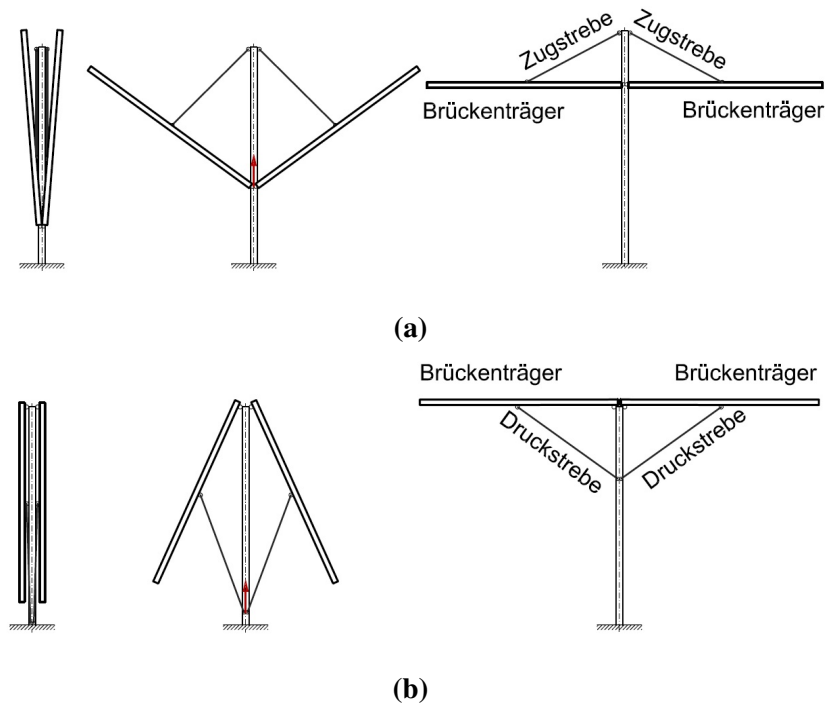


Abbildung 2.1: Brücken mit hohem Pfeiler: (a) Zugstrebenbrücke [Gmainer, 2011]; (b) Druckstrebenbrücke [Gmainer, 2011].

Der Einsatz des Brückenklappverfahrens wurde in erster Linie für Brücken mit hohen Pfeilern entwickelt [Kollegger et al., 2014]. Allerdings kann das Bauverfahren durch eine geringe Adaptierung auch für Brücken mit geringer Pfeilerhöhe eingesetzt werden.

2.3 Das Brückenklappverfahren für Brücken mit geringer Pfeilerhöhe

Unter Zuhilfenahme eines Hilfspfeilers kann auch für Täler mit geringer bis mittlerer Tiefe das Brückenklappverfahren eingesetzt werden. Ein temporärer Hilfspfeiler bringt eine größere Pfeilerhöhe und macht somit den Klappvorgang möglich. Auch hier ist wieder eine Unterscheidung zwischen einer Zugstreben- und einer Druckstrebenbrücke möglich. In Abbildung 2.2a ist der Klappmechanismus für eine Zugstrebenbrücke für ein Tal mit geringer Tiefe zu sehen. Im Unterschied zur Zugstrebenbrücke mit hohen Pfeilern (Abbildung 2.1a) wird der Brückenträger hier nicht nach oben gezogen, sondern es wird der Brückenträger am Pfeiler fix gehalten. Durch das Absenken der Zugstreben ist der Klappvorgang möglich.

Der Klappvorgang der Druckstrebenbrücke mit niedrigem Pfeiler (Abbildung 2.2b) ist durch ein Absenken der Brückenträger möglich. Dabei werden die Druckstreben am Pfeiler gehalten und die Brückenträger kontrolliert entlang des Hilfspfeilers abgesenkt.

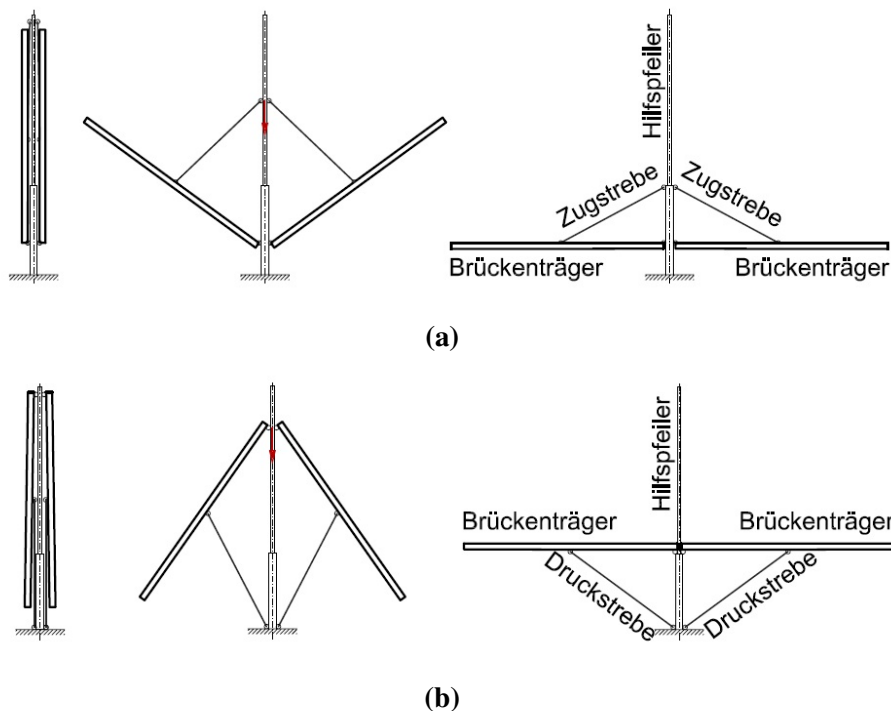


Abbildung 2.2: Brücken mit niedrigem Pfeiler: (a) Zugstrebenbrücke [Gmainer, 2011]; (b) Druckstrebenbrücke [Gmainer, 2011].

2.4 Einsatz des Brückenklappverfahrens bei der S7 und einem Großversuch in Gars am Kamp

Im Zuge des Baus der Fürstenfelder Schnellstraße (S7), sollen insgesamt vier Brücken nach dem Brückenklappverfahren errichtet werden. Die S7 Schnellstraße führt durch die Oststeiermark und das Südburgenland. Zwei der vier geplanten Brücken führen über die Lafnitz und zwei über den Lahnbach. Die geplante Länge der einzelnen Brücken beträgt 100 m beziehungsweise 120 m. Der Streckenabschnitt, in welchem die Brücken gebaut werden sollen, verläuft durch ein "Natura 2000" - Gebiet. Da die Umwelt beim Bau der Straße möglichst wenig beeinträchtigt werden soll, ist ein Bau von Brücken mittels Lehrgerüst nicht möglich. Die vier Brücken, welche nach einem Alternativentwurf nun mit Hilfe des Brückenklappverfahrens ausgeführt werden, waren ursprünglich als Stahl-Beton-Verbundbrücken geplant. Durch die Anwendung des Brückenklappverfahrens kann eine schlankere Konstruktion hergestellt werden [Kollegger et al., 2014]. Die ursprüngliche Planung für dieses Projekt geht auf das Jahr 2012 zurück. Da sich die S7 in umweltrelevantem Gebiet befindet, verzögern die Umweltschutzverhandlungen den Bau.

Im Zuge eines Forschungsvorhabens, über die Verwendung von dünnwandigen Betonfertigteilen im Brückenbau, konnte ein Prototyp nach dem Brückenklappverfahren errichtet werden. Dazu wurde die Brücke für die Fürstenfelder Schnellstraße mit dem Faktor 0,7

verkleinert. Am Gelände der Firma Oberndorfer in Gars am Kamp wurde die Brücke mit einer Länge von 50,4 m gebaut [Gmainer, 2011].



Abbildung 2.3: Protoyp in Gars am Kamp [Gmainer, 2011].

Die fertige Brücke ist in Abbildung 2.3 zu sehen. Es konnten beim Aufbau der Brücke alle, für das Brückenklappverfahren relevanten Vorgänge abgebildet und im Versuch getestet werden. Der Bescheid des UVP-Verfahrens wurde im März 2016 positiv ausgestellt. Mit dem Bau der Fürstenfelder Schnellstraße und somit dem Bau von vier Brücken nach dem Brückenklappverfahren soll im Herbst 2017 begonnen werden.

3 Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Die San Leonardo Brücke befindet sich in Sizilien in der Nähe der Stadt Termini Imerese in der Provinz Palermo und dient der Talüberführung der Autobahn von Palermo nach Catania. Wie in Abbildung 3.1 zu sehen, besitzt sie einen Pfeiler in der Mitte des Tals und wurde im Freivorbau errichtet [Belloni].



Abbildung 3.1: Ansicht der San Leonardo Talbrücke in Sizilien.

Das San Leonardo Viadukt überspannt mit einer gesamten Länge von 210 m ein steiles, tiefes Tal ([Schlaich et al., 2008], Seite 40). Die Gegebenheiten des Tals eignen sich besonders gut für das Brückenklappverfahren. Es können Brücken mit hohen Pfeilern eingesetzt werden, für welche das Brückenklappverfahren laut [Kollegger et al., 2014] in erster Linie entwickelt wurde. Für den Alternativentwurf der San Leonardo Brücke kommt eine Druckstrebenbrücke zum Einsatz, welche in Abbildung 3.2 zu sehen ist.

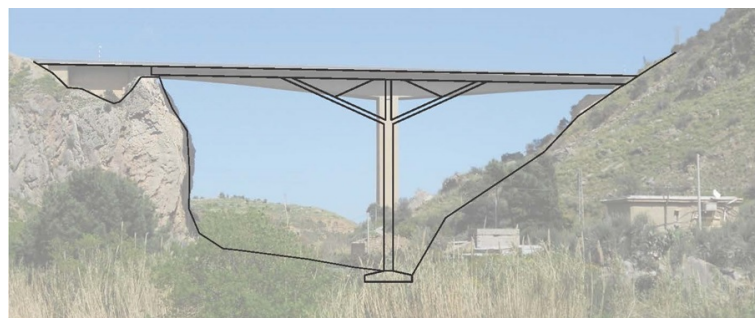


Abbildung 3.2: Ansicht der San Leonardo Talbrücke mit dem Alternativentwurf nach dem Brückenklappverfahren.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Ziel des Entwurfs war es, durch den Einsatz des Brückenklappverfahrens und somit durch die Veränderung des statischen Systems von einem Zweifeld- zu einem Vierfeldsystem, eine Verminderung der Massen zu erzielen. In Abbildung 3.3 ist der fertige Entwurf in der Ansicht zu sehen. Die gesamte Länge der Brücke beträgt 210 m, die Höhe beträgt von der Fundamentoberkante bis zur Oberkante des Brückenträgers 91,60 m. Durch den Einsatz des Brückenklappverfahrens kann die Gesamtlänge ungefähr durch 4 geteilt werden. Bei dem hier vorgestellten Alternativentwurf wurden die Teillängen so gewählt, dass diese im Endzustand ungefähr gleich lang sind. Dies führt zu einer Aufteilung der Gesamtlänge auf zwei Mal je 55,0 m (Widerlager bis Druckstreben) und zwei Mal je 50,0 m (Druckstreben bis Pfeiler). Beim Klappvorgang haben die äußeren Teile der Brückenträger nur eine Länge von 35,50 m. Die verbleibenden 20,50 m werden auf jeder Seite mit Hilfe von Einschubträgern ergänzt. Diese werden hinter den Widerlagern vorgefertigt und auf einer Verschiebbahn in die richtige Position geschoben. Mit Hilfe von Spanngliedern werden die Einschubträger dann mit dem bestehenden Brückenträger verbunden. Nach einer Untersuchung der optimalen Neigung der Druckstreben (siehe Kapitel 3.2.3), wurde diese mit 25° festgelegt. Daraus ergibt sich eine Länge der Druckstreben von $50,0 \text{ m} / \cos(25^\circ) = 55,0 \text{ m}$. Die Druckstreben bestehen im Endzustand aus einem rechteckigen Vollquerschnitt mit einem Laufmetergewicht von 65 kN/m. Vor allem dieses hohe Eigengewicht macht den Einbau eines permanenten Schrägkabels erforderlich. Dieses wird an den Druckstreben verankert und läuft beim Pfeiler über einen Umlenksattel im Inneren des Brückenträgers.

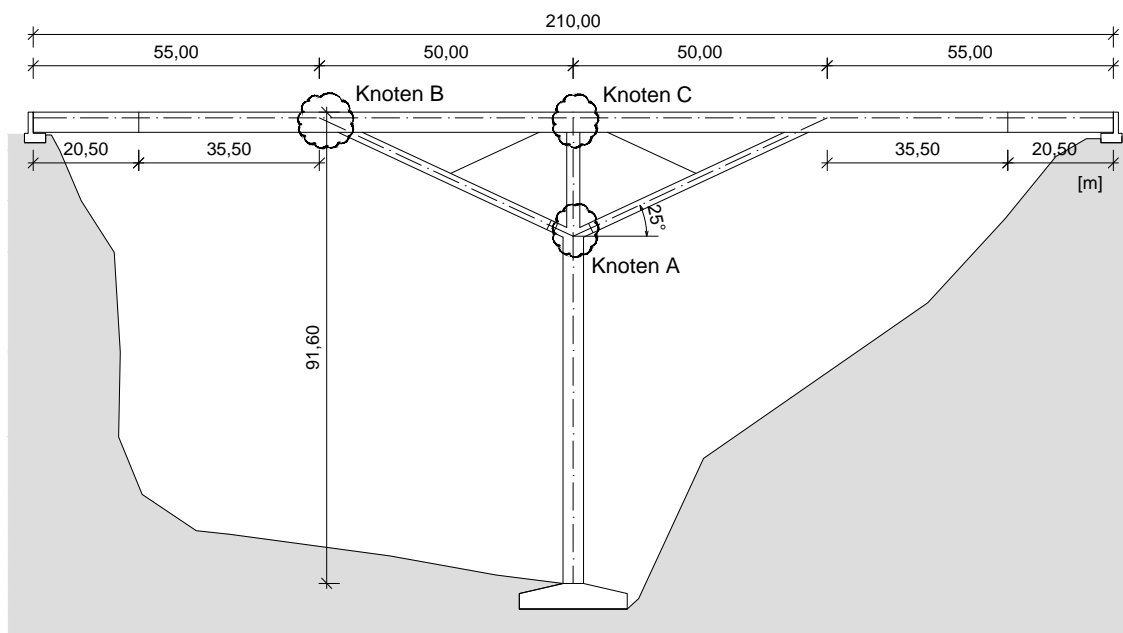


Abbildung 3.3: Ansicht Alternativentwurf.

3.1 Querschnitt

In einem ersten Entwurf (siehe auch [Foremniak et al., 2015]) war die Idee, zwei Brücken auf zwei Pfeilern parallel herzustellen. Es würden demzufolge zwei Querschnitte geklappt und diese dann durch die Fahrbahn verbunden [Foremniak et al., 2015]. Beim gegenständlichen Entwurf wird ein rechteckiger Hohlkastenquerschnitt mit einer Breite von 6 m geklappt. Um eine ausreichende Fahrbahnbreite für eine Autobahn von 20,50 m herstellen zu können, wird der Querschnitt mit Fertigteildruckstreben ergänzt und verbreitert. Ein ähnlicher Ausbau des Querschnitts wurde beispielsweise bei der Laguna Bridge in Brasilien angewendet (siehe Abbildung 3.4).



Abbildung 3.4: Laguna Bridge [fib Volume 16, 2015].

Die Laguna Bridge ist eine Autobahnbrücke im Süden von Brasilien mit vier Fahrspuren und zwei Seitenstreifen. Es handelt sich um eine Brücke, welche in Segmentbauweise hergestellt wurde. Der Querschnitt besteht aus Betonfertigteilen, welche angrenzend an die Brücke in einer Feldfabrik erzeugt wurden. Der Ausbau des Brückendecks wurde ebenfalls mit Fertigteildruckstreben ausgeführt. Diese wurden an den Betonfertigteilstegsegmenten mit Hilfe von Spannstäben befestigt [fib Volume 16, 2015].

Betongüte und Betondeckung

In der folgenden Tabelle sind die einzelnen Bauteile mit den zugehörigen Betongüten aufgelistet. Die Betongüten wurden teilweise aus der Ausschreibung für die S7-Brücken entnommen.

Zu erkennen ist, dass der Beton der Fertigteile mit einer hohen Betongüte ausgeführt wird, um die entstehenden Druckkräfte beim Klappvorgang aufnehmen zu können. Die Betongüte für den Füllbeton der Stege der Brückenträger wird durch den Querkraft-

nachweis bestimmt. Für den Ortbeton der Fahrbahnplatte und der Bodenplatte wird ein handelsüblicher Standardbeton mit einer mittleren Druckfestigkeit eingesetzt.

Bauteil	Betongüte
Doppelwandelemente	C 50/60/XD1
Bodenplatte "Brückenträger im Klappzustand"	C 50/60/XD1
Füllbeton der Brückenträgerstege	C 40/50/B5
Aufbeton Bodenplatte Brückenträger und Fahrbahnplatte	C 30/37/B5
Pfeiler und Druckstreben	C 50/60/B5

Tabelle 3.1: Übersicht Betongüten.

Mit Hilfe der in Tabelle 3.1 angeführten Kurzbezeichnungen für die Expositionsklasse, kann die erforderliche Betondeckung c_{nom} nach [ÖN EN 1992-1-1, 2015] sowie dem Nationalen Anwendungsdokument [ÖN B 1992-1-1, 2011] ermittelt werden. Laut [ÖN EN 1992-1-1, 2015] ermittelt man die erforderliche Betondeckung wie folgt:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.1)$$

Für den Wert zur Berücksichtigung von unplanmäßigen Abweichungen Δc_{dev} sind laut [ÖN B 1992-1-1, 2011] 5 mm zu berücksichtigen. Der Wert c_{min} ergibt sich aus dem Maximum von $\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$. Der Wert $c_{min,b}$ wird als Verbundkriterium bezeichnet und ergibt sich aus dem Stabdurchmesser bzw. dem Vergleichsdurchmesser bei Stabbündeln. $c_{min,dur}$ wird als Wert für die Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen bezeichnet. Die Umgebungsbedingungen werden mittels Expositionsklassen gekennzeichnet, wobei auch Kurzbezeichnungen für eine Reihe von Expositionsklassen verwendet werden. Eine solche Kurzbezeichnung ist B5, was einen Beton mit den Expositionsklassen XC4/XD2/XF2/XA1L/SB bezeichnet. Als strengstes Kriterium für die Bestimmung der Betondeckung in dieser Kurzbezeichnung gilt XC4. Der Buchstabe C bezeichnet Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung und als Klasse 4 werden wasserbenetzte Oberflächen bezeichnet. Der [ÖN B 1992-1-1, 2011] ist zu entnehmen, dass der Wert für die minimale Überdeckung $c_{min,dur}$ für eine Expositionsklasse XC4 mit 25 mm anzunehmen ist. Für die Fertigteile, welche mit chloridhaltigem Sprühnebel in Kontakt kommen, ist die Expositionsklasse XD1 mit $c_{min,dur} = 30 \text{ mm}$ einzuhalten. Im Inneren des Hohlkastenquerschnitts gilt die Expositionsklasse XC1 ($c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$) als maßgebend. Bei all diesen Werten wird von einer Nutzungsdauer von 50 Jahren ausgegangen.

Da bei Brücken eine Nutzungsdauer von 100 Jahren anzusetzen ist, muss der Wert $c_{min,dur}$ um 5 mm erhöht werden. Außerdem ist der [ÖN B 1992-1-1, 2011] zu entnehmen, dass $c_{min,dur}$ um 5 mm abgemindert werden darf, wenn die verwendete Festigkeitsklasse mindestens zwei Klassen über der indikativen Festigkeitsklasse liegt. Die indikative Festigkeitsklasse für einen Beton mit der Expositionsklasse XC4 ist C30/37, für XC1 ist sie C16/20. Um weitere 5 mm darf abgemindert werden, wenn die Betonteile im

Fertigteilwerk mit Qualitätskontrolle hergestellt werden.

Für die einzelnen Bauteile ergeben sich daher unterschiedliche Betondeckungen.

Doppelwandelemente außen, C50/60, XD1

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = (30 + 5 - 5 - 5) + 5 = 25 + 5 = 30 \text{ mm} \quad (3.2)$$

Fertigteile des Hohlkastens innen (innere Doppelwand der Stege) C50/60, XC1

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = (15 + 5 - 5 - 5) + 5 = 10 + 5 = 15 \text{ mm} \quad (3.3)$$

Bodenplatte Brückenträger im Klappzustand, C50/60, XD1

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = (30 + 5 - 5 - 5) + 5 = 25 + 5 = 30 \text{ mm} \quad (3.4)$$

Aufbeton Bodenplatte und Aufbeton Fahrbahnplatte (Ortbeton) C30/37, XC4

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = (25 + 5) + 5 = 30 + 5 = 35 \text{ mm} \quad (3.5)$$

Querschnitte im Bauzustand

Die im gegenständlichen Alternativentwurf der Talbrücke San Leonardo erarbeiteten Querschnitte des Brückenträgers, der Druckstreben und des Pfeilers sind in Abbildung 3.5 zu sehen. Im oberen Teil ist der Querschnitt des Brückenträgers abgebildet. Es handelt sich hierbei um einen einzelligen, rechteckigen Hohlkastenquerschnitt, wobei der linke Bereich der Bodenplatte (jene für den Feldbereich) eine Stärke von $t=250$ mm aufweist. Der rechte Bereich, mit einer Bodenplattenstärke von $t=500$ mm, befindet sich über dem Pfeiler sowie jeweils 5 m rechts und links des Pfeilers (gemessen in Brückenlängsrichtung). Die Stege des Hohlkastenquerschnitts müssen für die Aufnahme der Querkraftbeanspruchung mit einer Breite von 500 mm ausgeführt werden. Der Querschnitt hat nach dem Ausbau eine gesamte Breite von 23,00 m, wobei links und rechts ein Randbalken mit je 1,25 m platziert wird. Ein Detail des Randbalkens ist in Abbildung 3.14 zu sehen, auf welches später eingegangen wird. Auf die Fahrbahnplatte, welche zwischen den Fertigteildruckstreben eine Stärke von 350 mm aufweist und nach außen zum Randbalken hin auf 250 mm reduziert wird, werden Asphaltsschichten als Fahrbahnbelag von insgesamt 15 cm Stärke aufgebracht. Die Fertigteildruckstreben weisen einen Querschnitt von 400 mm mal 200 mm auf und werden in Längsrichtung in einem Abstand von 3,25 m in einem Winkel von 30° mit dem Brückenträger und der Fahrbahnplatte verbunden. An der Oberseite jeder Fertigteildruckstrebe ist ein Pilz angeordnet. Auf die genaue Ausführung der Rahmendetails sowie des Anschlusses der Fertigteildruckstreben an den Brückenquerschnitt wird in weiterer Folge genauer eingegangen.

Der Querschnitt der Druckstrebe ist im Endzustand ein rechteckiger Vollquerschnitt. Der Pfeiler ist unterteilt in einen unteren, massiveren Teil und einen oberen, um 1,5 m schmäleren Teil.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Querschnitte - Endzustand

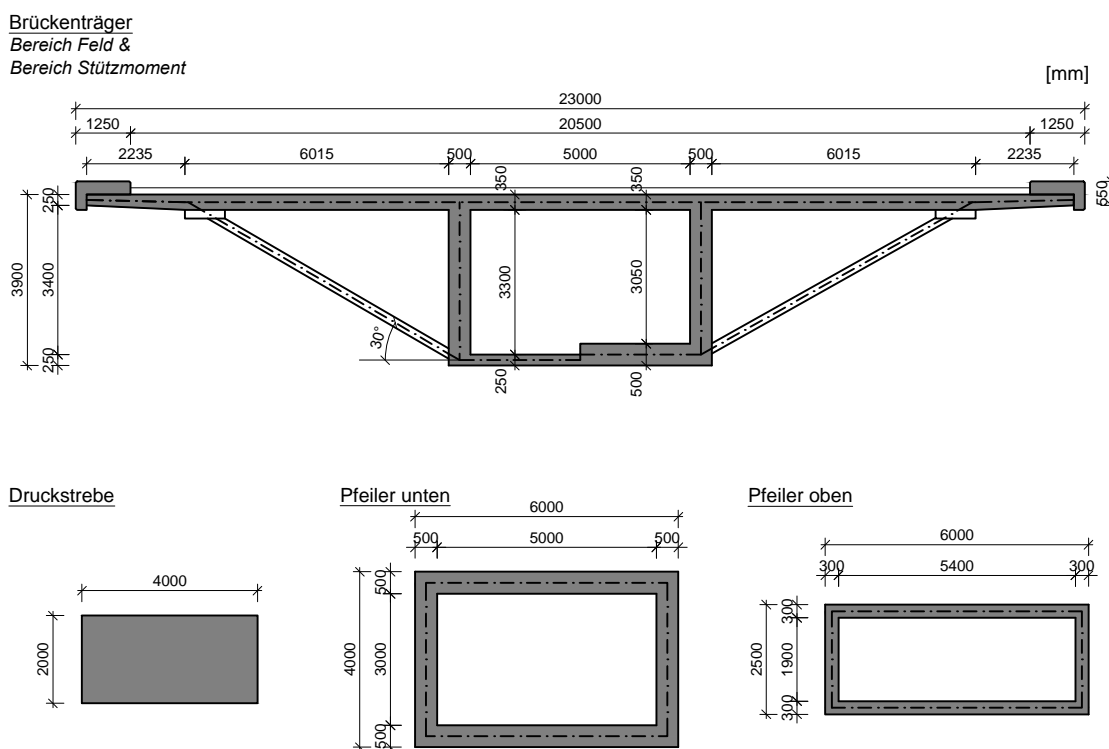


Abbildung 3.5: Querschnitte Endzustand.

Querschnitte im Klappzustand

Eine Hauptanforderung an die Querschnitte während des Klappzustandes ist ein minimales Gewicht. Um Gewicht einzusparen, besteht der Querschnitt des Brückenträgers aus Stegen, welche aus Doppelwänden hergestellt werden.

Die Herstellung von solchen Doppelwandelementen erfolgt in einer so genannten Plattenumlaufanlage. In solch einer Anlage werden diese Halbfertigteillemente nahezu vollautomatisch produziert. [Mitterlehner, 2015] Im April 2016 konnte die Plattenumlaufanlage der Firma Oberndorfer in Herzogenburg besichtigt werden. Zu Beginn der Produktion der Halbfertigteile wird der Schaltisch durch Roboter gereinigt und mit Schalöl bestrichen. Der Schaltisch kann mit Hilfe von Schalelementen auf die erforderliche Größe abgeschalt werden. Durch einen Roboter werden diese Abschalelemente genau auf dem Schaltisch platziert und magnetisch befestigt. Anschließend werden Abstandhalter auf den Schaltisch gelegt und es folgt ein Verschieben des Schaltisches in Querrichtung der Halle. In Abbildung 3.6(a) ist der geölte Schaltisch mit den verlegten Abschalelementen und den darauf befindlichen Abstandhaltern zu sehen. Im nächsten Bild 3.6(b) ist zu erkennen, dass die Bewehrung eingebaut wird. Der Biege- und Schweißautomat fertigt die erforderliche Bewehrung zeitlich passend im oberen Stockwerk der Produktionshalle. Die Verlegung der Bewehrung erfolgt durch eine Verlegemaschine, welche die fertigen Bewehrungsmatten

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

von oben nach unten auf den Schaltisch befördert (gelber Rahmen im oberen Bildteil in Abbildung 3.6(b)). Die Gitterträger werden händisch auf die Matten gelegt, bevor der Schaltisch weiter zum Betonieren fährt.



Abbildung 3.6: Herstellung von Doppelwänden: (a) Schaltisch mit Abschalelementen und Abstandhaltern; (b) Bewehren.

Für den Betoniervorgang kommt eine so genannte Kübelbahnanlage zum Einsatz, wobei die Betonmenge automatisch bestimmt und gleichmäßig in die Schalung eingebracht wird. In Abbildung 3.7(a) ist das Einbringen des Betons zu sehen. Das Verdichten des Betons erfolgt mittels Schalungsrüttlern im nächsten Produktionsschritt. Nach dem Verdichten kann der Schaltisch weiter zur Trocknungsanlage gebracht werden, wo die Elemente in verschiedenen Höhen übereinander platziert werden. Diese Anlage verfügt über Tore, welche während dem Trocknungsvorgang geschlossen werden.



Abbildung 3.7: Herstellung von Doppelwänden: (a) Betoniervorgang; (b) Trocknungsanlage.

Die Trocknungsanlage der Firma Oberndorfer in Herzogenburg ist in Abbildung 3.7(b) zu sehen. Wie in einem Regal werden in der Trocknungsanlage die einzelnen Platten übereinander gelagert. Durch diese Lagerung und dem erforderlichen Abstand zwischen

den Elementen ergibt sich maximale Dicke der Doppelwände mit 500 mm. Auf der Unterseite des roten Stahlrahmens aus Abbildung 3.7(b) sind Stahlrollen montiert, auf welchen das Doppelwandelement in der richtigen Höhe durch das geöffnete Tor zum Aushärten verfrachtet wird.

Nach dem Aushärten wird die Platte aus der Trocknungsanlage zur nächsten Station der Plattenumlaufanlage transportiert. Dort wird die Platte mit hydraulischen Armen gegen den Schaltisch gespannt und um 180° gewendet. Darunter befindet sich das gegengleiche Plattenelement ohne Gitterträger und mit frischem Beton. In dieses wird die bereits ausgehärtete, gedrehte Platte eingetaucht, was in Abbildung 3.8(a) zu sehen ist. Unten befindet sich der Frischbeton und von oben wird die Platte mit den Gitterträgern in Richtung Frischbeton befördert. Die hydraulischen Arme werden anschließend gelöst und der leere Schaltisch wird wieder nach oben weggehoben. Dieser kann nach dem Entfernen der magnetischen Abschalelemente somit wieder für die weitere Produktion verwendet werden.

In Abbildung 3.8(b) ist ein annähernd fertiggestelltes Doppelwandelement zu erkennen. Die obere Seite der Doppelwand besteht bereits aus ausgehärtetem Beton und befindet sich mit der Innenseite und somit mit den Gitterträgern im Frischbeton der unteren Platte. Nach dem Aushärten der unteren Platte ist die Doppelwand fertiggestellt.



(a)



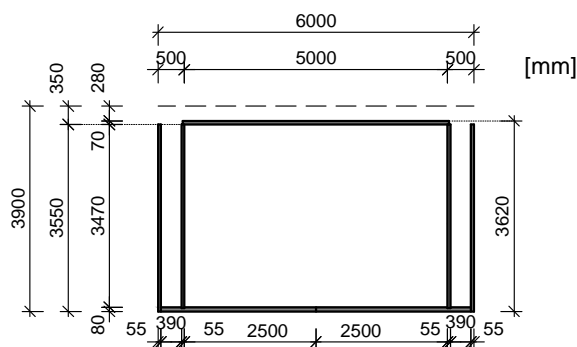
(b)

Abbildung 3.8: Herstellung von Doppelwänden: (a) Eintauchen der bereits erhärteten Platte in den Frischbeton; (b) halbfertige Doppelwand.

Die Doppelwandelemente können aus hochfestem Beton bestehen und somit mit geringen Dicken ausgeführt werden. Im Fall des hier vorgestellten Alternativentwurfs des San Leonardo Viadukts werden für den Steg Doppelwandelemente mit je 55 mm dicken Wänden und einem Beton C50/60 verwendet (siehe Abbildung 3.9, Brückenträger-Bauzustand). Diese Doppelwandelemente werden per LKW zur Baustelle geliefert.

Querschnitte-Klappzustand

Brückenträger-Bauzustand Klappzustand



Druckstrebe-Bauzustand

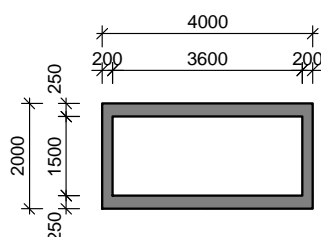


Abbildung 3.9: Querschnitte Bauzustand.

Es sollen nun vier Details des Brückenquerschnitts genauer beleuchtet werden (siehe Abbildung 3.10). Es handelt sich dabei um die obere und untere Rahmenecke des Querschnitts, um den Anschluss der Fertigteildruckstrebe an den Querschnitt unten sowie um die Verbindung zwischen Fertigteildruckstrebe und Fahrbahnplatte. Die Seitenziffer, auf die in Abbildung 3.10 verwiesen wird, bezieht sich auf die Konstruktionszeichnung des jeweiligen Details. Die obere Platte des Hohlkastens ist ebenfalls eine Fertigteilplatte und hat eine Stärke von 70 mm. Diese Platte wird auf der Baustelle am Vormontageplatz jeweils mit der inneren Doppelwandplatte der Stege verbunden (siehe Detail auf Seite 22). Diese Verbindung erfolgt durch Stahlbleche, an denen Anschlussbewehrung angeschweißt ist. Das Detail auf Seite 22 zeigt beispielhaft einen Schnitt durch den Querschnitt an einer Stelle, wo eine Fertigteildruckstrebe angeschlossen wird. Diese Fertigteildruckstreben werden in Brückenlängsrichtung in einem Abstand von 3,25 m angeschlossen. In diesem Raster sowie zwei Mal dazwischen, werden Spannglieder zur Quervorspannung der Fahrbahnplatte eingebaut. Um eine steife Rahmenecke auszubilden, wird ein annähernd dreieckiges Blech beziehungsweise ein Stahlprofil in der Ecke eingebaut und verschweißt. Die Detailausbildung der Fahrbahnplatte zwischen dem Brückenlängsträger und den Fertigteildruckstreben, beziehungsweise der Kragplatte ist in diesem Detail nicht genauer ausgeführt. Im gegenständlichen Entwurf wird davon ausgegangen, dass die Fahrbahn-

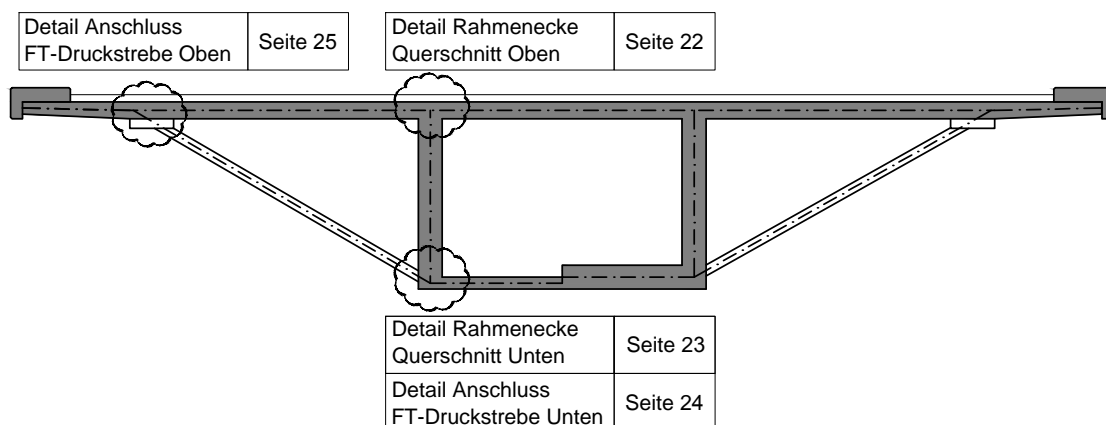


Abbildung 3.10: Übersicht Details Querschnitt Brückenträger.

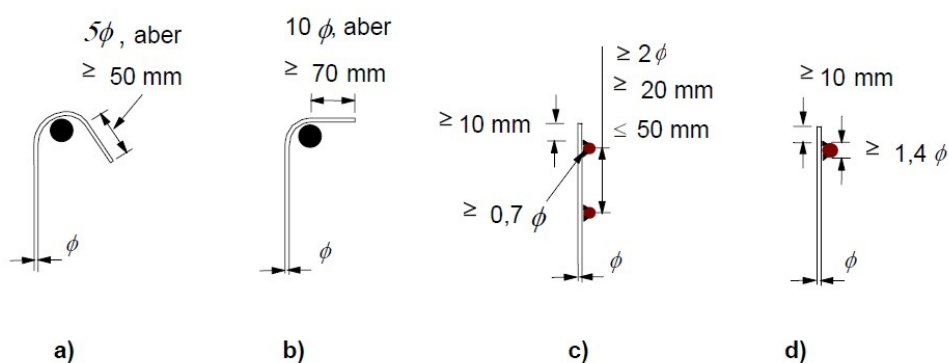


Abbildung 3.11: Möglichkeiten der Verankerung von Bügeln ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Bild 8.5).

platte auch in diesem Bereich aus Halbfertigteilelementen hergestellt wird. Sie kann aber auch mit Hilfe eines Verbundschalwagens in Ortbetonbauweise hergestellt werden. Des Weiteren ist im Detail auf Seite 22 die obere Verankerung der Stegbügel zu sehen. Laut [ÖN EN 1992-1-1, 2015] Bild 8.5 - Verankerung von Bügeln, können diese, in einer oft üblichen Form, oben gebogen ausgeführt werden. Das Bild aus dem Eurocode findet sich in Abbildung 3.11. Gemäß Bild c dieser Abbildung ist auch jene Ausbildung der Bügelverankerung, wie sie im Detail auf Seite 22 zu sehen ist, zulässig. Hierzu werden horizontale Stäbe an die vertikalen Bügel angeschweißt. Die einzuhaltenden Abstände zwischen den horizontalen Stäben, sowie die erforderlichen Randabstände wurden im Detail auf Seite 22 berücksichtigt. Die Herstellung der unteren Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts erfolgt auf einer Schalfläche am Vormontageplatz. Dabei werden die beiden Stege mit einer 80 mm dicken Ortbetonplatte verbunden. Die äußere Doppelwandplatte der Stege dient jeweils als seitliche Abschaltung, die innere Doppelwandplatte ist mit einer geringeren Höhe ausgeführt und dringt, wie im Detail auf Seite 23 zu sehen, 10 mm in die Ortbetonbodenplatte ein. Außerdem werden die Bügel und die Längsbewehrung im

Steg verlegt. Das eingezeichnete Blech dient der Ausbildung der Rahmenecke. Das Blech muss bereits während der Herstellung der Doppelwände positioniert werden. Mit Hilfe von Schweißgrunden wird die horizontal liegende Bewehrung der Bodenplatte angeschlossen und somit die Rahmenwirkung ermöglicht. Das Blech hat an der Oberseite eine runde Ausnehmung in welcher das Spannglied C in Teilbereichen der Brücke zu liegen kommt. Eine genau Geometrie des Spannglieds C in Brückenlängsrichtung wird in Kapitel 3.3 beschrieben.

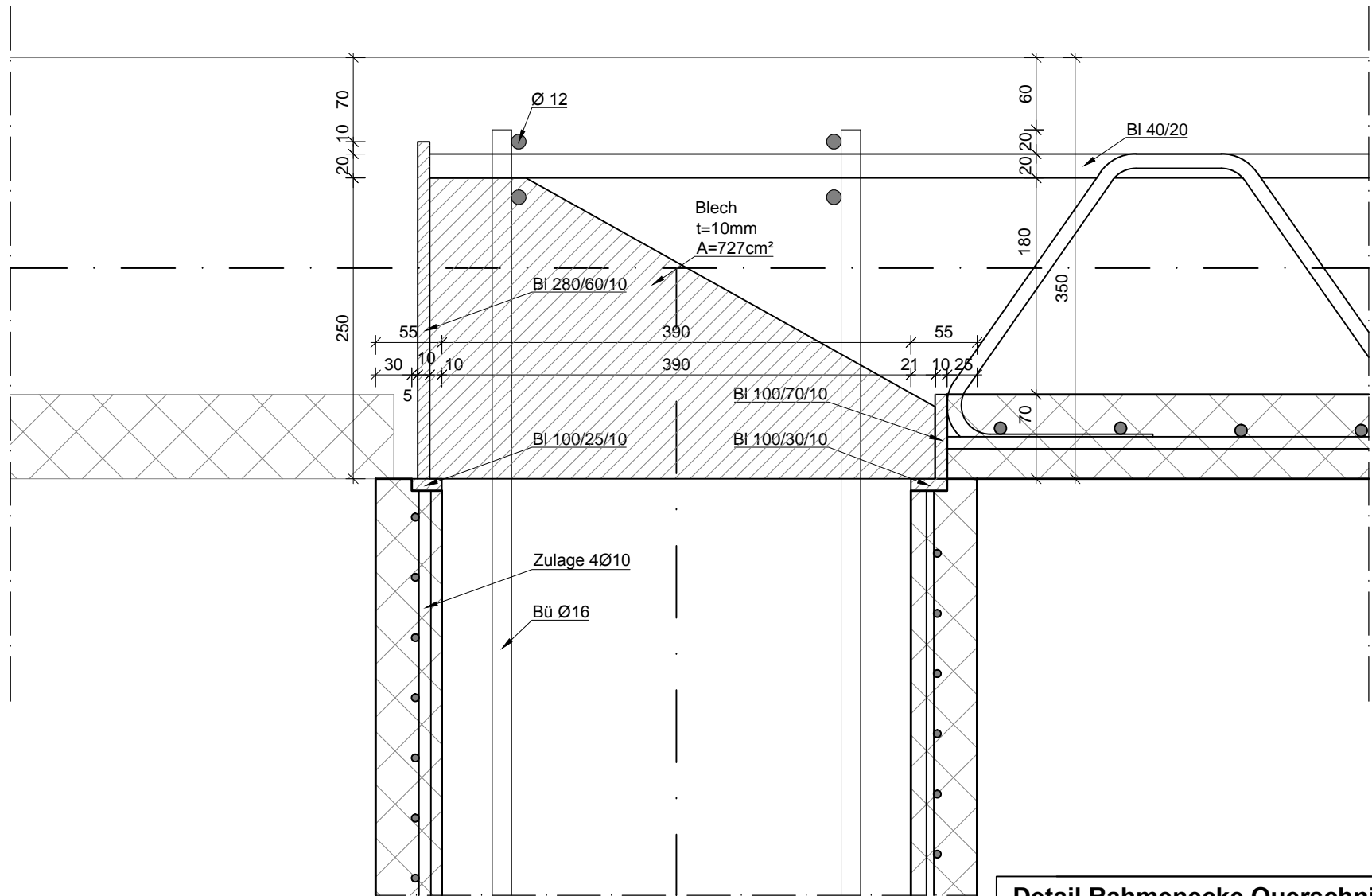
Der Querschnitt der Druckstrebe besteht während des Klappvorgangs nicht aus dem massiven Rechtecksquerschnitt, wie er im Endzustand (Abbildung 3.5) vorhanden ist. Es wird für den Klappvorgang ein rechteckiger Hohlquerschnitt ausgebildet, mit Stegen von 200 mm Breite und Gurten mit einer Dicke von 250 mm (siehe Abbildung 3.9, Druckstrebe-Bauzustand).

Anschluss der Fertigteildruckstreben an den Hohlkasten

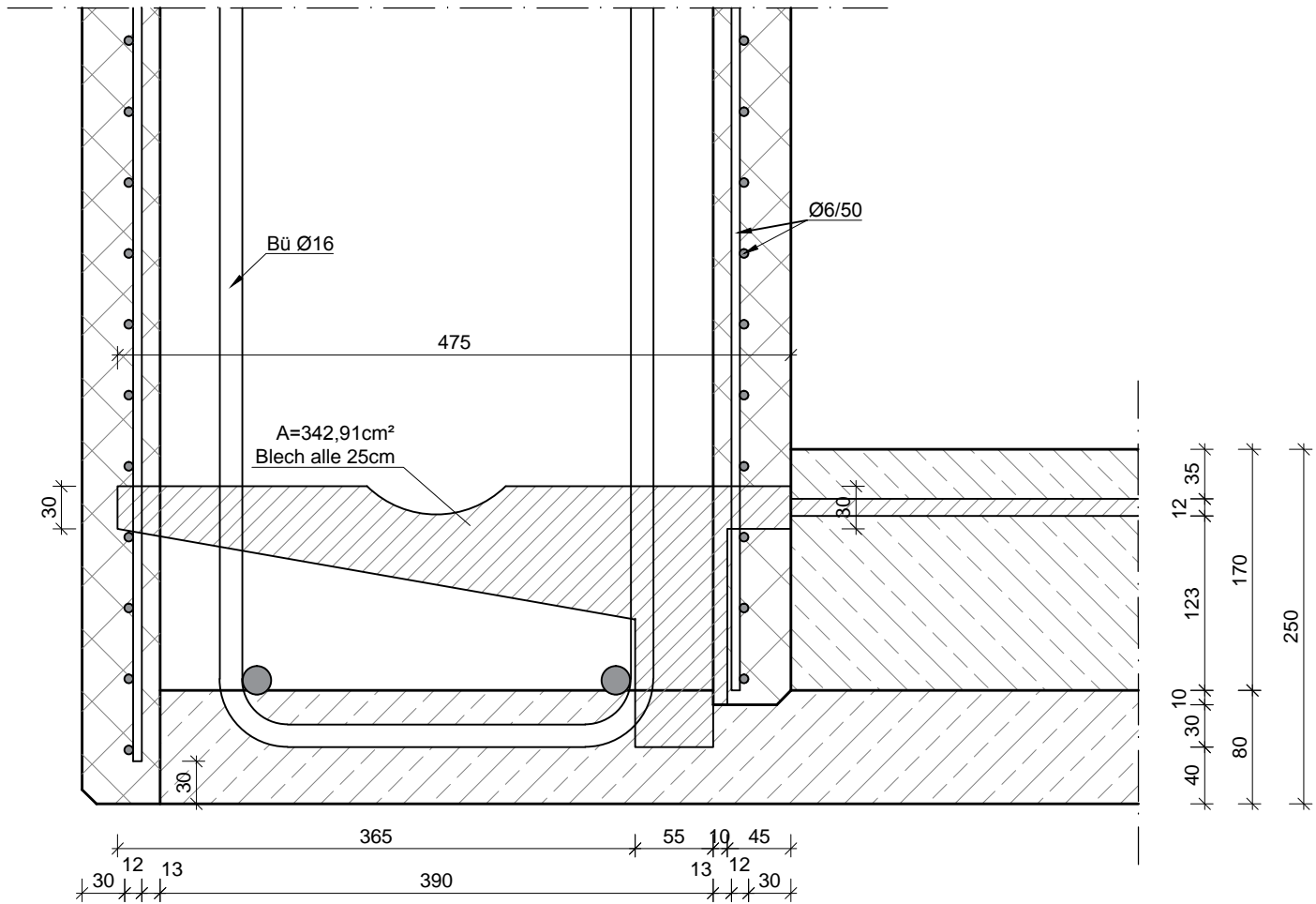
Um einen Autobahnquerschnitt mit einer Fahrbahnbreite von insgesamt 20,50 m zu erhalten, werden seitlich an den einzelligen Hohlkastenquerschnitt Fertigteildruckstreben angebaut. Um die Druckstreben mit dem bestehenden Brückenträger zu verbinden, wurden die im Folgenden beschriebenen Details ausgearbeitet.

Im Detail auf Seite 24 ist der Anschluss einer Fertigteildruckstrebe an den Kastenquerschnitt zu sehen. Die Fertigteildruckstrebe ist an der unteren Seite verzahnt ausgebildet. Im unteren Bereich des Brückenträgers ist in der äußeren Doppelwand eine Tasche mit einer Breite von 440 mm ausgenommen (siehe Schnitt A-A). In vertikaler Richtung ist diese Tasche mit einem Stahlblech abgetrennt, welches mit Hilfe von zwei horizontal liegenden Stahlblechen mit der Bewehrung der Doppelwand verbunden ist. Somit hat die Tasche eine Tiefe von 36 mm an der unteren und 45 mm an der oberen Seite. An der unteren Kante kann die Fertigteildruckstrebe mit einem Winkel zur Horizontalen von 30° aufgesetzt werden. Der Zwischenraum zwischen der Verzahnung und dem vertikalen Blech wird nach dem Versetzen mit Vergussmörtel ausgefüllt. An dem vertikalen Blech sind Schweißwülste aufgeschweißt, um einen guten Verbund zwischen dem Blech und damit dem Brückenträger und der Fertigteildruckstrebe herzustellen.

Die Verbindung zwischen der Fahrbahnplatte und der Fertigteildruckstrebe kann nach dem Detail von Seite 25 ausgeführt werden. Am oberen Ende der Fertigteildruckstrebe ist ein Pilz angebracht, um die Lasten von der Fahrbahnplatte in die schrägen Druckstreben einleiten zu können. Dieser Pilz hat in Brückenlängsrichtung eine Abmessung von 800 mm (siehe Schnitt A-A). Im Schnitt B-B ist zu sehen, dass sich in Brückenquerrichtung ein Schnittpunkt zwischen der Unterkante des Pilzes und der Innenseite der Fertigteildruckstrebe ergibt. Aus diesem Grund, sowie aus Gründen der Lastausbreitung ergibt sich eine Breite des Pilzes von 917 mm, die Dicke beträgt 200 mm. An der Oberseite ist der Pilz verzahnt, um die Horizontalkraft zwischen der Fertigteildruckstrebe und der Fahrbahnplatte übertragen zu können. In diesem Entwurf der Brücke wird davon ausgegangen, dass die Fahrbahn aus Fertigteilplatten mit einer Aufbetonschicht besteht.

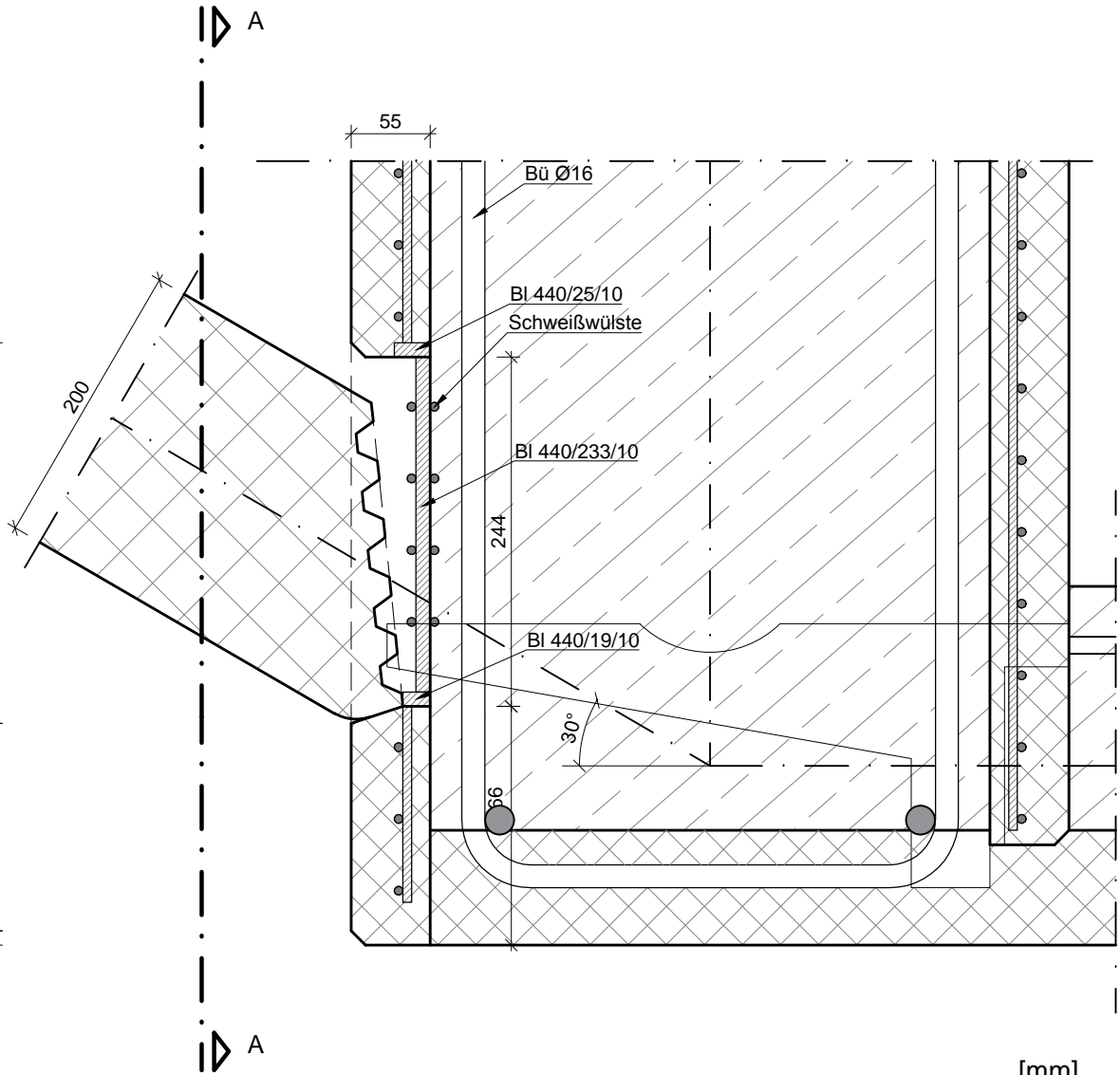
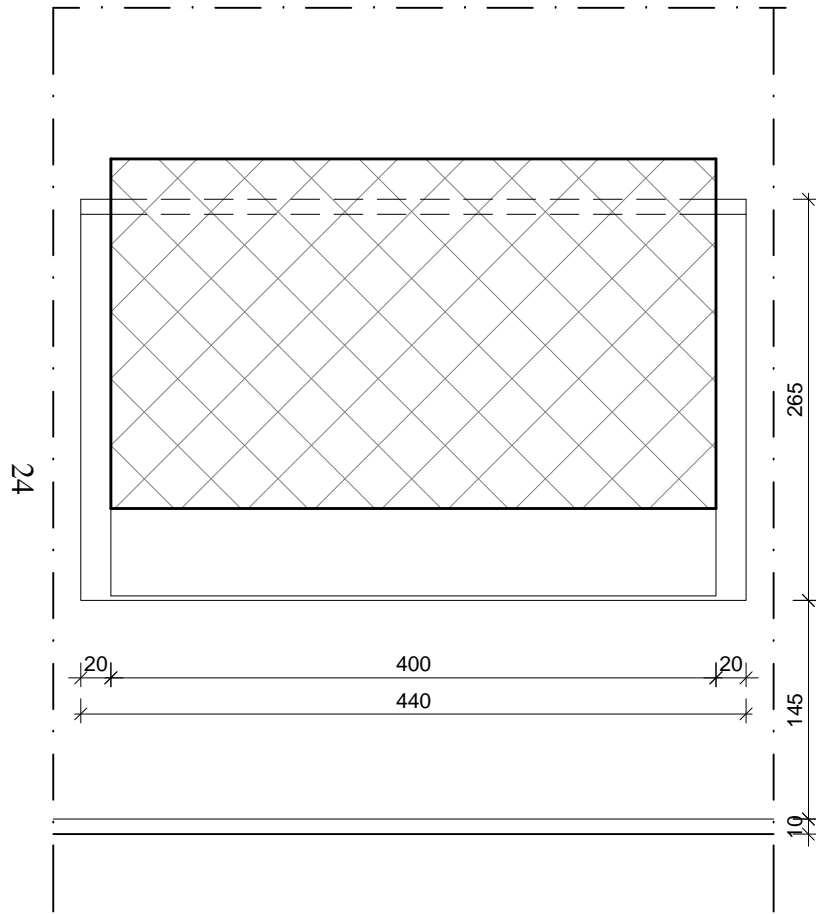


Detail Rahmenecke Querschnitt [mm]	
Oben	1:5



Detail Rahmenecke Querschnitt [mm]
Unten 1:5

Schnitt A-A



[mm]

Detail Anschluss FT-Druckstreben	
Unten	1:2

Wie schon erwähnt, kann die Fahrbahnplatte auch mit Hilfe eines Verbundschalwagens hergestellt werden. Im Detail auf Seite 25 ist außerdem zu erkennen, dass beginnend von der Außenkante des Pilzes bis zum Kragarmende, die Dicke der Fahrbahnplatte von 350 mm auf 250 mm abnimmt.

3.1.1 Dimensionierung der Fahrbahnplatte

Die Berechnung und Dimensionierung der Fahrbahnplatte erfolgte im Finite-Elemente-Programm RFEM mit dem Aufsatz RFBETON der Firma Dlubal. Die Eingabe erfolgte dreidimensional. Um die Steifigkeiten der Stege und der Fertigteildruckstreben zu erfassen, wurde eine flächige Lagerung mit Federn definiert. Um sicher zu gehen, dass die Berechnung mit der flächigen Federlagerung auch plausible Ergebnisse liefert, wurde im Vorfeld eine Vergleichsberechnung durchgeführt, die im folgenden Unterkapitel behandelt wird.

Vergleichsberechnung

Drei statische Systeme, welche unter Abbildung 3.12 zu sehen sind, wurden nur durch das Eigengewicht belastet. Das obere Bild zeigt einen zweidimensionalen Balken mit punktuellen, vertikal verschieblichen Lagerungen an den Stegen und punktuellen, horizontal nachgiebigen Lagern an den Druckstreben. Es wurden jeweils Federn angesetzt, um die Steifigkeiten der Stege bzw. die der Fertigteildruckstreben zu erfassen. Die Federsteifigkeit wurde mit Hilfe der Querschnittsfläche, dem E-Modul und der Länge ermittelt. Für die Stege ergibt sich daher eine Steifigkeit $k_{Steg} = E * A/l = 33.000.000 * 0,5 * 1/3,6 = 4.583.333kN/m$. Die Steifigkeit der Fertigteildruckstreben wurde berechnet mit $k_{FT-DS} = E * A/l = 33.000.000 * 0,4 * 0,2/6,33 = 416.798kN/m$. Der gerechnete Wert gilt für eine in Richtung der Fertigteildruckstrebe geneigte Feder. Um in RFEM eine vertikale Feder eingeben zu können, wurde die geneigte Steifigkeit k_{FT-DS} in eine vertikale Steifigkeit k_v mit dem Winkel der Druckstrebenneigung von 30° umgerechnet, was einen Wert von $k_v = 208.399kN/m$ ergab. Durch die Eingabe als horizontal verschiebliche Lagerung kann die horizontale Auflagerkraft aus den Druckstreben im Modell nicht erfasst werden.

Das zweite statische System ist im mittleren Bild der Abbildung 3.12 zu sehen. Hierbei wurde eine dreidimensionale Platte mit flächigen Federlagerungen unter den Stegen und der Fertigteildruckstreben untersucht. Der Wert für die Federsteifigkeit der Stege k_{Steg} wurde wie oben angeführt definiert. Für die Steifigkeit der Fertigteildruckstreben wurde der ermittelte Wert k_v auf die Fläche des Pilzes von $0,8 \text{ m} * 0,917 \text{ m}$ umgerechnet, was einen Wert für die flächige Federsteifigkeit von 284.077 kN/m ergibt.

Im dritten Schritt wurde ein dreidimensionales System untersucht. Dabei wurden, ähnlich dem ersten System, Linienlager unter den Stegen und eine punktuelle Lager unter den Fertigteildruckstreben angeordnet.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

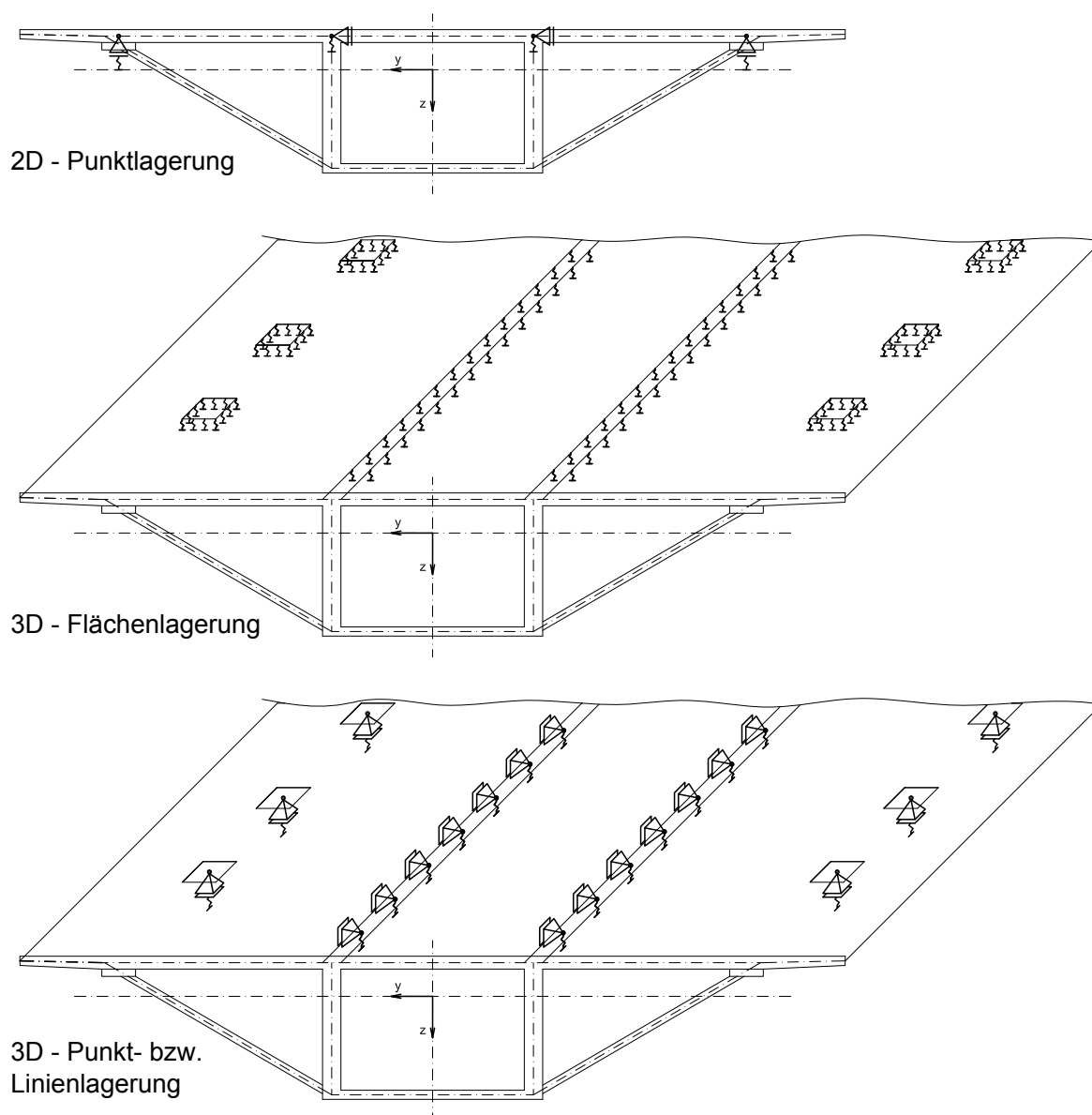


Abbildung 3.12: Statische Systeme der Vergleichsberechnung.

Die Ergebnisse dieser Vergleichsberechnung sind in Abbildung 3.13 zu sehen. Die Bilder zeigen die Schnittgrößen M_y der in Abbildung 3.12 beschriebenen Systeme. Zu erkennen ist, dass die unterschiedlichen Modellierungen ähnliche Ergebnisse liefern. Die punkt- bzw. liniengelagerten Systeme weisen höhere Schnittgrößen direkt an den Auflagern auf, was durch die Singularität der punktuellen Auflagerbedingungen zu erklären ist. Für die weiteren Berechnungen der Fahrbahnplatte wurde entschieden, das statische System mit Flächenfederlagerungen zu untersuchen, da dies eine sehr gute Abbildung der real vorhandenen Verhältnisse darstellt.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

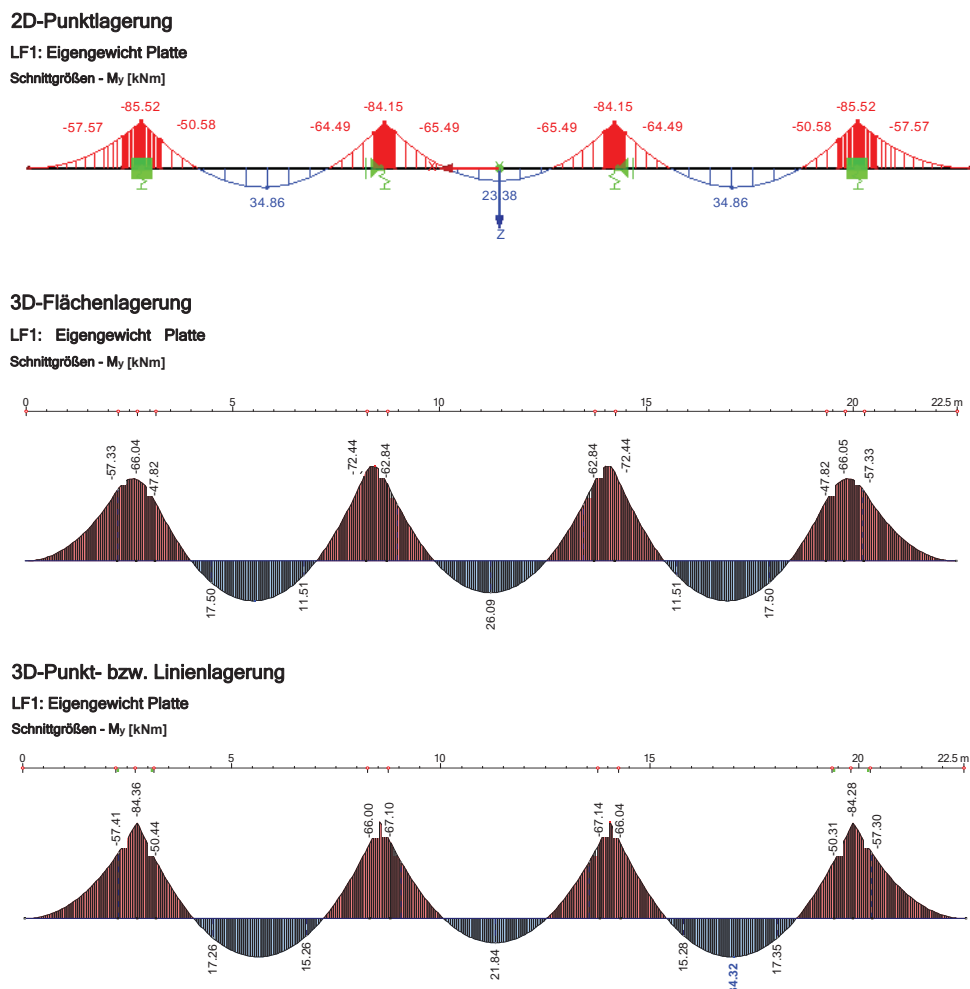


Abbildung 3.13: Ergebnisse der Vergleichsberechnung.

Mit den Ergebnissen der Vergleichsberechnung konnte im nächsten Schritt die Fahr-
 bahnplatte dreidimensional mit Federlagerungen eingegeben werden (siehe Abbildung
 3.12, 3D-Flächenlagerung). Als Belastung wurde das Eigengewicht der Fahrbahn mit einer
 Wichte von $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt, die Ausbaulast (150 mm Asphaltaufbau mit
 $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$) und der Randbalken sowie das Lastmodell 1 laut [ÖN EN 1991-2, 2012].
 Die Ausbaulast des Randbalkens ist in Abbildung 3.14 ersichtlich.

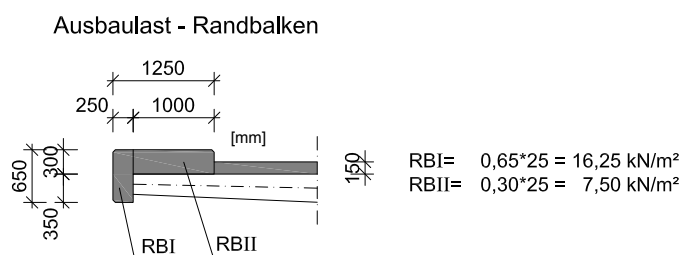


Abbildung 3.14: Randbalken.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Die Belastung mit dem Lastmodell 1 (LM1) setzt eine Unterteilung der Fahrbahnfläche in Fahrstreifen voraus. Die Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden beträgt im gegenständlichen Entwurf 20,50 m. Durch diese Gesamtbreite und einer Fahrstreifenbreite von 3,0 m gemäß Norm, ergeben sich 6 Fahrstreifen und eine Restfläche, welche <3,0 m betragen muss. Das LM1 besteht aus Gleichlasten sowie Einzellasten, den sogenannten Doppelachsen. Diese werden entsprechend der Fahrstreifennummer 1-3, wobei 1 der am höchsten zu belastende Fahrstreifen ist, auf der Brückenoberfläche ungünstig angeordnet. Die Doppelachsen verteilen sich auf vier Belastungsflächen von 0,4 m x 0,4 m. In Brückenquerrichtung bestimmt die Breite des Fahrstreifens den Lastausbreitungswinkel. Der Winkel beträgt hierbei <math><45^\circ</math> (siehe Abbildung 3.15(a)) Die Belastungsflächen werden von der Oberfläche bis zur Schwerachse mit einem Winkel von 45° ausgebreitet (siehe Abbildung 3.15(b). In Brückenquerrichtung beträgt der Abstand zwischen den Doppelachsen 2,0 m, in Brückenlängsrichtung 1,20 m. Dies ergibt eine Belastungsfläche von 1,0 m x 1,05 m (siehe Abbildung 3.15(c)).

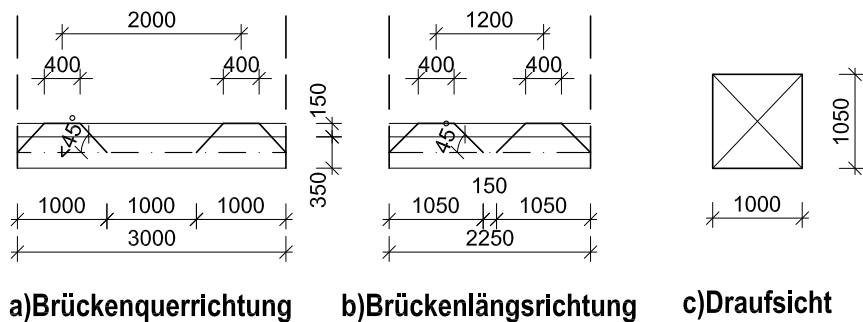


Abbildung 3.15: Lastausbreitung Doppelachsen.

Für die einzelnen Fahrstreifen ergeben sich die Belastungen aus der Doppelachse und der entsprechend zugehörigen Gleichlast laut Tabelle 3.2.

	Doppelachse und Radlast	flächige Belastung aus der Radlast	Gleichlast
Fahrstreifen 1	$300\text{kN} \div 2 = 150\text{kN}$	$150\text{kN} \div (1 * 1,05) = 142,9\text{kN/m}^2$	$9,0\text{kN/m}^2$
Fahrstreifen 2	$200\text{kN} \div 2 = 100\text{kN}$	$100\text{kN} \div (1 * 1,05) = 95,2\text{kN/m}^2$	$2,5\text{kN/m}^2$
Fahrstreifen 3	$100\text{kN} \div 2 = 50\text{kN}$	$50\text{kN} \div (1 * 1,05) = 47,6\text{kN/m}^2$	$2,5\text{kN/m}^2$
Restfläche	-	-	$2,5\text{kN/m}^2$

Tabelle 3.2: Belastung der Fahrstreifen.

Das LM1 muss so auf der Oberfläche der Brücke angeordnet werden, dass sich maßgebende Schnittgrößen ergeben. Um die Auswirkungen der örtlichen Belastung auf die Brücke zu berücksichtigen, wurden insgesamt sieben Brückenabschnitte mit einem Achsabstand von 3,25 m (entspricht dem Abstand der Fertigteildruckstreben in Brückenlängsrichtung), was eine Länge von 22,75 m ergibt, herausgeschnitten. Auf diesen Brückenteil

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

wurde das LM1 angesetzt. Für die Dimensionierung der Fahrbahnplatte wurden drei Laststellungen untersucht (siehe Abbildung 3.16). Bei Laststellung 1 (Abbildung 3.16 oben) befindet sich der höchstbelastete Fahrstreifen 1 über den Fertigteildruckstreben. Im mittleren Bild von Abbildung 3.16 ist die Laststellung 2 zu sehen, bei der die Fahrstreifen 1 und 2 über dem Hohlkasten platziert wurden. Bei Laststellung 3 wurde der Fahrstreifen 1 zwischen dem Steg des Hohlkastens und den Fertigteildruckstreben angeordnet.

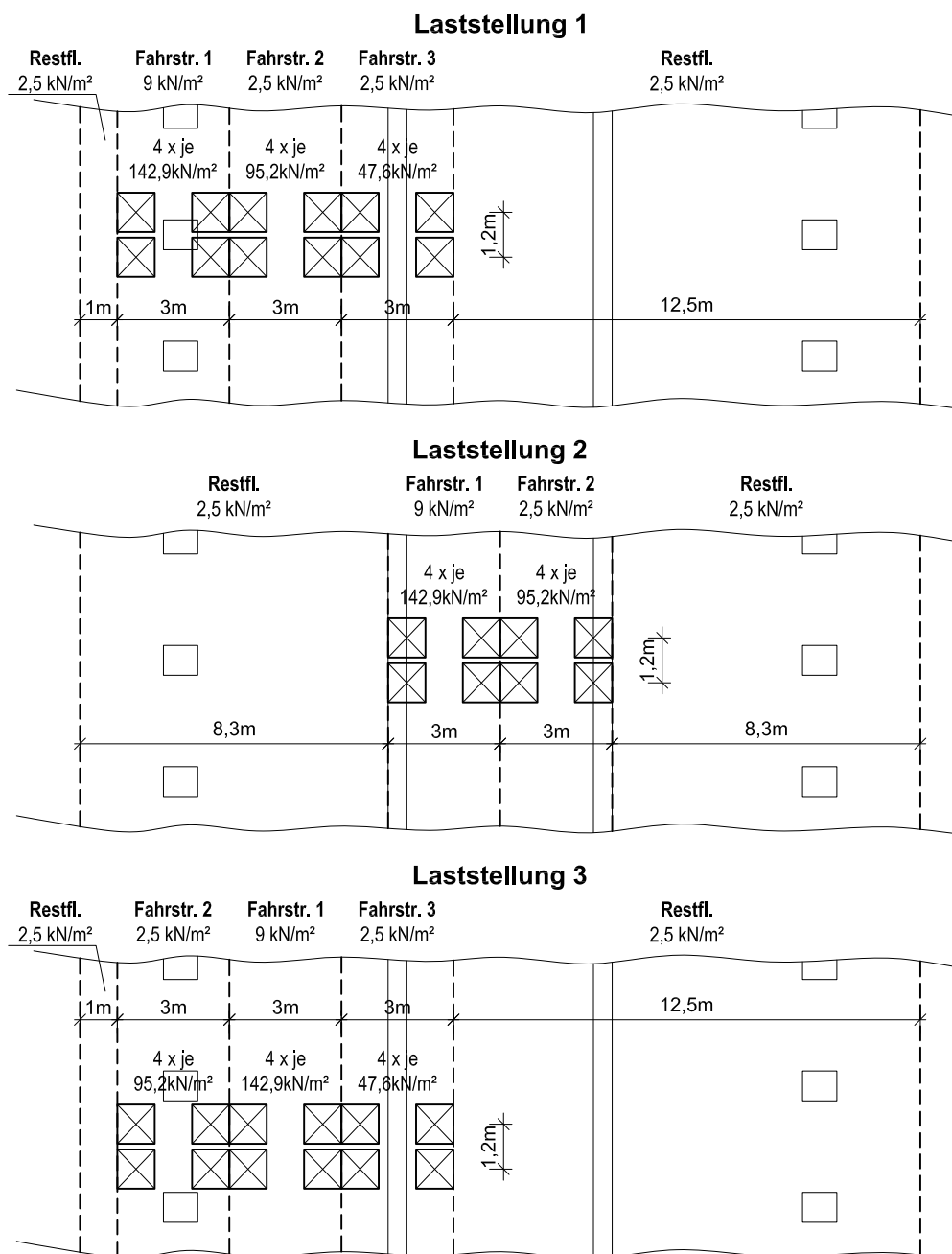


Abbildung 3.16: Laststellungen Berechnung Fahrbahnplatte.

Für diese Laststellungen wurden die Schnittgrößen ermittelt und die Nachweise infolge Biegemoment und Querkraft mit Hilfe des Aufsatzes RFBETON geführt. Die Ergebnisse finden sich im Anhang A auf den Seiten 203 bis 207.

Um die horizontale Zugkraft der Fertigteildruckstreben in der Fahrbahnplatte aufnehmen zu können und um den Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu erfüllen, werden Querspannglieder in der Fahrbahnplatte vorgesehen. Je Fertigteildruckstrebe, also alle 3,25 m befindet sich ein vier-Litzen-Spannglied in der Fahrbahnplatte. Es handelt sich dabei um ein Spannglied des Typs S der Firma VSL [VSL, 2011], welches üblicherweise zur Vorspannung von Decken genutzt wird. Dazwischen befinden sich jeweils zwei weitere vier-Litzen-Spannglieder des Typs S. Somit haben die Querspannglieder einen Achsabstand von 1,125 m zueinander. Die Wahl der Quervorspannung wurde auf Basis der Berechnungen für die San Leonardo Freivorbaubrücke durchgeführt. Für den gegenständlichen Entwurf wurde die Quervorspannung in einer ähnlichen Form übernommen, auf eine detaillierte Berechnung wird nicht näher eingegangen.

3.2 Vordimensionierung der tragenden Bauteile im Längsschnitt

Für die Vordimensionierung der Konstruktion wurde die Brücke als zweidimensionales Stabmodell, bestehend aus Pfeiler, Druckstreben und Brückenträger, in RFEM (Version 5.05) der Firma Dlubal modelliert. Zur Ermittlung der Schnittgrößen infolge Vorspannung, kam RFTENDON, ein Zusatzprogramm für RFEM, zur Anwendung. Um zu prüfen ob die gewählten Querschnitte geeignet sind, wurden in einem ersten Schritt nur die Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen zufolge Eigengewicht und Ausbaulast berechnet und beurteilt. Erst als die Wahl der Querschnitte endgültig feststand (siehe Abbildung 3.5), wurde damit begonnen die Spanngliedführungen der einzelnen Spanngliedtypen zu entwerfen.

Die Modellierung in RFEM erfolgte für den Lehrgerüstzustand. Daraus ergeben sich Schnittgrößen, als wäre die Konstruktion in einem Guss unter vollflächiger Unterstützung eines Lehrgerüsts hergestellt worden. Als Lagerungsbedingung für den Pfeilerfuß wurde eine Einspannung gewählt. Am linken Widerlager kommt ein in Längs- und Querrichtung freies Knotenlager zum Einsatz, beim rechten Widerlager wird die Verschiebung in Längsrichtung durch das Knotenlager gesperrt. Da sich an beiden Enden des Brückenträgers jeweils 1,0 m dicke Endquerträger befinden, wurden die Lager in die Mitte der Querträger gesetzt. Dies führt zu einer Verkürzung der Länge der Brücke im statischen System von 210 m auf 209 m.

Wie in der Ansicht der Brücke (Abbildung 3.3) zu sehen ist, werden die Druckstreben durch ein Schrägkabel unterstützt. Dieses wird an den Druckstreben verankert und über einen Umlenksattel, der sich im Inneren des Brückenträgers bei Knoten C befindet, über den Pfeiler geführt.

3.2.1 Lastannahmen

Wie bereits erwähnt, wurden für die Vordimensionierung der Konstruktion im Längsschnitt die Lastfälle Eigengewicht und Ausbaulast angesetzt. Im Folgenden werden die einzelnen Lastfälle erläutert welche bei den Computerberechnungen untersucht wurden.

LF1: Eigengewicht der Querschnitte

RFEM berechnet nach Eingabe der Querschnitte automatisch deren Eigengewicht. Für die Wichte von Stahlbeton wurde ein Wert von $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$ festgelegt. Da im statischen Modell nur das Eigengewicht der Querschnitte berücksichtigt wird, mussten die Lasten welche sich aus den Einbauten bei den Knoten ergeben, händisch angesetzt werden. Für den Knoten A wurde eine zusätzliche Last von 480 kN ermittelt, welche im Schnittpunkt der Schwerlinien von Druckstreben und Pfeiler angreift. Die Einbauten bei den Knoten B schlagen mit jeweils 462 kN zu Buche, jene von Knoten C mit 685 kN. Je 500 kN wurden an den Enden des Brückenträgers zur Berücksichtigung der beiden Endquerträger angesetzt. Das Schrägkabel, welches von der Mitte der Druckstreben über einen Sattel bei Knoten C führt, wurde in den statischen Berechnungen durch Ansetzen von Kräften berücksichtigt. Es dient dazu, das Feldmoment der Druckstreben unter Eigengewicht zu verringern. Für diesen Zweck wurden unterschiedliche Kräfte im Bereich der Verankerung des Kabels an den Druckstreben angesetzt. Dabei stellte sich heraus, dass ein auf 5.000 kN vorgespanntes Schrägkabel gut für die Reduktion der Feldmomente der Druckstreben geeignet ist. Aus Gründen des Gleichgewichts wurden auf den Knoten C eine Vertikalkomponente von 4.224 kN angesetzt. Die horizontalen Kraftkomponenten heben sich gegenseitig auf und brauchen daher nicht extra berücksichtigt werden.

LF2: Eigengewicht der Fertigteildruckstreben

Die Fertigteildruckstreben stützen die auskragende Fahrbahnplatte in einem Abstand in Längsrichtung von 3,25 m beiderseits des Hohlkastens. Da diese allerdings für die Tragwirkung in Längsrichtung nicht beitragen, wurden sie in den Querschnitten in RFEM nicht berücksichtigt. Ihr Eigengewicht wurde in eine Linienlast umgerechnet und auf den Brückenträger angesetzt. Der rechteckige Querschnitt der Fertigteildruckstreben beträgt 400/200 mm. Die zugehörigen Verbreiterungen beim oberen Anschluss zwischen Fahrbahnplatte und Fertigteildruckstreben haben die Abmessungen 917/800/200 mm. Daraus ergibt sich eine charakteristische Linienlast von 13,3 kN/m.

LF3: Ausbaulast (Randbalken und Fahrbahnbelag)

Abbildung 3.14 zeigt die Abmessungen des geplanten Randbalkens, sowie die Stärke des bituminösen Fahrbahnbelags. RBI und RBII haben in Summe eine Querschnittsfläche von 0,413 m². Dies ergibt bei einer Wichte von $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$ eine Laufmeterlast von 11,6 kN/m je Seite. Der Asphaltbelag hat eine Stärke von 150 mm und reicht über eine

Breite von 20,5 m des Querschnitts. Mit einer angenommenen Wichte von $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$ errechnet sich eine Linienlast von 73,8 kN/m. In Summe wird eine Ausbaulast von 97,0 kN/m erreicht, welche auf 100 kN/m aufgerundet und auf das statische Modell als Lastfall 3 angesetzt wird.

LK1: Eigengewicht und Ausbaulast

Die oben beschriebenen Lastfälle LF1, 2 und 3 werden in den Berechnungen zur Lastkombination LK1 charakteristisch ($1,0 \cdot LF1 + 1,0 \cdot LF2 + 1,0 \cdot LF3$) aufsummiert.

3.2.2 Ergebnisse der statischen Berechnungen

Im Anhang A sind unter Punkt A.1 die gewählten Querschnitte im Endzustand mit den zugehörigen Querschnittswerten zu sehen. Ebenso sind auf dieser Übersicht die Abkürzungen der einzelnen Querschnitte definiert, welche in diversen Auswertungen Verwendung finden. Die Schnittgrößen und Verformungen aus den statischen Berechnungen von LK1 finden sich unter Punkt A.2. In insgesamt 23 Kontrollquerschnitten (KQS) im Brückenträger, in den Druckstreben sowie im Pfeiler werden die Spannungen berechnet und kontrolliert. Die Lage der Kontrollquerschnitte wurde unter anderem im Hinblick auf die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) (zum Beispiel Anschnitt Brückenträger über Pfeiler und Druckstreben) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) festgelegt, sowie an Stellen an denen Maximalwerte von Schnittgrößen beziehungsweise Spannungsüberlagerungen ($N/A + M/W$) zu erwarten waren. Abbildung 3.17 zeigt eine Übersicht mit den festgelegten Kontrollquerschnitten. Die Werte dieser Spannungsberechnungen bildeten in der ersten Entwurfsphase die Grundlage für die Beurteilung der gewählten Querschnitte und des statischen Systems. Die Größenordnung der Werte ließ Abschätzungen zu, ob im späteren SLS-Nachweis durch Einsatz einer wirtschaftlichen Anzahl von Spanngliedern, Dekompression erreichbar ist. Die Spannungen wurden nach dem Schema $N/A + M/W$ für den jeweils oberen und unteren Querschnittsrand in dem betrachteten Kontrollquerschnitt ermittelt. Die Ergebnisse der Spannungsberechnungen von LK1 finden sich im Anhang unter Punkt A.2. Auf Basis dieser Ergebnisse werden die Anzahl der Spannglieder und deren Geometrie festgelegt (siehe Kapitel 3.3).

Variante: Dreifeldsystem

Im Zuge der Vorentwurfsarbeiten wurde untersucht, wie sich das System verhält, wenn man den oberen Teil des Pfeilers zwischen dem Schnittpunkt der Druckstreben und dem Brückenträger entfallen lässt. Der Brückenträger wird in diesem Fall zwischen den Widerlagern nur durch die beiden Druckstreben unterstützt, womit sich ein Dreifeldsystem einstellt. Die Ergebnisse der statischen Berechnung dieser Variante finden sich im Anhang auf Seite 214. Belastet wurde das System hierbei mit der Lastkombination LK1, analog wie in Kapitel 3.2.2 beschrieben wurde. Ein Vergleich mit der im Entwurf festgelegten

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

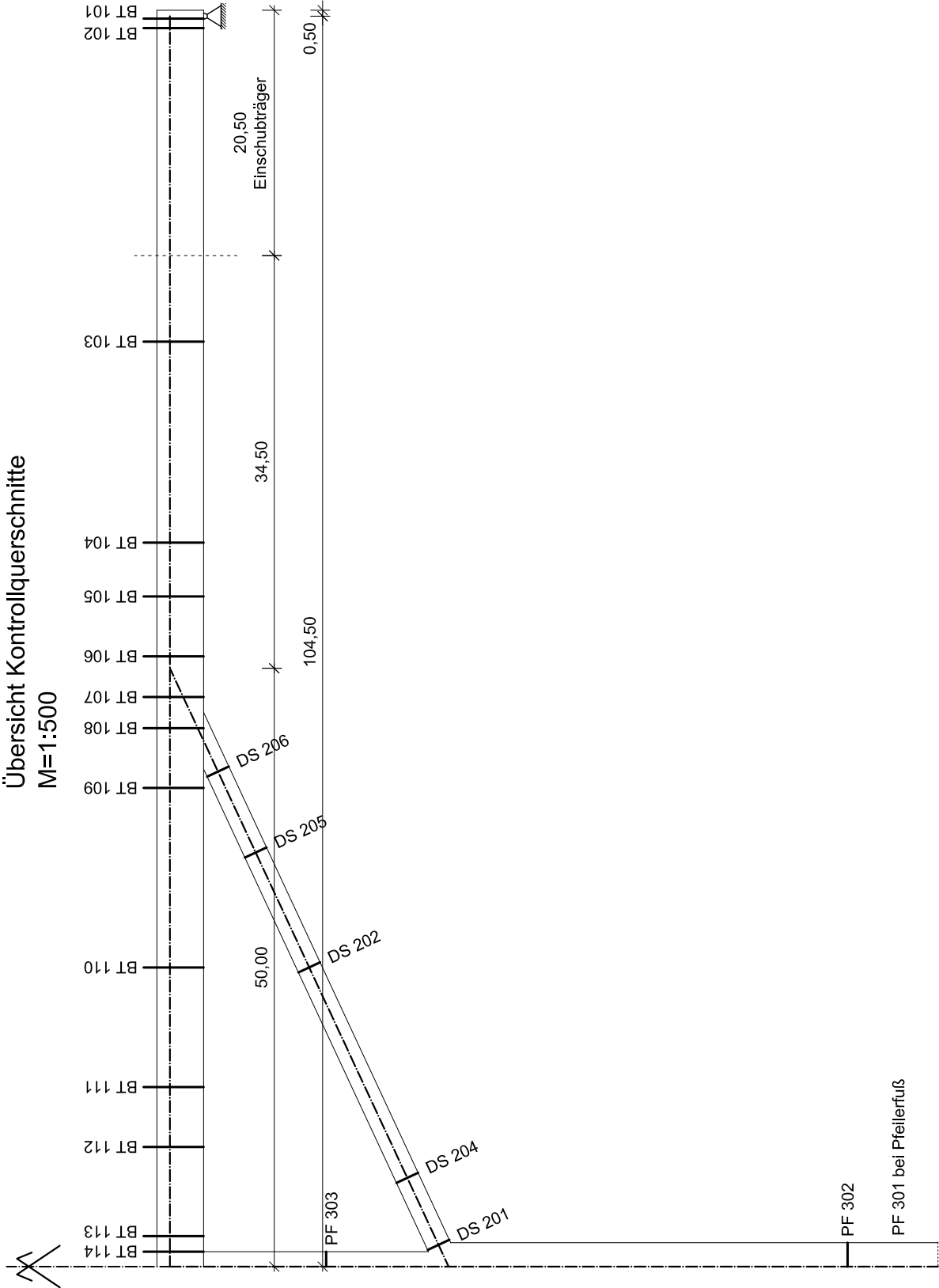


Abbildung 3.17: Übersicht Kontrollquerschnitte (KQS).

Variante zeigt, dass sich die Biegemomente im Brückenträger derartig stark erhöhen (+178 % Stützmoment, +211 % Feldmoment), dass nicht davon ausgegangen werden kann, dass es sich hierbei um eine wirtschaftlichere Variante handelt. Des Weiteren erhöhen sich auch die maximalen Verformungen von 88,7 mm auf 374,0 mm. Aus diesen Gründen wurde die Variante eines Dreifeldsystems nicht weiter untersucht.

3.2.3 Einfluss der Steifigkeit der Druckstreben auf die Gesamtsteifigkeit des Systems

Wie bereits in Kapitel 3 zu Beginn angesprochen, liegt ein großer Vorteil beim Brückenklappverfahren in dem Systemwechsel von einem Zweifeld- zu einem Vierfeldsystem. Durch die beträchtliche Verringerung der Biegemomente wird es möglich die Querschnitte deutlich schlanker zu gestalten und damit eine Verringerung der Massen und somit der Baukosten zu erreichen.

Eines der Ziele beim vorliegenden Entwurf war es, die Tragwirkung eines Viefeldträgers und den damit einhergehenden Biegemomentenverlauf zu erhalten. Die Druckstreben unterstützen den Brückenträger indem sie die auftretenden Lasten vor allem durch Normalkräfte zu dem Brückenpfeiler weiterleiten. Sie wirken dabei jedoch nicht wie starre Auflager für den Brückenträger, sondern wie zwei Federn, deren Steifigkeit durch die vorhandene Dehnsteifigkeit ($E \cdot A$) der Druckstreben begrenzt ist.

Um die Auswirkungen der Federsteifigkeit quantifizieren zu können, wurden Berechnungen durchgeführt, bei denen der Elastizitätsmodul, die Querschnittsfläche und die Neigung der Druckstreben variiert wurden.

Je höher der E-Modul der Druckstreben in den Berechnungen gewählt wird, desto näher kommt man den Ergebnissen des gewünschten Vierfeldsystems. Den gleichen Effekt erreicht man durch eine Erhöhung der Querschnittsfläche der Druckstreben. Des Weiteren wird durch die Neigung der Druckstreben (im vorliegenden Entwurf 25°) die vorhandene Dehnsteifigkeit der Druckstreben deutlich verringert. Wie stark sich dieser Effekt auf die Tragwirkung des Brückenträgers auswirkt, zeigen die folgenden Ausführungen.

Einfluss des Querschnitts der Druckstreben

Der vorliegende Entwurf sieht für den Endzustand einen Vollquerschnitt der Druckstreben mit den Abmessungen $4,0 \times 2,0 \text{ m}$ vor (siehe Abbildung 3.5). Bei einer Betongüte von C30/37, welche gemäß Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2015] einen mittleren E-Modul von $E_{cm} = 33,0 \text{ GPa}$ besitzt, ergibt sich bei 8 m^2 Querschnittsfläche eine Dehnsteifigkeit von $E \cdot A = 264.000 \text{ MN}$. Variiert man diesen Wert zwischen den Grenzwerten null und unendlich erhält man die gesamte Bandbreite an Ergebnissen der Schnittgrößenverläufe vom Zweifeld- bis zum Vierfeldsystem. Diese Variation, beziehungsweise einige Zwischenschritte davon, wurde mit Hilfe von RFEM durchgeführt um zu zeigen, ob die Wahl des Druckstrebenquerschnitts eine gute Lösung darstellt. Bei den Berechnungen wurde

jeweils die Querschnittsfläche beibehalten und der E-Modul des Betons der Druckstreben geändert.

Die Druckstreben sind in dem ursprünglichen statischen System biegesteif an den Pfeiler und den Brückenträger angeschlossen. Dies führt bei der Erhöhung des E-Moduls dazu, dass die Druckstreben Biegemomente anziehen, was den Momentenverlauf des Brückenträgers in ungewollter Weise stark beeinflusst. In den folgenden Berechnungen wurde dies durch die Anordnung von Momentengelenken, jeweils an beiden Enden der Druckstreben, gelöst. Dies stellt zwar eine Abweichung von den in der Realität vorliegenden Randbedingungen dar, liefert aber für den gewünschten Vergleich des Einflusses der Druckstreben-Steifigkeiten auf das Gesamtsystem gute Ergebnisse. Die Berechnungsergebnisse der im Entwurf gewählten Variante (Ausgangszustand) finden sich in Abbildung 3.18. Setzt man die Steifigkeit der Druckstreben auf null, verhält sich der Brückenträger wie ein Zweifeldsystem und es stellt sich im rechten Feld an der Stelle der Druckstrebe ein positives Feldmoment von $M_y = 271.396 \text{ kNm}$ ein. Der zu diesem Fall zugehörige Momentenverlauf und Verformungsverlauf ist in Abbildung 3.19 ersichtlich. Dieses System stellt den unteren Grenzwert dar, die obere Grenze wird durch die Anordnung von Knotenlagern anstelle der Druckstreben erreicht.

Nicht nur die Druckstreben haben eine begrenzte Steifigkeit, sondern auch der zirka 90 m hohe Brückenpfeiler verhält sich aufgrund seiner elastischen Stauchung nicht wie ein direkt unter dem Brückenträger angeordnetes unnachgiebiges Knotenlager. Um eine Vergleichbarkeit der Berechnungen zu erhalten, wurden deshalb zwei weitere Pfeiler anstelle starrer Knotenlager angeordnet. Abbildung 3.20 zeigt die Ergebnisse der Berechnungen dieses Vierfeldsystems. Betrachtet werden bei den Ergebnissen die Biegemomente des Brückenträgers über der Druckstrebe. An dieser Vergleichsstelle stellt sich ein Stützmoment von $M_y = -120.007 \text{ kNm}$ ein, welches den oberen Grenzwert des Vergleiches darstellt.

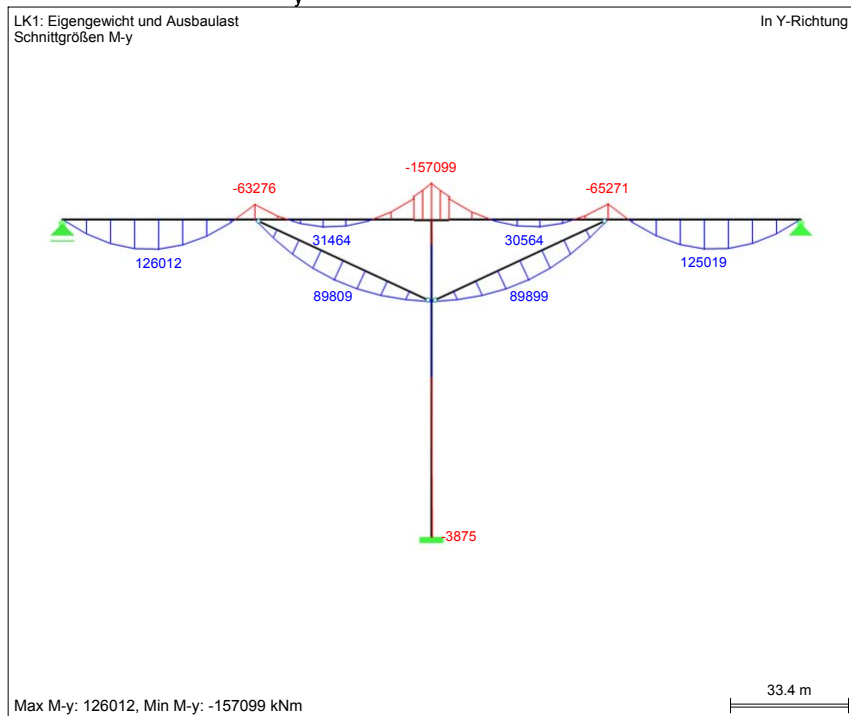
Zwischen den beiden Grenzwerten wurden durch Verändern des Elastizitätsmoduls neun Zwischensysteme berechnet. In Tabelle 3.3 sind die Ergebnisse dieser Berechnungen zu sehen. Die erste Spalte gibt den Faktor an, mit dem die Dehnsteifigkeit der Druckstreben multipliziert wurde. Diese Werte beziehen sich auf den im Entwurf festgelegten Druckstrebenquerschnitt ($A = 8,0 \text{ m}^2$ und $E_{cm} = 33.000 \text{ MPa}$). Der mittleren Spalte sind die zugehörigen Werte des Biegemoments des Brückenträgers über den Druckstreben zu entnehmen. Auf die Ergebnisse der Berechnungen (Verläufe der Biegemomente und der Verformungen) wird in der dritten Spalte der Tabelle verwiesen.

Durch die Erhöhung der Druckstrebensteifigkeit steigen nicht nur die Stützmomente über den Druckstreben an, sondern die gesamte Tragwirkung des Brückenträgers nähert sich jener eines Vierfeldsystems. Dies äußert sich unter anderem an der Verringerung der Feldmomente und des Stützmomentes über dem Pfeiler.

Den für die Bemessung wirtschaftlichsten Fall würde man erhalten, wenn die drei Stützmomente annähernd gleich groß wären. Dies wäre neben der Veränderung der Druckstrebensteifigkeit auch durch die Veränderung der Stützweiten zu realisieren. Im

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

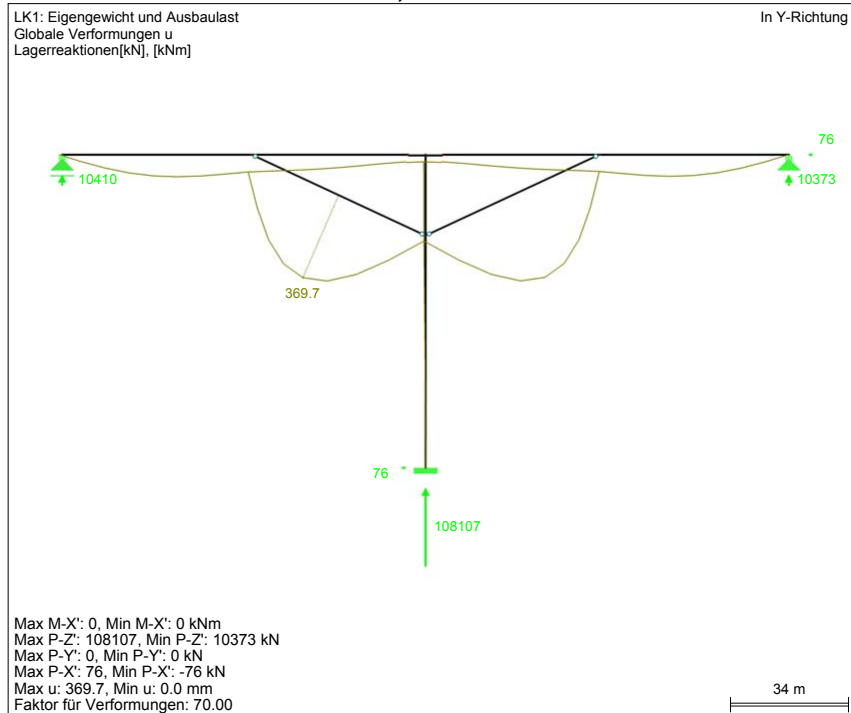
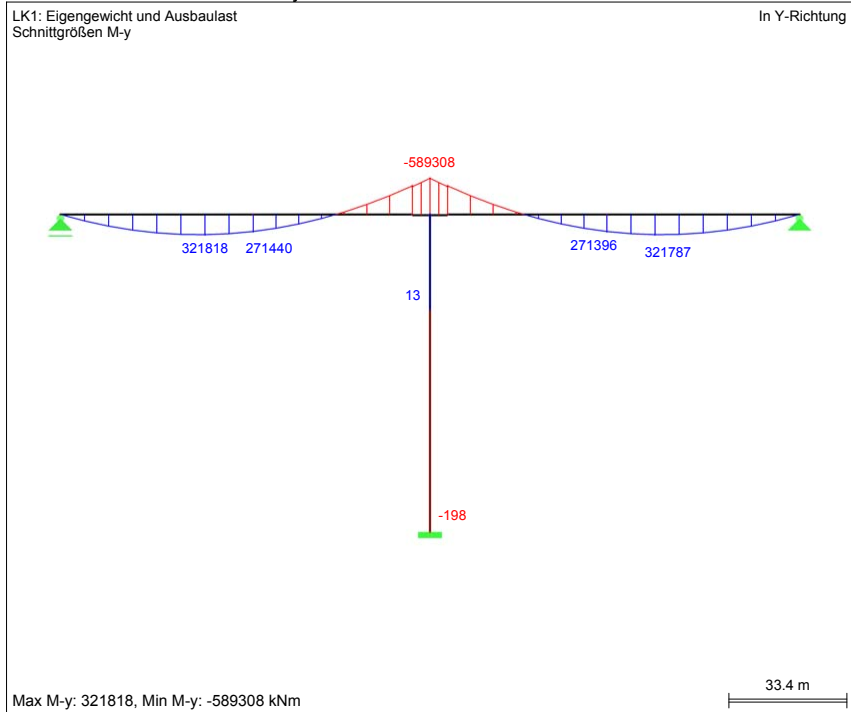


Abbildung 3.18: Druckstreben $1,00 \cdot EA$ - Ausgangszustand.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

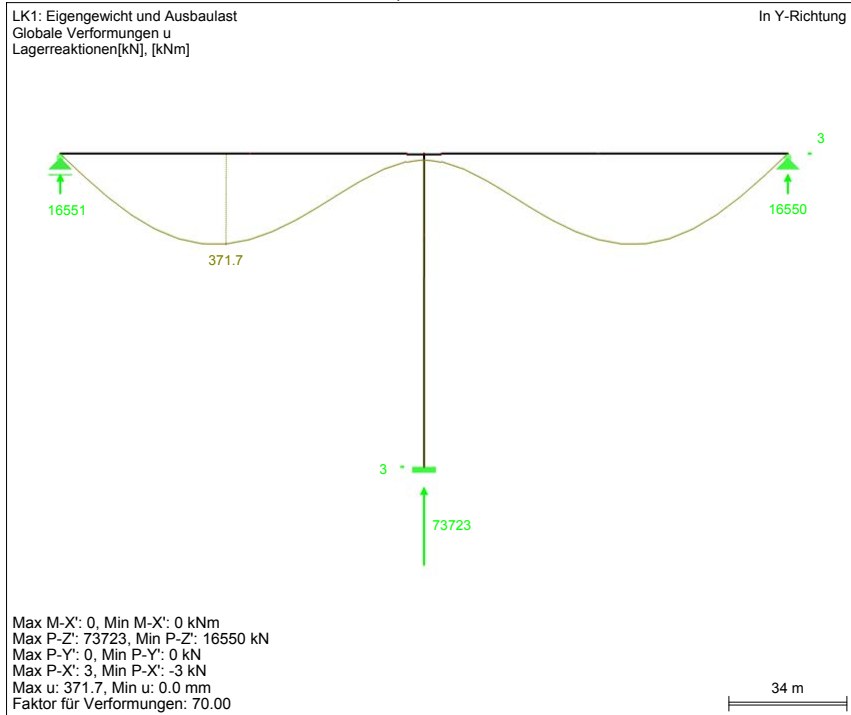
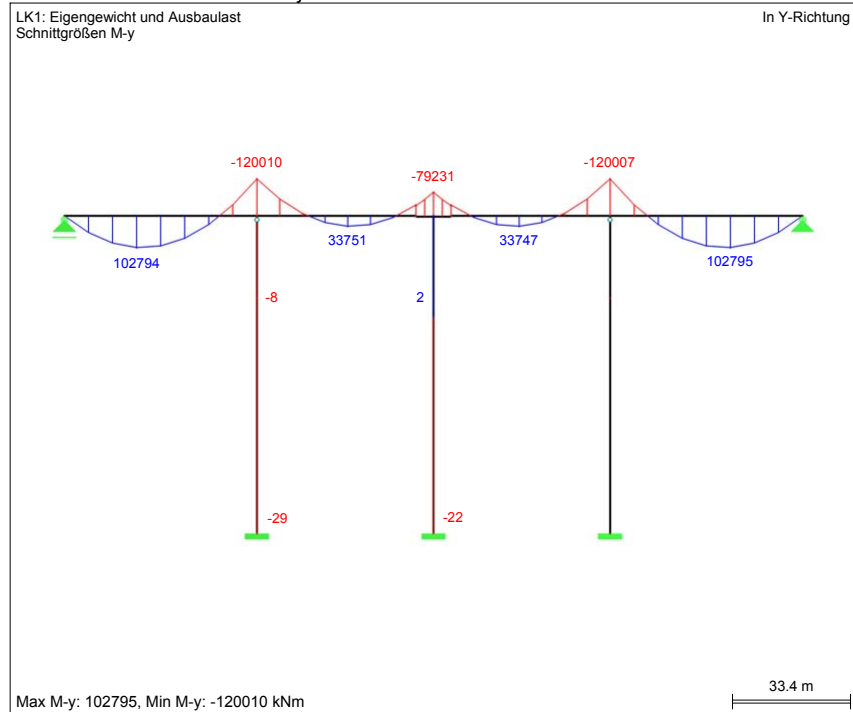


Abbildung 3.19: Druckstreben $0 \cdot EA$ - Zweifeldsystem.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

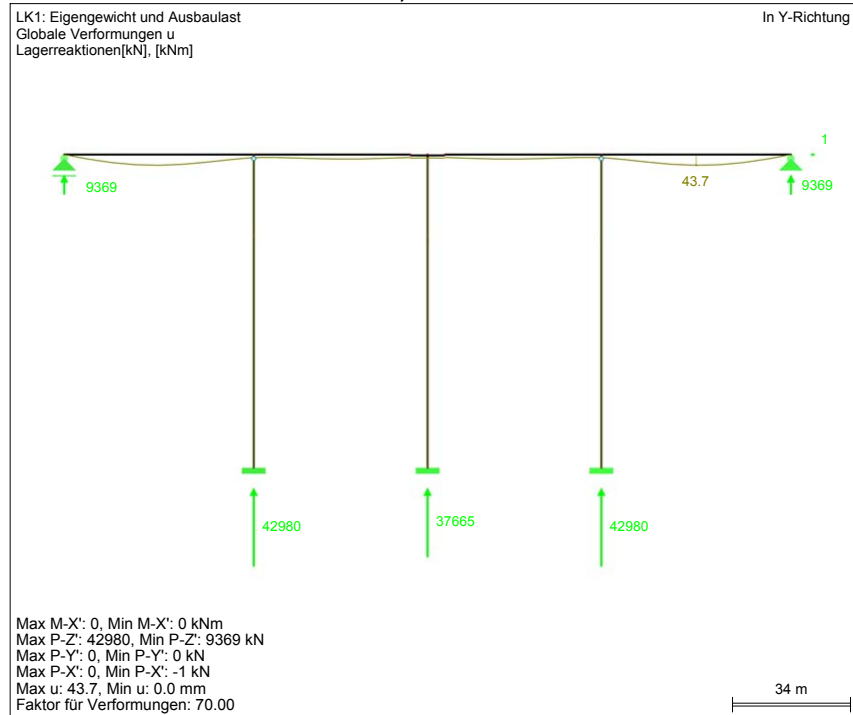


Abbildung 3.20: Vierfeldsystem.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Zuge der Entwurfsarbeit wurden diese allerdings nicht variiert um einerseits nicht zu viele unterschiedliche Entwurfsparameter zu erhalten und andererseits nicht die für den Klappvorgang erforderlichen geometrischen Verhältnisse zu verändern. Durch ein Vergleichen der Verformungsbilder (Abbildungen 3.18 bis 3.20 und Anhang A, Seiten 215 bis 223) erkennt man ebenfalls wie sich durch die Erhöhung der Druckstrebensteifigkeit ein Systemwechsel des Brückenträgers einstellt. Die vertikalen Verformungen an den Stellen der Druckstreben werden immer stärker behindert, wodurch sich die maximale Durchbiegung des Brückenträgers von 372 mm bei dem Zweifeldsystem, auf 44 mm bei dem Vierfeldsystem reduziert. Den Verformungen der Druckstreben darf in diesen Abbildungen keine große Aufmerksamkeit geschenkt werden, da diese durch die Änderung des Elastizitätsmoduls falsche Ergebnisse darstellen.

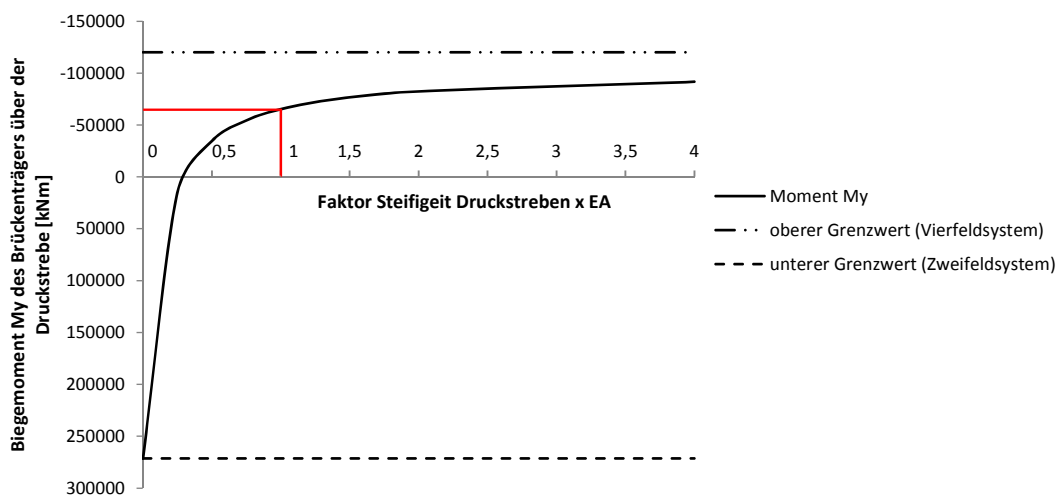


Abbildung 3.21: Einfluss des Querschnitts der Druckstreben auf den Momentenverlauf des Brückenträgers.

Der im Entwurf festgelegte Querschnitt der Druckstreben stellt eine gute Variante dar. Dies lässt sich durch Interpretation des Diagrammes in Abbildung 3.21 belegen. Auf der Abszisse wurde der Faktor der Druckstrebensteifigkeit aufgetragen (erste Spalte in Tabelle 3.3), die Ordinate gibt den Wert des zugehörigen Biegemoments des Brückenträgers über der Druckstrebe (Werte aus der mittleren Spalte in Tabelle 3.3) an. Es ist bei Erhöhung der Steifigkeit ein steiler Anstieg des Stützmomentes zu erkennen, welcher ab zirka $0,30 \cdot EA$ beginnt immer stärker abzuflachen und sich schließlich nur sehr langsam an die Situation des Vierfeldsystems annähert. Die rot eingetragene Linie markiert die im Entwurf festgelegte Druckstrebensteifigkeit. Zu erkennen ist, dass die Kurve in diesem Bereich bereits stark abgeflacht ist. So würde eine Erhöhung der Querschnittsfläche um $4,0 \text{ m}^2$ ($1,5 \cdot EA$) nur eine geringe Steigerung des Stützmomentes bewirken, hingegen hätte eine Verringerung um $4,0 \text{ m}^2$ ($1,5 \cdot EA$) deutliche Auswirkungen auf das Tragverhalten des Brückenträgers.

Steifigkeit der Druckstreben	M_y über den Druckstreben [kNm]	siehe Ergebnisse
Zweifeldsystem	271.396	Abbildung 3.19
$0,25 \cdot EA$	15.324	Anhang A, Seite 215
$0,50 \cdot EA$	-34.531	Anhang A, Seite 216
$0,75 \cdot EA$	-54.507	Anhang A, Seite 217
$1,00 \cdot EA$	-65.271	Abbildung 3.18
$1,25 \cdot EA$	-72.000	Anhang A, Seite 218
$1,50 \cdot EA$	-76.605	Anhang A, Seite 219
$2,00 \cdot EA$	-82.500	Anhang A, Seite 220
$4,00 \cdot EA$	-91.646	Anhang A, Seite 221
$40 \cdot EA$	-100.204	Anhang A, Seite 222
$400 \cdot EA$	-101.077	Anhang A, Seite 223
Vierfeldsystem	-120.007	Abbildung 3.20

Tabelle 3.3: Variation der Steifigkeit der Druckstreben.

Einfluss der Neigung der Druckstreben

Im gegenständlichen Entwurf wurde die Neigung der Druckstreben mit $\alpha = 25^\circ$ gegen die Horizontale festgelegt. Diese Festlegung hatte neben ästhetischen Aspekten auch statische Gründe. Nicht nur die im vorhergehenden Abschnitt untersuchte Steifigkeit des Druckstrebenquerschnitts, sondern auch die Neigung der Druckstreben hat einen signifikanten Einfluss auf die Unterstützungswirkung der Druckstreben für den Brückenträger.

Ähnlich wie bei der Druckstrebensteifigkeit gibt es auch bei der Druckstrebenneigung zwei Grenzwerte für die Wirkung als Zwischenunterstützung. Nähert man sich der unteren Grenze von $\alpha = 0^\circ$ entfällt die Auflagerwirkung der Druckstreben, da diese dann horizontal geneigt wären und somit keine Lasten von dem Brückenträger an den Pfeiler weiterleiten könnten. Dabei handelt es sich um eine rein theoretische Betrachtung für die Erläuterung des unteren Grenzwertes, da es ohnehin erst ab einer gewissen Mindestneigung Sinn macht, Druckstreben auszuführen. Die obere Grenze stellt sich bei dem Wert $\alpha = 90^\circ$ ein. In diesem Fall würden die Druckstreben senkrecht stehen und den Brückenträger in gleicher Weise wie ein Pfeiler unterstützen. Zwischen diesen beiden Grenzwerten gibt es durch den Einsatz von Winkelfunktionen einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Druckstrebenneigung α und der Unterstützungswirkung für den Brückenträger.

Abbildung 3.22 zeigt das statische System einer Druckstrebe unter Annahme einer gelenkigen Lagerung an beiden Enden. Die angreifende Kraft F kann hierbei als Auflagerkraft des Brückenträgers betrachtet werden, welche die Druckstrebe in den Pfeiler abzuleiten hat. Vernachlässigt man das Eigengewicht der Druckstrebe und lässt auch sonst keine Kräfte entlang des Stabes angreifen, ergibt sich ein konstanter Normalkraftverlauf wie er in der Abbildung 3.22 rechts zu sehen ist. Da es sich um einen Pendelstab handelt, gibt es weder Biegemomente noch Querkräfte in dem Stab. Durch die elastische

Stauchung der Druckstrebe erfährt das obere Ende eine vertikale Verschiebung, welche in Abbildung 3.22 mit v bezeichnet ist. Das Federgesetz lautet $F = k \cdot v$, wobei k die Federsteifigkeit bezeichnet. Formt man diese Gleichung auf $k = F/v$ um, sieht man sofort, dass die Federsteifigkeit indirekt proportional von der Verschiebung v abhängt. Somit hängt auch die Unterstützungswirkung der Druckstreben für den Brückenträger indirekt proportional von der Verschiebung ab. Würde sich die Druckstrebe nicht verformen, also $v = 0$ gelten, hätte man den Idealfall eines unverschieblichen Auflagers.

Die Verschiebung eines Punktes eines statischen Systems kann man unter anderem mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kräfte (PvK) ermitteln. Wird ein System ausschließlich durch Normalkräfte beansprucht, reduziert sich die Ermittlung der gesuchten Verschiebungsgröße (VG) auf den Ausdruck von Gleichung 3.6. In dieser Formel bezeichnet N die Normalkraft des realen Systems und \bar{N} jene des virtuellen Systems. $E \cdot A$ ist die Dehnsteifigkeit des Querschnitts. Gemäß Abbildung 3.22 ergibt sich die Normalkraft des realen Systems zu $N = F/\sin(\alpha)$. Wählt man für die Kraft am virtuellen System $\bar{F} = 1$, errechnet sich die Normalkraft des virtuellen Systems zu $\bar{N} = 1/\sin(\alpha)$. Wertet man die Gleichung 3.6 aus, erhält man für das gegenständliche System die Gleichung 3.7.

$$VG = v = \int_0^l N \cdot \bar{N} \cdot \frac{1}{E \cdot A} dx \quad (3.6)$$

$$v = \frac{1}{E \cdot A} \cdot l \cdot \frac{1}{\sin^2(\alpha)} \quad (3.7)$$

Der erste Term in dieser Gleichung besagt, dass die Vertikalverschiebung v und somit die Vertikalsteifigkeit von der Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ abhängen. Dieser Umstand wurde bereits im vorigen Kapitel erläutert. Im letzten Term findet sich der Einfluss des Druckstrebenwinkels α wieder. Die Vertikalverschiebung wird durch den quadrierten Sinuswert des Winkels beeinflusst.

Abbildung 3.23 zeigt diesen Umstand ausgewertet für einen Neigungsbereich der Druckstreben von $\alpha = 0^\circ$ bis $\alpha = 90^\circ$. Die rote Linie markiert die Neigung der Druckstreben des gegenständlichen Entwurfs von $\alpha = 25^\circ$. Das Diagramm zeigt, dass bei Steigerung des Winkels der Einfluss auf die Vertikalsteifigkeit annähernd linear verläuft. Würde man den Winkel jedoch verringern, kommt man in den nichtlinearen Bereich der Kurve und somit würde die Vertikalverschiebung v sehr rasch stark zunehmen.

Der gewählte Winkel der Druckstreben kann somit positiv beurteilt werden. Zu berücksichtigen ist, dass bei Erhöhung des Winkels, was sich gemäß dieser Ausführungen positiv auf das Tragverhalten des Brückenträgers auswirken würde, gleichzeitig die Länge der Druckstreben zunimmt. Dies bringt nicht nur eine Erhöhung der Massen mit sich, sondern auch eine quadratische Zunahme (siehe Gleichung 3.8) des Feldmoments der Druckstreben unter Eigengewicht.

$$M_{Feld} = \frac{\frac{g}{\cos\alpha} \cdot (l \cdot \cos\alpha)^2}{8} \quad (3.8)$$

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

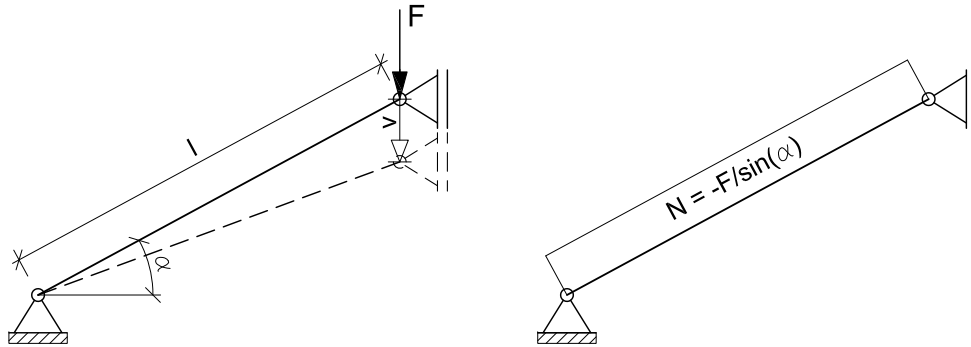


Abbildung 3.22: statisches System für die Berechnung der Vertikalverschiebung der Druckstreben mittels PvK.

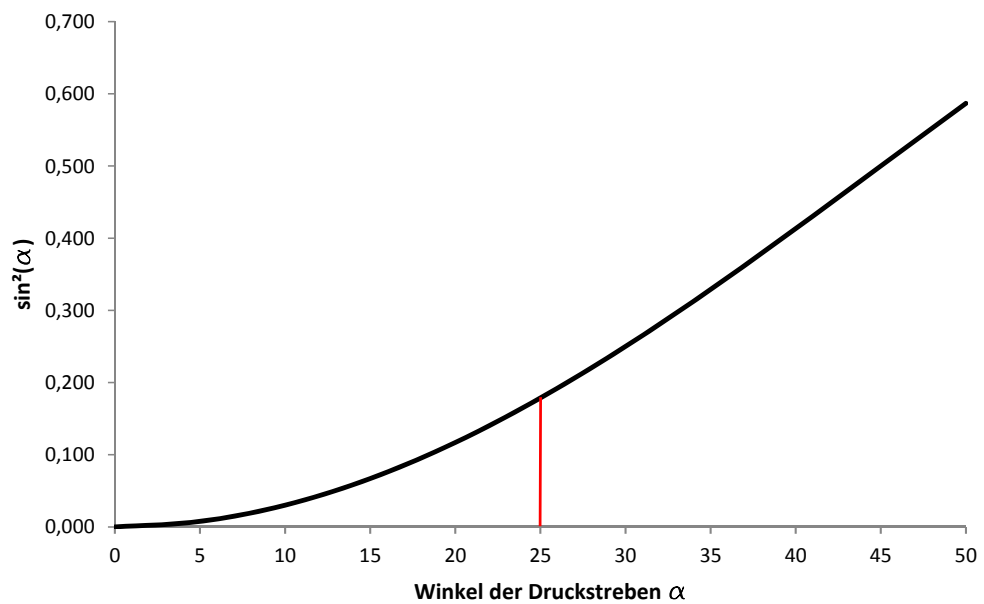


Abbildung 3.23: Einfluss der Neigung der Druckstreben auf die Gesamtsteifigkeit des Systems.

3.3 Entwurf der Spanngliedführung

Bei dem gegenständlichen Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo handelt es sich um eine Spannbetonkonstruktion. Es kommen verschiedene Spanngliedgeometrien zum Einsatz. Die meisten Spanngliedtypen sind notwendig, um die Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit im Endzustand zu erfüllen, andere Typen wiederum haben Aufgaben während der Brückenherstellung. In diesem Kapitel werden die Geometrien der einzelnen Spanngliedtypen beschrieben und erläutert welche Anforderungen an die Spannglieder gestellt werden.

Allen Typen gemein ist, dass es sich um Litzenspannglieder der Spezifikation Y1770S7-15.7 handelt. Die Litzen bestehen jeweils aus sieben Drähten, haben eine Querschnittsfläche von $A_p = 150 \text{ mm}^2$, eine Zugfestigkeit von $f_{pk} = 1.770 \text{ N/mm}^2$ und eine Fließgrenze von $f_{p0,1k} = 1.526 \text{ N/mm}^2$. Sämtliche technische Daten der Spannglieder, wie Abmessungen von Verankerungen, Spezifikationen des Spannstahls, etc. wurden der Europäischen Technischen Zulassung der Firma VSL entnommen ([VSL, 2011]). Unter Anpassung der Mindestabstände etc. ist der Einsatz von Produkten anderer Hersteller natürlich auch möglich. Die Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern wurde gemäß Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015]) mit $\sigma_{pm0} = 1.297 \text{ N/mm}^2$ angenommen (Ermittlung siehe 3.9).

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0} &= \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\} \\ \sigma_{pm0} &= \min\{0,75 \cdot 1.770 = 1.328 \text{ N/mm}^2; 0,85 \cdot 1.526 = 1.297 \text{ N/mm}^2\}\end{aligned}\quad (3.9)$$

Jeder Spanngliedtyp wurde separat entworfen und die Schnittgrößen am statischen System mittels RFTENDON berechnet. Die Ergebnisse dieser Berechnungen (Schnittgrößen, Verformungen und Spannungen in den Kontrollquerschnitten) befinden sich im Anhang ab Seite 224. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Spannungen in den Kontrollquerschnitten (KQS) erfolgte analog zu den Ausführungen in Kapitel 3.2.2.

Bei dem Brückenträger handelt es sich im Endzustand um ein dreifach statisch unbestimmtes System. Deshalb ist bei der Betrachtung der Schnittgrößenverläufe zu beachten, dass es einen statisch unbestimmten Anteil gibt. Das bedeutet, dass es nicht ohne weiteres möglich ist, von dem Spanngliedverlauf beispielsweise auf den Verlauf des Biegemoments zu schließen.

RFTENDON berücksichtigt bei der Berechnung sofortige Spannkraftverluste aufgrund der elastischen Verformung des Betons, aufgrund von Kurzzeitrelaxation des Spannstahls, aufgrund von Reibung und aufgrund von Verankerungsschlupf. Die hierfür notwendigen Eingangswerte wurden entsprechend den Angaben der Firma VSL ([VSL, 2011]) angenommen. Zeitabhängige Verluste, welche aus dem Kriechen und Schwinden des Betons resultieren, wurden in den Berechnungen nicht berücksichtigt. Bei den Schnittgrößen und Verformungsbildern im Anhang ab Seite 224 handelt es sich also um den Zustand nach dem Vorspannen und Verankern zum Zeitpunkt $t = 0$. Verluste aus Kriechen und Schwinden werden erst bei der Führung des Gebrauchstauglichkeitsnachweises in Kapitel 3.6.1 be-

rücksichtigt. All diese Berechnungen erfolgten für den Lehrgerüstzustand am endgültigen statischen System. In Kapitel 3.6.1 werden die Wirkungen der einzelnen Spannglieder, für die Führung des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit am Lehrgerüstzustand, überlagert. Für die einzelnen Bauphasen werden die Ergebnisse der Berechnungen der Vorspannungen in Kapitel 3.6.2 erläutert.

In den folgenden Erläuterungen wird des Öfteren von "Blöcken" und "Knoten" gesprochen an denen die Spannglieder verankert beziehungsweise umgelenkt werden. Diese Elemente werden in Kapitel 3.5 beschrieben. Dementsprechend sind Details zu Verankerungen, Umlenkungen und zugehörige Abmessungen den Skizzen in diesem Kapitel zu entnehmen. Des Weiteren ist die Beschreibung der Spannglieder in diesem Kapitel eng mit dem Bauablauf und somit mit den Ausführungen in Kapitel 3.4 verknüpft. Speziell für die Spanngliedtypen, welche hauptsächlich, beziehungsweise ausschließlich für den Bauablauf notwendig sind, finden sich in der Beschreibung des Bauablaufes ergänzende Informationen.

In den Abbildungen 3.24, 3.25 und 3.26 sind die Verläufe der Spannglieder im Aufriss dargestellt. Zusätzlich zu den Zeichnungen im Kapitel 3.5 findet man in der Abbildung 3.39 die Höhenlagen der Spannglieder in vier verschiedenen Schnitten, welche wiederum in Abbildung 3.38 gezeigt werden.

Spannglieder Typ A1 und Typ A2

Die Spannglieder Typ A1 und Typ A2 sind für den Bauzustand notwendig, um ein Ausklappen der Brückenträger zu ermöglichen. Sie werden nach dem Übereinanderstapeln der Brückenträger eingebaut und angespannt. Sie spannen die einzelnen Fertigteilelemente zusammen und überdrücken die Elementfugen.

Im Bauzustand gibt es vier Spannglieder des Typs A1 (Spannglieder 6-7). Sie werden in den Blöcken der Knoten C, zirka in Höhe der Schwerachse des Bauzustands verankert, bis zum Knoten B nach oben geführt, umgelenkt und am Ende des zu klappenden Brückenträgers an Blöcken verankert. Die Spannglieder des Typs A2 (Spannglieder 6-19) werden unterhalb jener des Typs A1 bei Knoten C verankert, analog zu A1 bis Knoten B nach oben geführt und umgelenkt. Nach dem Knoten B verlaufen sie nach unten und werden jeweils in einer Kupplung mit Abstützstelle (VSL Typ K), welche in einem Betonblock sitzt, verankert. Nach dem Einschieben der Einschubträger werden diese, durch Verlängern der A2 Spannglieder bis zu den Endquerträgern, mit dem ausgeklappten Brückenträger verbunden. Ebenso werden die Spannglieder bei Knoten C miteinander verbunden (A1 mit A1 und A2 mit A2), um eine durchgehende Wirkung für den Endzustand zu erreichen. Im Endzustand sind somit nur noch jeweils zwei Spannglieder dieser Typen vorhanden. Erst ab diesem Zeitpunkt ergibt sich der Spanngliedverlauf wie auf den oberen beiden Darstellungen in Abbildung 3.24 ersichtlich.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

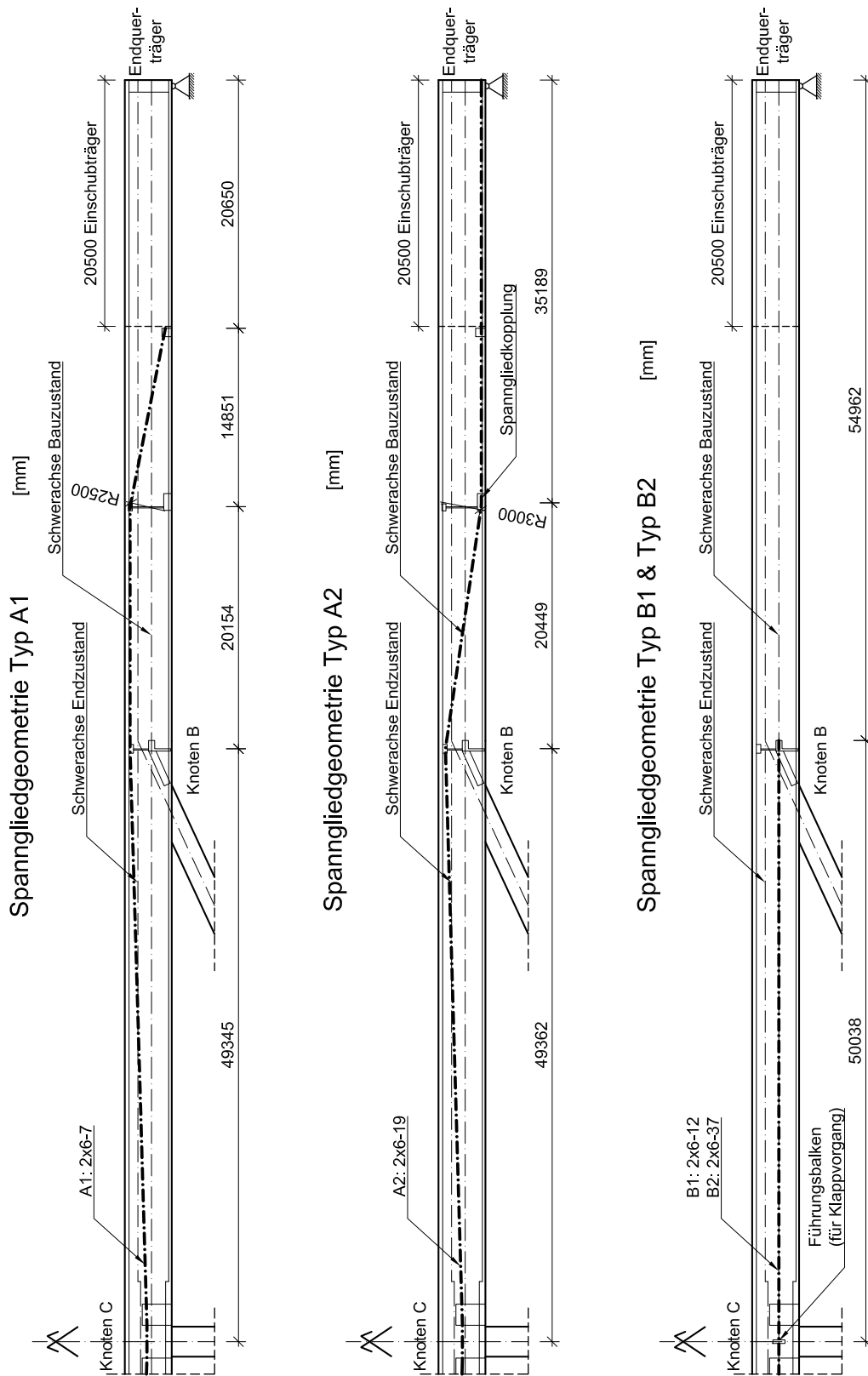


Abbildung 3.24: Geometrie der Spannglieder Typ A und B.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

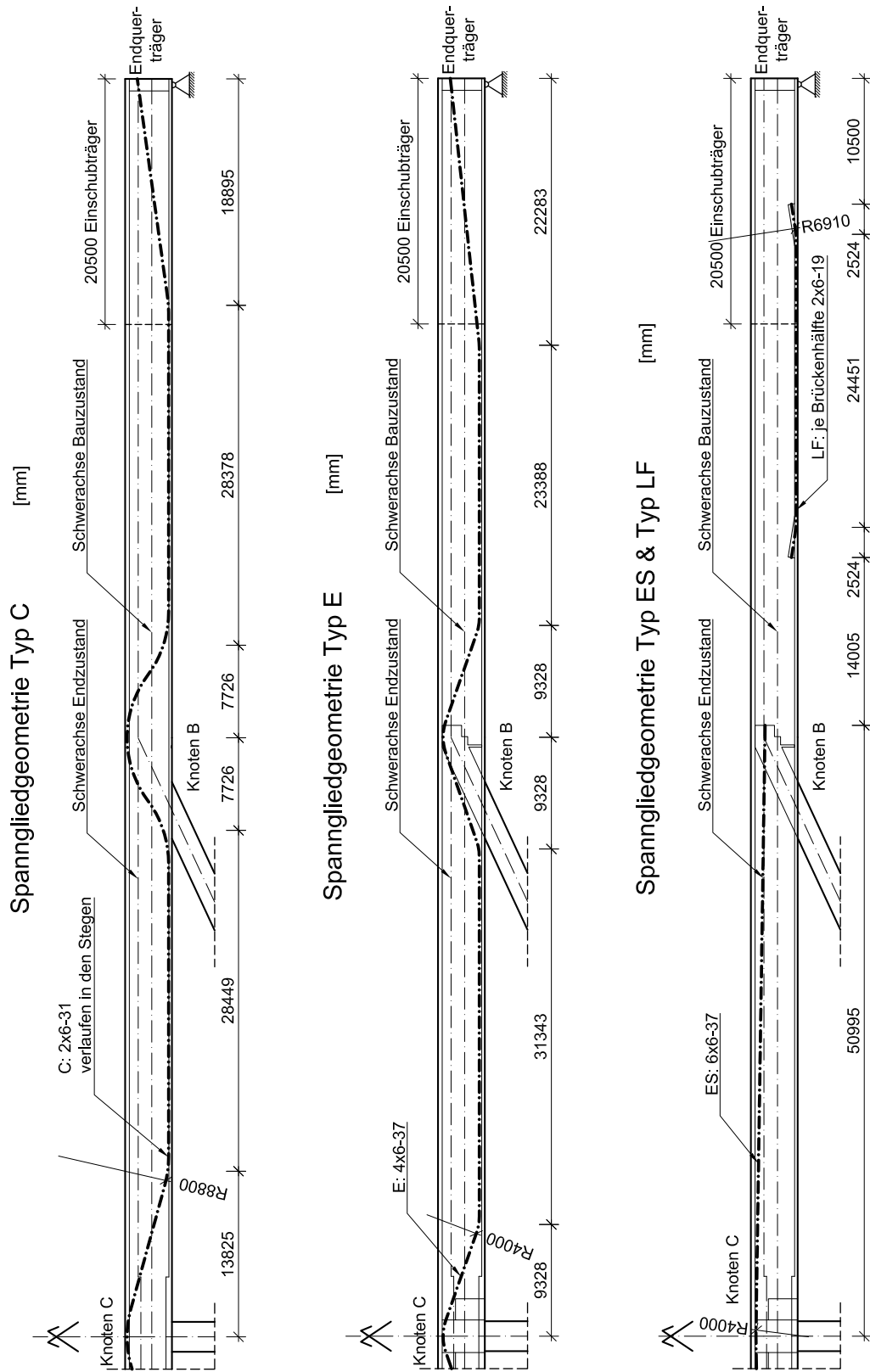


Abbildung 3.25: Geometrie der Spannlieder Typ C, E, ES und LF.

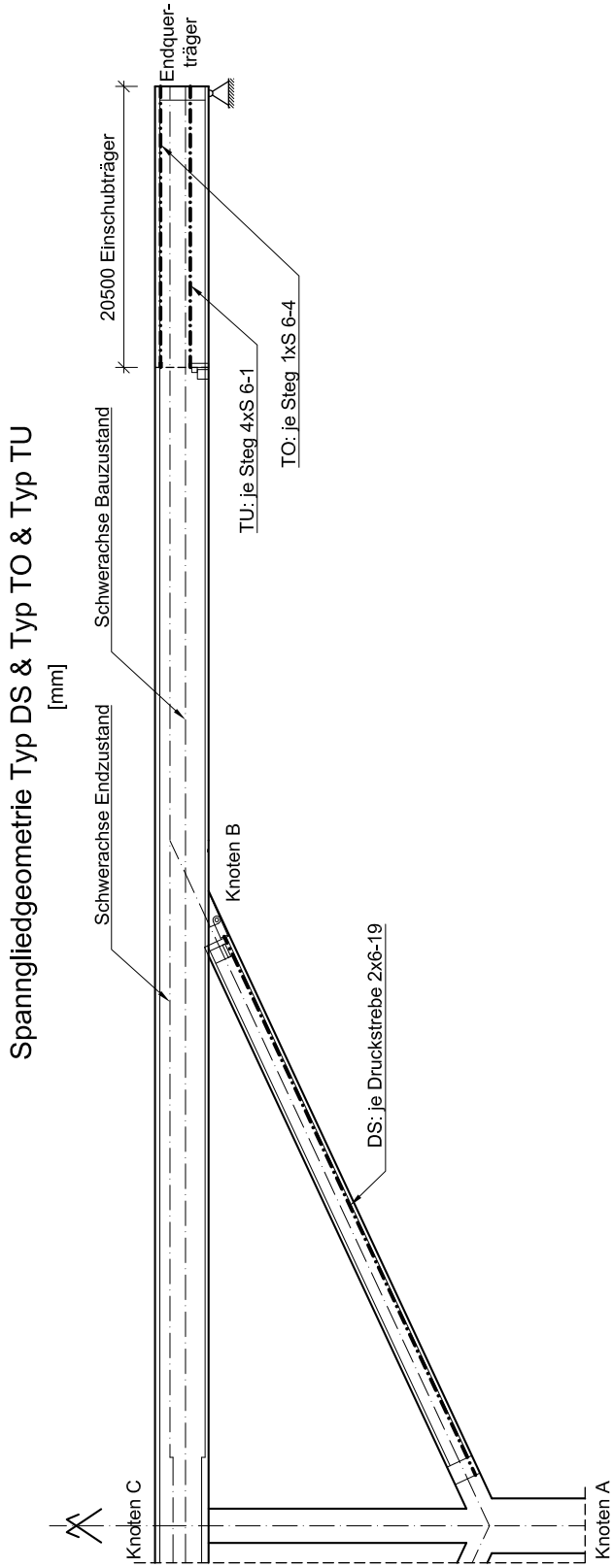


Abbildung 3.26: Geometrie der Spannglieder Typ DS, TU und TO.

Beiden Typen gemein ist, dass es sich um externe Spannglieder handelt, welche im Hohlkasten des Brückenträgers nahe den Stegen verlaufen. Geführt werden die Spannglieder in Hüllrohren aus Polyethylen (PE). Die Ergebnisse der Berechnungen finden sich im Anhang ab Seite 224.

Spannglieder Typ B1 und Typ B2

Bei den Spanngliedertypen B1 (2 Spannglieder 6-12) und B2 (2 Spannglieder 6-37) handelt es sich um externe Spannglieder, welche vor allem für den Klappvorgang notwendig sind. Sie verlaufen im Hohlkasten zwischen den beiden Knoten B, an denen sie, auf Höhe der Schwerachse des Bauzustands, verankert sind. Eingebaut werden sie wenn die Brückenträger senkrecht montiert, hochgezogen und bei dem Knoten C zueinander geneigt wurden. In diesem Zustand verlaufen die Spannglieder bei Knoten C über Betonsättel (siehe Details zu Knoten C in Kapitel 3.5). Die Spannglieder des Typs B2 verlaufen frei über diese Sättel und durch den Führungsbalken, jene des Typs B1 werden im Führungsbalken verankert. Während dem Ausklappvorgang rollen sich die Spannglieder von den Sätteln ab, bis sie im ausgeklappten Zustand gerade durch Knoten C hindurchlaufen. Durch diesen Vorgang straffen sich die Spannglieder, da sie die auftretenden Normalkräfte zwischen den Knoten B aufnehmen und kurzschließen. Die Verankerung von B1 im Führungsbalken (siehe untere Darstellung in Abbildung 3.24) verhindert eine ungewollte seitliche Bewegung der Konstruktion.

Die beiden Spannglieder des Typs B1 werden in einer späteren Bauphase ausgebaut, um den Einbau der Spannglieder Typ E zu ermöglichen. Je ein Spannglied des Typs E je Seite würde sonst den Verlauf von B1 kreuzen. Für den Endzustand stehen somit nur die Spannglieder Typ B2 zur Verfügung, welche in einer späteren Bauphase nachgespannt werden, um die volle Ausnutzung der Litzen zu erreichen. Durch das Nachspannen leisten diese Spannglieder durch die Aufnahme der entstehenden Normalkräfte zwischen den Knoten B auch einen wertvollen Beitrag für den Endzustand. Die Ergebnisse der Berechnungen von B2 für den Lehrgerüstzustand finden sich im Anhang ab Seite 227.

Spannglieder Typ C

In den beiden Stegen des Hohlkastenquerschnitts verläuft je ein Spannglied (6-31) des Typs C. Es handelt sich hierbei um interne Spannglieder mit nachträglichem Verbund. Die Litzen verlaufen in Metallhüllrohren, welche bereits bei der Herstellung der Doppelwände verlegt werden. Verankert und angespannt werden die Spannglieder an den Endquerträgern der Brücke, nachdem die Stege im Bereich der Umlenkstellen ausbetoniert wurden.

Die Geometrie von Typ C ist in der oberen Darstellung in Abbildung 3.25 ersichtlich. Der Verlauf ergibt sich aus der Anforderung, die aus dem Eigengewicht der Konstruktion entstehenden Biegemomente zu kompensieren. Dementsprechend beginnen die Spannglieder bei den Endquerträgern auf Höhe der Schwerachse des Endzustands, werden in den Feldern soweit wie möglich nach unten geführt und an den Stützstellen nach oben

gezogen. Die Verziehungen im Bereich der Druckstreben erfolgen auf kürzest möglicher Strecke, um ein Anspannen, nach der Betonage von möglichst kurzen Stegbereichen, zu ermöglichen. Durch die Neigung der Spanngliedachsen tragen die Spannglieder wesentlich für die erfolgreiche Führung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit (siehe Kapitel 3.7.3) bei. Im Anhang ab Seite 230 finden sich die Ergebnisse der Berechnungen.

Spannglieder Typ E

Die mittlere Zeichnung in Abbildung 3.25 stellt den Spanngliedverlauf der Spannglieder des Typs E dar. Es handelt sich hierbei um externe Spannglieder (vier Spannglieder 6-37), welche im Hohlkasten so nah wie möglich an den beiden Stegen verlaufen. Die an Typ E gestellten Anforderungen und der Verlauf ähneln dem Typ C. Lediglich der Umlenkradius konnte aufgrund der Ausführung als externe Spannglieder mit $R = 4,00\text{ m}$ kleiner als bei Typ C ($R = 8,80\text{ m}$) ausgeführt werden. Ein weiterer Unterschied besteht darin, dass die Typ E Spannglieder erst zu einem späteren Zeitpunkt eingebaut und angespannt werden können. Die Ursache hierfür ist, dass für Typ E die notwendigen Umlenkungen erst später hergestellt werden. Die unteren Umlenkstellen werden im Zuge der Herstellung der Bodenplatte ausgeführt. An den Knoten B und C erfolgen die Umlenkungen, wie in den Zeichnungen in Kapitel 3.5 dargestellt, durch die Ausführung von massiven Betoneinbauten. Die Schnittgrößenverläufe und zugehörigen Spannungen im Lehrgerüstzustand sind im Anhang ab Seite 233 dargestellt.

Spannglieder Typ ES

Verankert werden die Spannglieder Typ ES (6 Spannglieder 6-37) an den Betoneinbauten der Knoten B auf Höhe der Schwerachse des Endzustands. Platziert wurden sie an dieser Stelle, um die, durch die Neigung der Druckstreben entstehende Zugkraft, direkt aufnehmen und kurzschließen zu können. Der Verlauf des Schwerpunktes der Spanngliedachsen ist in der unteren Zeichnung in Abbildung 3.25 dargestellt. Jeweils drei Spannglieder liegen bei Knoten C nebeneinander nahe den Stegen. Bei den Knoten B werden die Spannglieder aufgefächert, um ein platzsparendes Verankern zu ermöglichen. Ersichtlich ist dies in den Details in Kapitel 3.5.

Durch das Hochziehen bei Knoten C tragen die Spannglieder dazu bei, das Stützmoment über dem Pfeiler infolge Eigengewicht zu kompensieren. Die Schnittgrößen und Spannungen aus den Berechnungen des Lehrgerüstzustandes finden sich im Anhang ab Seite 236.

Spannglieder Typ LF

Um das in den beiden äußeren Feldern zwischen Druckstreben und Widerlagern entstehende Feldmoment aufnehmen zu können, werden zur Unterstützung der bisher beschriebenen Spanngliedtypen, Lisenenspannglieder in der 25 mm starken Bodenplatte des Querschnitts angeordnet. Dabei handelt es sich um zwei Spannglieder 6-19 je Brückenseite.

Geführt werden diese internen Spannglieder des Typs LF in Metallhüllrohren, welche nach dem Vorspannen mit Zementmörtel verpresst werden. Wie in der unteren Zeichnung in Abbildung 3.25 ersichtlich, werden je Spannglied zwei Lisenen ausgeführt, an denen das Spannglied aus der Bodenplatte hochgezogen wird und somit ein Vorspannen ermöglichen. Im Anhang ab Seite 239 finden sich die Ergebnisse der Berechnungen.

Spannglieder Typ DS

Die Spannglieder des Typs DS (je Druckstrebe zwei Spannglieder 6-19) werden nach erfolgter Montage der Fertigteile der Druckstreben, noch vor dem Klappvorgang, in die Druckstreben eingebaut und angespannt. Sie sind vor allem während des Klappvorganges notwendig, um die Druckstreben in den Feldbereichen zu unterstützen. Bei den Berechnungen der Bauzustände zeigte sich, dass es Klappzwischenzustände gibt, bei denen an den Unterseiten der Druckstreben Zugspannungen entstehen würden. Zugspannungen in den Fertigteilen sind kein großes Problem, da man entsprechende Bewehrung vorsehen kann. Allerdings befindet sich annähernd in Feldmitte eine Fuge zwischen den einzelnen Fertigteilelementen, welche überdrückt bleiben muss. Den Verlauf der DS Spannglieder sieht man in Abbildung 3.26.

Die Ankerbüchsen am oberen Ende der Spannglieder befinden sich, wie in den Details zu Knoten B in Kapitel 3.5 ersichtlich, zwischen den Stahllaschen des Gelenks. Die ohnehin in diesem Bereich vorhandenen Stirnplatten der Gelenkskonstruktionen dienen als Ankerplatten für die Spannglieder. Durch das Anspannen der Spannglieder werden die Gelenke an den Beton gespannt, was somit eine zusätzliche Sicherheit gegen Verrutschen bringt. An den anderen Seiten werden die Spannglieder an den massiven Betonquerträgern der Druckstreben bei Knoten A verankert. Das Vorspannen erfolgt ebenfalls von dieser Seite aus.

Für die Spannglieder Typ DS gibt es für den Lehrgerüstzustand keine separaten Berechnungen. Die Schnittgrößen und Spannungen aus der Wirkung der DS Spannglieder, welche für den Bauzustand maßgebend sind, werden in Kapitel 3.6.2 ab Seite 140 erläutert.

Spannglieder Typ TU und Typ TO

Nach dem Ausklappen der Brücke werden bei beiden Widerlagern vorbereitete Einschubträger eingeschoben und mit der Brückenkonstruktion verbunden. Um die auf die Einschubträger einwirkenden Beanspruchungen während des Einschubvorganges aufnehmen zu können, werden temporäre Spannglieder eingesetzt. Es handelt sich hierbei um externe Spannglieder, die in den leeren Doppelwandstegen verlaufen. Die Spannglieder werden nach dem Einschubvorgang und dem Verlängern der Spannglieder A2 in den darauf folgenden Bauphasen, soweit möglich, wieder entspannt und ausgebaut.

Eingesetzt werden je Steg ein S 6-4 (Typ TO) und vier S 6-1 (Typ TU) Spannglieder. Dargestellt findet man die Spanngliedverläufe in Abbildung 3.26. Derartige Spannglieder werden üblicherweise im Hochbau für das Vorspannen von Decken angewendet. Die Litzen

verlaufen einzeln in PE-Hüllrohren, welche mit Fett gefüllt sind, um den Korrosionsschutz zu gewährleisten. Dieses System bietet sich für den Einsatz bei den Einschubträgern an, da nur sehr wenig Platz für die Verankerungen notwendig ist. Die Verankerungen bestehen hierbei nicht wie üblich aus Ankerplatte und Ankerbüchse, sondern aus Gussteilen. Sämtliche Details zu diesen Verankerungen finden sich im Kapitel 3.5.3 ab Seite 92. Die Spannungsberechnungen sind in Kapitel 3.6.2 ausgeführt.

3.4 Überlegungen zum Bauablauf

Der Bauablauf wurde in 20 Bauphasen unterteilt. Diese Unterteilung erfolgte vor allem im Hinblick auf die statischen Berechnungen (siehe Kapitel 3.6.2). Eine neue Bauphase wurde bei einer Belastungsänderung oder bei Einbau eines Spannglieds definiert. Aus Sicht der Bauausführung ist diese Unterteilung des Bauablaufs sicher nicht ausreichend genau, denn zwischen den Bauphasen sind ausführungstechnisch oftmals mehrere Schritte erforderlich. Andererseits könnten Bauphasen aus Sicht der Ausführung auch zusammengefasst werden, da sie oftmals nur zum Zweck der statischen Berechnung aufgeteilt wurden. Die in weiterer Folge beschriebenen Bauphasen sind zum leichteren Verständnis ab Seite 66 skizzenhaft dargestellt.

1. Bauphase 1

In der ersten Bauphase werden Grundbauarbeiten durchgeführt, um die Errichtung der Fundamente und der Widerlager zu ermöglichen. Danach werden die Widerlager an dem Ost- beziehungsweise an dem Westende der Brücke errichtet. Anschließend werden das Pfeilerfundament sowie ein Fundament für den Turmdrehkran hergestellt. Abhängig von dem gewählten Kran und den genauen örtlichen Gegebenheiten, sollte versucht werden das Kranfundament aus wirtschaftlichen Gründen in das, ohnehin sehr massive, Pfeilerfundament zu integrieren.

2. Bauphase 2 (Skizze siehe Seite 66)

Nach der Fertigstellung des Pfeilerfundaments kann darauf der Pfeiler mit seinem rechteckigen Hohlkastenquerschnitt mit Hilfe einer Kletterschalung errichtet werden. Zur selben Zeit kann die Arbeitsfläche, die zur Fertigstellung der Brückenträger dient, neben dem Pfeiler errichtet werden. Nach Herstellung des Pfeilers wird der Hubrahmen am unteren Ende des Pfeilers aufgebaut. Auf dem Hubrahmen bei Knoten A können die vier erforderlichen Radialgelenklager GE300XT-2RS montiert werden. Bei dem gegenständlichen Entwurf wurde mit Radialgelenklagern der Firma WSW [WSW Wälzlager, 2016] geplant. Anschließend werden die fünf Fertigteilelemente, aus denen sich eine Druckstrebe zusammensetzt, übereinander in vertikaler Lage montiert. Am obersten Ende der Druckstreben werden die erforderlichen Radialgelenklager (Typ GE280XT-2RS) bei Knoten B montiert. Gleichzeitig mit dem Versetzen der Druckstrebenelemente werden Vorbereitungen für die Montage der

Brückenträgerelemente getroffen. Dazu gehört beispielsweise das Herstellen einer Hilfskonstruktion, die als Aufstandsfläche für die Brückenträgerelemente dient.

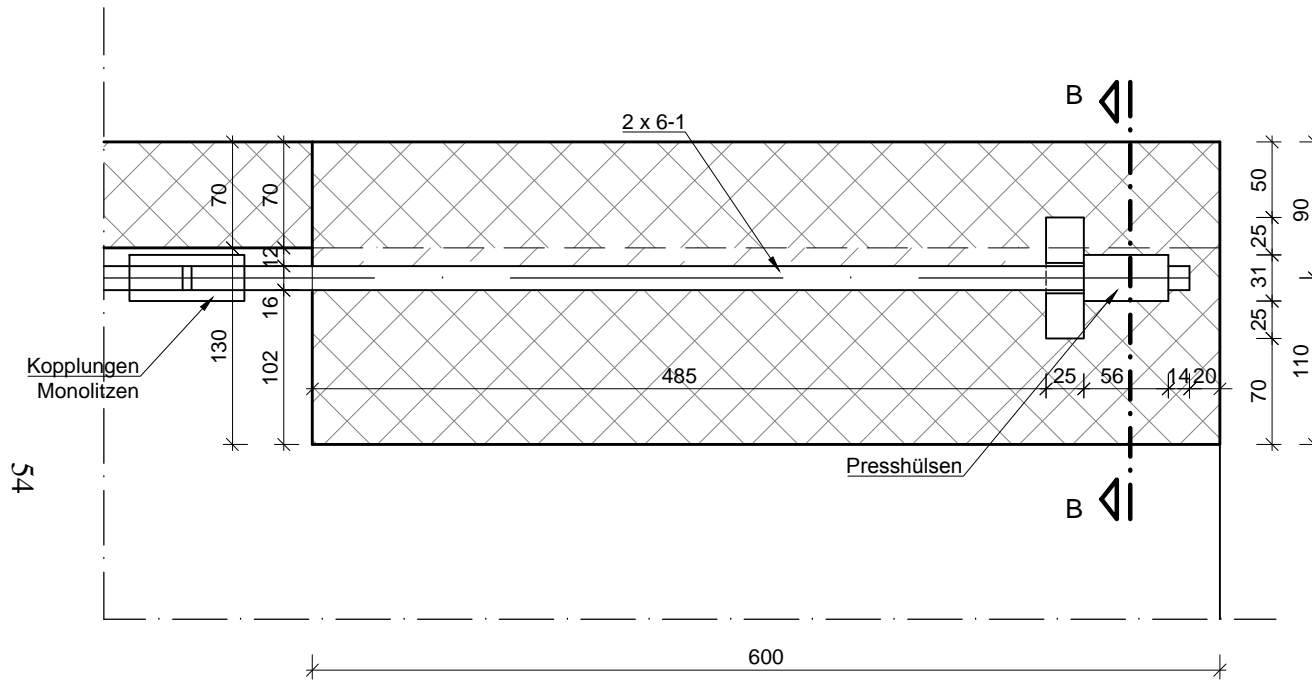
In der Zwischenzeit werden die Brückenträger, auf der bereits errichteten Arbeitsfläche, aus den Doppelwandelementen zusammengesetzt und die sieben Zentimeter dicke Bodenplatte wird betoniert. Um die Brückenträger in eine vertikale Position zu bringen, sind die im Folgenden beschriebenen Anhebeblöcke erforderlich. Es handelt sich hierbei um Betonblöcke mit einem Rechteckquerschnitt von 200×200 mm und einer Länge von 600 mm. In jedem Teilabschnitt des Brückenträgers befinden sich acht solche Blöcke, vier am unteren und vier am oberen Ende des Fertigteilabschnittes. In den unteren Blöcken am Ende des Brückenträgers sind je zwei Monolitzen verankert. Mittels Kopplungen, welche sich nach dem Betonblock befinden, werden die Monolitzen verlängert und können somit zum Anheben der Brückenträger benutzt werden. Eine Zeichnung solcher Anhebeblöcke, wie sie sich im unteren Bereich eines Fertigteilabschnitts befinden, ist auf der Seite 55 zu finden. Auf Seite 54 werden jene Anhebeblöcke dargestellt, die sich in den oberen Ecken des Querschnitts befinden. In den Schnitten A-A der beiden Zeichnungen ist der Betonblock in Längsrichtung, sowie die Verankerung der Monolitzen zu sehen. Nach dem Betonblock werden die Monolitzen gekoppelt und durch den gesamten Brückenabschnitt durchgeführt. Am anderen Ende des Brückenabschnitts, also bei den Anhebepunkten am oberen Ende, befinden sich ebenfalls Betonblöcke. Dort werden die Monolitzen durch Hüllrohre lose durchgeführt. Somit ist eine seitliche Führung der Brückenträger beim Anhebevorgang vorhanden.

Die Kraft, welche durch das Anheben der Brückenteile in den Monolitzen entsteht, wird von den Litzen über die Presshülsen auf die Stahlplatte (B1 100/80/25), und weiter in den Betonblock übertragen. Der Betonblock überträgt die Kraft durch Druckspannungen weiter auf die innere Doppelwand der Stege des Brückenträgers.

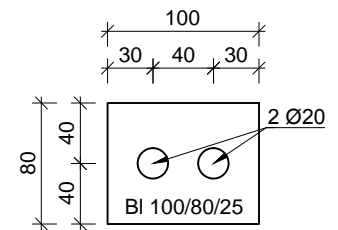
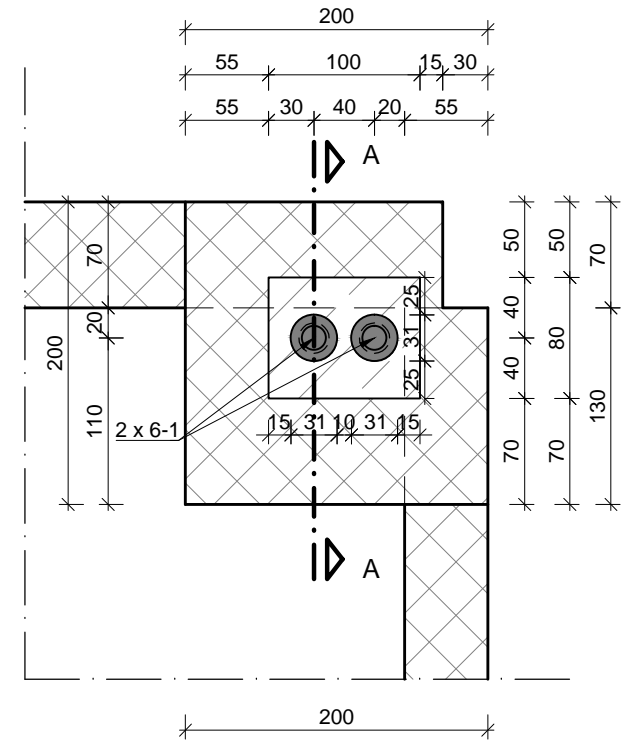
Nach der vertikalen Montage des ersten Brückenteils wird der nächste Abschnitt auf den bereits montierten Teil aufgesetzt. Ein Schnitt durch eine Fuge, welche durch dieses übereinander Stapeln der Fertigteile entsteht, ist in der Konstruktionszeichnung auf Seite 56 zu sehen. Der obere Block des unteren Brückenteils überträgt die Kraft auf die innere Doppelwand der Stege sowie auf die Boden- und Fahrbahnplatte und somit in den Brückenträger. Zwischen den Brückenteilen befinden sich Montagelager aus Elastomermaterial, welche die auftretenden Kräfte übertragen können (siehe Seite 56). Nach dem Versetzvorgang eines Fertigteilabschnittes wird die entstandene Fuge vergossen.

Die Montage der Plattform bei Knoten A in einer Höhe von zirka 70 m, also etwa in der Höhe wo der Querschnitt des Brückenpfeilers springt, kann nun erfolgen. Des Weiteren werden die Spannglieder A1 und A2 in die Brückenträger eingebaut und angespannt. Auch die Spannglieder des Typs DS, welche sich in den Druckstreben befinden, können eingebaut und angespannt werden.

Schnitt A-A

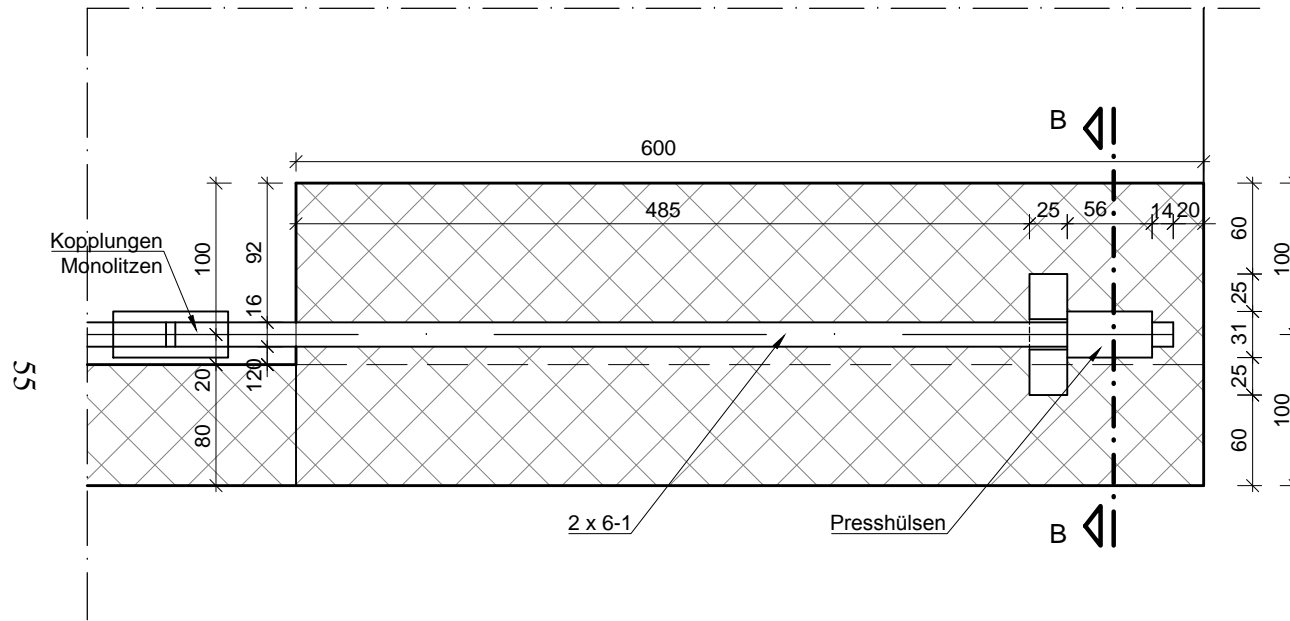


Schnitt B-B

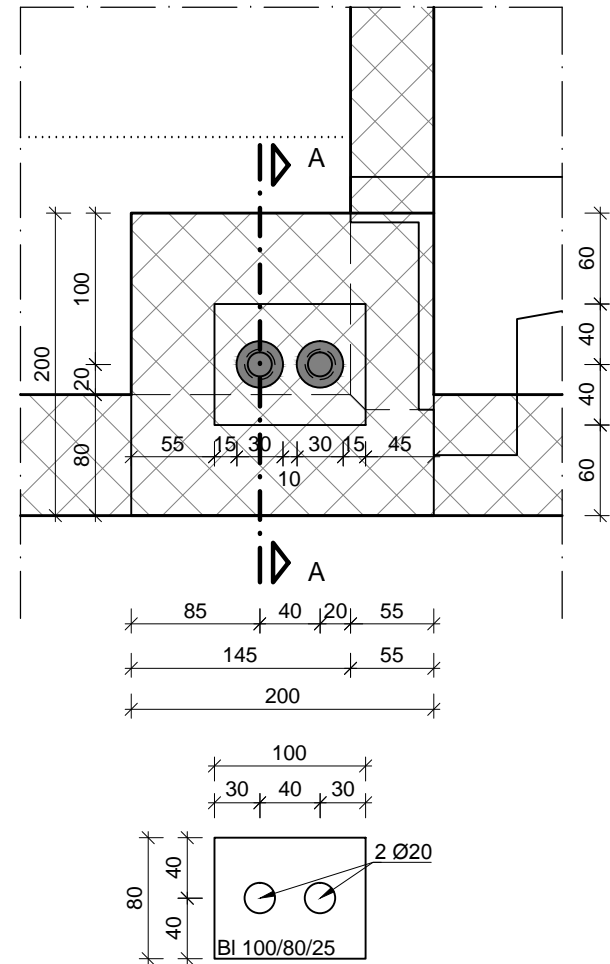


Detail Anhebblock oberes Rahmeneck
Schnitt A-A, Schnitt B-B [mm] 1:5

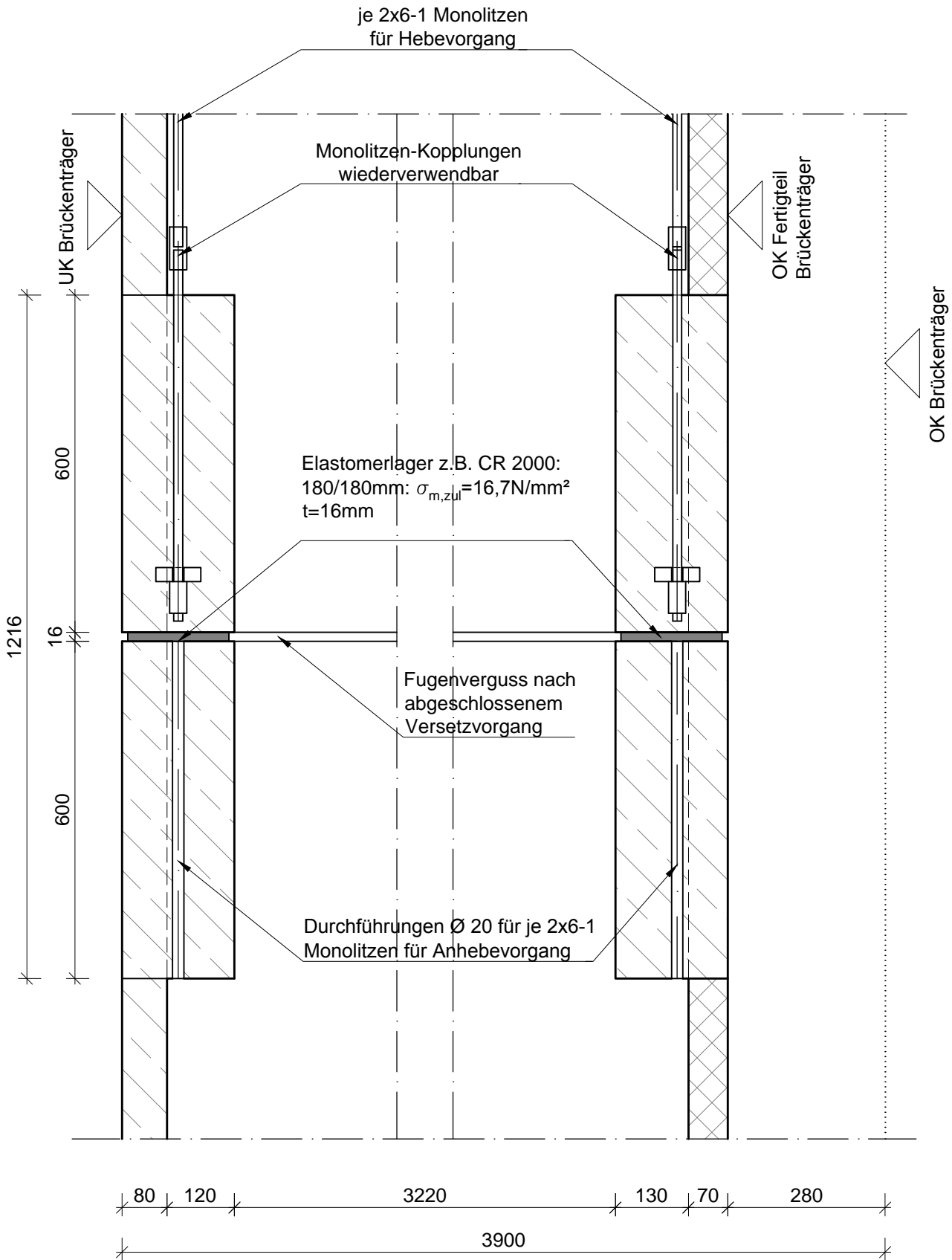
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Detail Anhebeblock unteres Rahmeneck
Schnitt A-A, Schnitt B-B [mm] 1:5



Detail Montagelager	[mm]
Schnitt durch Anhebeblöcke	1:10

3. Bauphase 3 (Skizze siehe Seite 66)

Im Bereich der in Bauphase 2 errichteten Plattform, in 70 m Höhe, werden zwei, für den weiteren Bauablauf erforderliche Hilfspfeiler montiert. Diese beiden Hilfspfeiler befinden sich jeweils rechts und links des Brückenpfeilers. Auf den Hilfspfeilern, in einer Höhe von etwa 117 m befindet sich eine weitere Plattform, welche für spätere Montagearbeiten und zur Anbringung von vier Litzenhebern erforderlich ist.

Die Hilfspfeiler selbst bestehen, wie schon bei dem Großversuch in Gars am Kamp (siehe Kapitel 2), aus Turmstücken für Turmdrehkräne (siehe Fotos in Abbildung 3.27). Dies hat den Vorteil, dass man diese Turmstücke für die Dauer der Bauarbeiten, beispielsweise von der Firma Liebherr, mieten kann.



Abbildung 3.27: Prototyp Brückenklappverfahren [Gmainer, 2011] (a) Frontalansicht; (b) Hilfspfeiler bestehend aus zwei Kranentürmen.

Für die Dimensionierung der Hilfspfeiler für den gegenständlichen Entwurf, erfolgt keine ausführliche Detailberechnung, sondern lediglich eine statische Vorabschätzung. Die Eckprofile von Kranentürmen bestehen meist aus quadratischen Hohlprofilen. In Ermangelung von detaillierten Abmessungen und Dimensionen der Turmstücke, werden im Folgenden hierzu einige Annahmen getroffen. Für die Ausführung dieser Arbeit, standen die Daten der Turmstücke des Typs 185 HC der Firma Liebherr zur Verfügung. Die Eckprofile setzen sich hierbei jeweils aus zwei gleichschenkeligen L-Profilen der Dimension L 120/13 zu quadratischen Hohlprofilen zusammen. Diese haben einen Achsabstand von 1.980 mm. Somit ergeben sich die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment eines Hilfspfeilers zu:

$$A = 2 \cdot 4 \cdot 29,7 = 237,6 \text{ cm}^2$$

unter Vernachlässigung der Eigenträgheitsmomente:

$$I_y = I_z = 4 \cdot 29,7 \cdot \left(\frac{198}{2}\right)^2 = 1,1644 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \quad (3.10)$$

Die Außenabmessungen dieser Turmsegmente werden von Liebherr, inklusive den

Verbindungsstrukturen an den Stoßstellen, mit 2,30 m angegeben. Bei den nächst größeren verfügbaren Turmstücken beträgt dieser Wert 2,45 m. Der Brückenpfeiler des gegenständlichen Entwurfs ist im oberen Bereich 2,50 m breit. Somit würden diese Turmstücke seitlich nicht überstehen, was für die Unterkonstruktion bei Knoten A zum Aufstellen der Hilfspfeiler (siehe Zeichnung auf Seite 60), Vorteile mit sich bringt. Die Firma Liebherr bezeichnet solche Turmstücke mit den genannten Außenabmessungen beispielsweise mit 355 HC.

Es wird angenommen, dass sich die Eckprofile, der zum Einsatz kommenden Hilfspfeiler, aus L-Profilen der Dimension L 160/15 zusammensetzen. Der Achsabstand wird hierbei mit 2,09 m abgeschätzt. Somit ergeben sich die Querschnittswerte zu:

$$A = 2 \cdot 4 \cdot 46,1 = 368,8 \text{ cm}^2$$

unter Vernachlässigung der Eigenträgheitsmomente: (3.11)

$$I_y = I_z = 4 \cdot 46,1 \cdot \left(\frac{209}{2}\right)^2 = 2,0137 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Die Hilfspfeiler haben während dem Klappvorgang, neben der Aufgabe die Brückenträger seitlich zu führen, auch die Aufgabe vertikale Lasten aus den Litzenhebern auf der oberen Plattform kommend, abzutragen. Des Weiteren werden an den Hilfspfeilern in späteren Bauphasen temporäre Abspannungen zur Entlastung der Brückenträger angebracht. Durch die Höhe der Hilfspfeiler, welche 25 m gemessen von der Brückenpfeileroberkante beträgt, stellt sich ein beträchtlicher Hebelarm zur Aufnahme von Biegemomenten ein. Eine detaillierte Erklärung des Bauablaufes, erfolgt in den Erläuterungen der folgenden Bauphasen. An dieser Stelle sei nur angemerkt, dass sich die maßgebende vertikale Belastung auf die Hilfspfeiler in Bauphase 6B einstellt. Hierbei haben die Hilfspfeiler je Brückenseite 2.759 kN aufzunehmen (siehe statische Berechnung Bauphase 6B im Anhang unter Punkt 6 ab Seite 262 im Anhang). Zusätzlich wirken Lasten infolge des Eigengewichts der gesamten Hilfspfeilerkonstruktion auf die Hilfspfeiler ein. Darüber hinaus haben sie Einwirkungen aus der seitlichen Führung der Brückenträger, sowie Windbeanspruchungen aufzunehmen. Für die nun folgende statische Abschätzung werden allerdings nur das Eigengewicht und die vertikalen Lasten, welche sich aus Bauphase 6B ergeben, wie folgt angesetzt:

Bauphase 6B je Brückenhälfte:

$$N_{Q,k} = 2.759 \text{ kN}$$

Abschätzung Eigengewicht Hilfspfeiler (l=38,5 m):

$$800 \text{ kg/m} = 8,0 \text{ kN/m} \text{ ergeben: } N_{G,k} = 38,5 \cdot 8,0 = 308 \text{ kN}$$

$$\text{Eigengewicht Litzenheber (4 SLU220): } N_{G,k} = 4 \cdot 1.790 \text{ kg} = 72 \text{ kN}$$

Das Eigengewicht der Unterkonstruktion, Litzen, Verankerungskonstruktionen, etc. wird wie folgt angenommen:

$$15,0 \text{ t} = 150 \text{ kN}$$

Somit ergibt sich die Einwirkung auf einen Hilfspfeiler zu:

$$N_k = 2.759 + 308 + 72 + 150/2 = 3.214 \text{ kN}$$

Somit ergibt sich die Normalspannung in den Eckstielen zu:

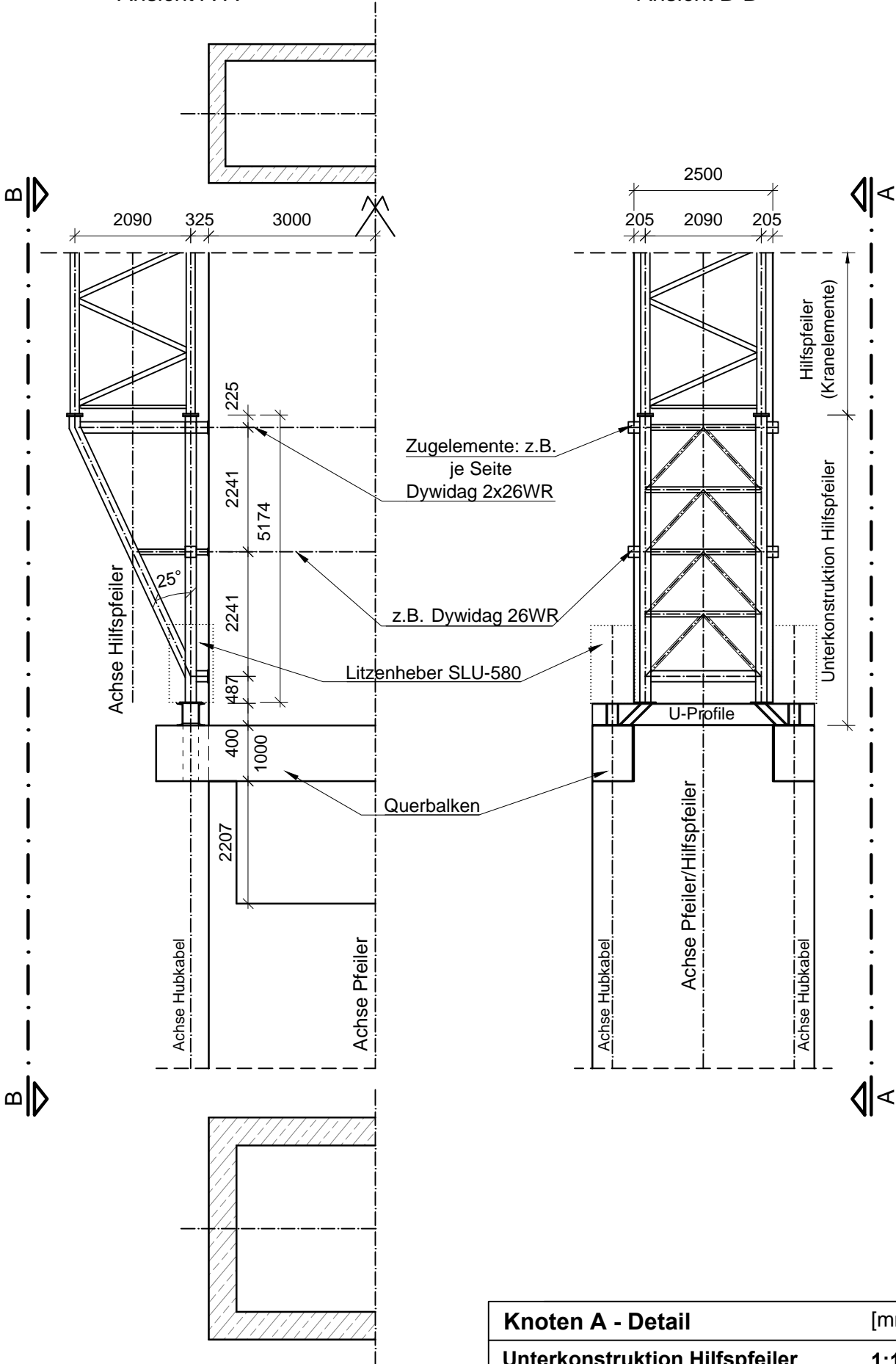
$$\sigma_{k,vorh} = \frac{3.214}{368,8} = 8,71 \text{ kN/cm}^2 = 87,1 \text{ N/mm}^2$$

Bei der vorhandenen Spannung von $\sigma_{k,vorh} = 87,1 \text{ N/mm}^2$ in den Eckstielen der Hilfspfeiler handelt es sich um keinen für eine Bemessung maßgebenden Wert. Es wurden hierbei weder Teilsicherheitsfaktoren, noch Stabilitätseinflüsse berücksichtigt. Da die vorhandene Spannung jedoch sehr deutlich unter der zulässigen Spannung ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ bei S355) liegt, kann davon ausgegangen werden, dass für die Hilfspfeiler die erforderlichen Nachweise, bei einer detaillierten statischen Bemessung, erbracht werden können.

Aufgestellt werden die Hilfspfeiler auf Unterkonstruktionen bei Knoten A, wie auf Seite 60 dargestellt. Des Weiteren werden die Kranelemente an mehreren Stellen entlang des Brückenpfeilers mit dem Bauwerk verbunden. Somit ergibt sich eine biegesteife Verbindung zwischen den Hilfspfeilern und dem Brückenpfeiler. Die Unterkonstruktionen haben hauptsächlich die Aufgabe, die vertikalen Lasten aufzunehmen und bei Knoten A in den Brückenpfeiler einzuleiten. Es handelt sich hierbei um Schweißkonstruktionen aus quadratischen Hohlprofilen (siehe Abbildung 3.28). Aufgestellt werden sie auf jeweils zwei U-Profilen, welche auf den beiden Querbalken bei Knoten A aufliegen (siehe Zeichnungen auf Seite 61 und ab Seite 98). Die sich einstellenden Horizontalkräfte werden durch Zugelemente (zum Beispiel Gewindestangen) beziehungsweise durch die Wände des Brückenpfeilers kurzgeschlossen. Wie bereits weiter oben erläutert, wirkt in Bauphase 6B die maßgebende Belastung auf die Hilfspfeiler und somit auch auf die Unterkonstruktionen ein. Die statischen Nachweise der Unterkonstruktionen finden sich bei den Berechnungen zur Bauphase 6B im Anhang auf Seite 266. Hierbei wurde die ermittelte vertikale Belastung von $N_k = 3.214 \text{ kN}$ auf die vier Eckpunkte der Unterkonstruktion aufgeteilt, und mit einem Teilsicherheitsfaktor $\gamma = 1,50$ beaufschlagt.

Ansicht A-A

Ansicht B-B



Knoten A - Detail	[mm]
Unterkonstruktion Hilfspfeiler	1:100

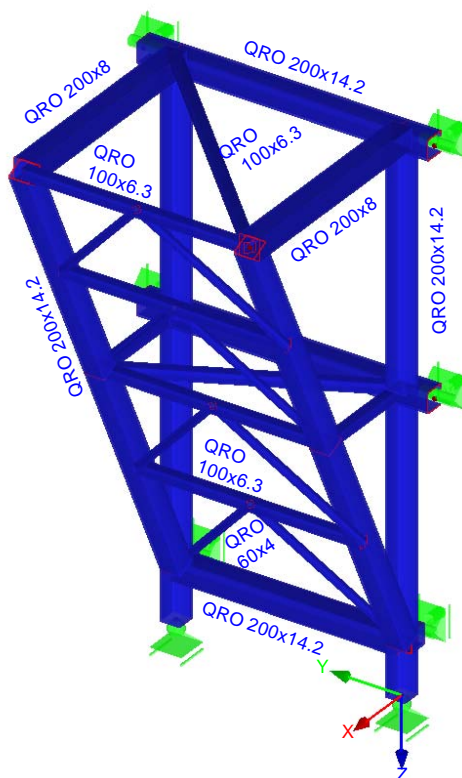


Abbildung 3.28: Axonometrische Ansicht der Unterkonstruktion der Hilfspfeiler.

4. **Bauphase 4** (Skizze siehe Seite 67)

Auf der Plattform in 70 m Höhe werden vier Litzenheber (zum Beispiel SLU-580 der Firma VSL) montiert, welche den Hubvorgang erst möglich machen. Die Litzen dieser Litzenheber werden an den Betonbalken des Hubrahmens verankert. Es erfolgt eine vertikale Bewegung nach oben, der Konstruktion bestehend aus Druckstreben und Brückenträgern. Um den Klappvorgang in dem, auf einer Seite engen Tal, möglich zu machen, sind die oben beschriebenen Hilfspfeiler erforderlich. Erst das Hochziehen der Konstruktion bis zur oberen Plattform der Hilfspfeiler, ermöglicht in weiterer Folge das Ausklappen ohne die Talflanken dabei zu berühren. Um in dieser Bauphase während dem Hochziehen der Konstruktion keine instabilen Zustände zu erhalten, ist eine horizontale Verbindung der Brückenträger im Knoten C erforderlich.

5. **Bauphase 5** (Skizze siehe Seite 67)

Nach dem Hochheben, kann der Führungsbalken zwischen den Hilfspfeilern montiert, und die Brückenträger zueinander geneigt werden. Das Neigen der Brückenträger ermöglicht den Einbau der Spannglieder B1 und B2. Außerdem werden auf der Plattform in 117 m Höhe vier Litzenheber (zum Beispiel SLU-220 der Firma VSL) montiert. In der Zeichnung zu Bauphase 5 (Seite 67) ist zu sehen, dass die Litzen dieser Litzenheber nicht exakt vertikal verlaufen, sondern etwas geneigt sind.

Laut Auskunft der Firma VSL ist eine Neigung der Litzen bis zu einem Winkel von $\pm 7^\circ$ zur Vertikalen ohne zusätzliche Maßnahmen möglich. Die Litzenheber können fix montiert werden. Dieser Grenzwert von 7° Neigung wurde beim gegenständlichen Entwurf nicht überschritten. Falls diese Neigung in einem anderen Entwurf nicht eingehalten werden kann, ist beispielsweise der Einbau von Wippen unter den Litzenhebern erforderlich, um eine unbehinderte Verdrehung zu ermöglichen. Für derartige Problemstellungen gibt es laut VSL bereits, in der Praxis vielfach erprobte, Lösungen.

6. **Bauphase 6A-D** (Skizzen siehe Seite 68 und 69)

Der Klappvorgang ist in den Phase 6A-D zu sehen. Das, durch die Litzenheber kontrollierte Anheben von Knoten A, sowie der anschließende Absenkvorgang von Knoten C, macht diesen Vorgang möglich.

7. **Bauphase 7** (Skizze siehe Seite 70)

Nach dem Klappvorgang erfolgt ein lage- und höhenmäßiges Einmessen der Brücke. Korrekturen können durch Anspannen beziehungsweise Nachlassen der Spannglieder B1 und B2, beziehungsweise durch Anheben oder Absenken der Knoten A und C, erfolgen.

8. **Bauphase 8** (Skizze siehe Seite 70)

Im nächsten Schritt können die Spannglieder A1 und A2 über dem Pfeiler im Knoten C verbunden werden. Anschließend wird sowohl der Knoten A als auch der Knoten C mit Beton verfüllt. Dazu wird eine Schalung hergestellt und die, gemäß Statik erforderliche, Bewehrung eingebaut. Des Weiteren wird die Abspannung I von der Spitze des Hilfspfeilers bis zu den ausgeklappten Brückenden montiert und angespannt. Als Vorbereitung für die nächste Bauphase, wo die Einschubträger montiert werden, werden die Spannglieder B1 und B2 bis auf die maximal zulässige Kraft angespannt.

9. **Bauphase 9** (Skizze siehe Seite 71)

Es werden nun die Einschubträger, von den Widerlagern her, eingeschoben. Da die von nun an auftretenden Beanspruchungen von den mittlerweile ausbetonierten Knoten A und C aufgenommen werden können, ist es möglich in dieser Bauphase die Litzenheber von der 117 m hohen Plattform zu entfernen. Außerdem können die Litzenheber auf der 70 m hohen Plattform entlastet werden. Nach dem Entspannen dieser Litzen, kann der Hubrahmen rückgebaut werden. Anschließend können die Litzen und die Litzenheber entfernt werden.

10. **Bauphase 10** (Skizze siehe Seite 71)

In der Bauphase 10 werden die Spannglieder A2 auf beiden Seiten der Brücke gekoppelt, bis zum Endquerträger verlängert und angespannt.

11. Bauphase 11 (Skizze siehe Seite 72)

Um die Lasten, welche aus dem Ausbetonieren der Druckstreben entstehen, aufnehmen zu können, müssen die Abspannungen II und III in den Drittelpunkten der Druckstreben montiert werden. Die Abspannung II verläuft vom unteren Drittelpunkt der Druckstreben durch die Bodenplatte des Brückenträgers und wird im Knoten C verankert. Von dem oberen Drittelpunkt der Druckstreben läuft die Abspannung III bis zur Spitze der Hilfspfeiler, wo sie verankert wird. Es sind je Abspannung zwei Kabel 6-15 erforderlich. Diese werden in einer Aufweitung der Stege der Druckstreben verankert. Ein Detail zur Verankerung dieser Abspannungen ist auf Seite 65 zu sehen.

Während der Montage der Abspannungen kann bereits im Knoten B die Schalung hergestellt und die notwendige Bewehrung verlegt werden, um nach der Montage der Abspannungen mit dem Betonieren der Druckstreben beginnen zu können. Dabei ist zu beachten, dass laut Angaben der statischen Berechnungen die Abspannungen, dem Betonierfortschritt entsprechend, nachgespannt werden müssen.

12. Bauphase 12 (Skizze siehe Seite 72)

Die Spannglieder Typ C befinden sich, wie auch im Kapitel 3.3 beschrieben, in den Stegen der Brückenträger. Um die Spannglieder anspannen zu können, ist es notwendig Umlenksättel auszubilden. Dazu werden Teile der Brückenstege (in der Abbildung auf Seite 72 schraffiert eingezeichnet) mit Beton verfüllt.

13. Bauphase 13 (Skizze siehe Seite 73)

Nach dem Erhärten des in Bauphase 12 betonierten Stegbetons, können die Spannglieder Typ C angespannt werden. Dadurch wird der Ausbau der im Einschubträger befindlichen Spannglieder Typ TO und Typ TU möglich.

14. Bauphase 14 (Skizze siehe Seite 73)

Wie in Kapitel 3.5.6 beschrieben, ist es aus Platzgründen notwendig, die Spannglieder B1 auszubauen. Um dies zu ermöglichen, ist es von Nöten zuerst zwei Spannglieder des Typs ES einzubauen und teilweise anzuspannen.

15. Bauphase 15 (Skizze siehe Seite 74)

Nun können die Spannglieder vom Typ B1 ausgebaut werden.

16. Bauphase 16 (Skizze siehe Seite 74)

In Bauphase 16 werden die verbliebenen Bereiche der Stege betoniert. Dies kann ohne zusätzliche Abspannungen erfolgen. Im Zuge des Betonierfortschritts werden die beiden installierten Spannglieder des Typs ES vollständig angespannt.

17. Bauphase 17 (Skizze siehe Seite 75)

Um den Querschnitt des Brückenträgers zu vervollständigen, ist noch die 250 mm beziehungsweise 500 mm dicke Bodenplatte zu betonieren.

18. Bauphase 18 (Skizze siehe Seite 75)

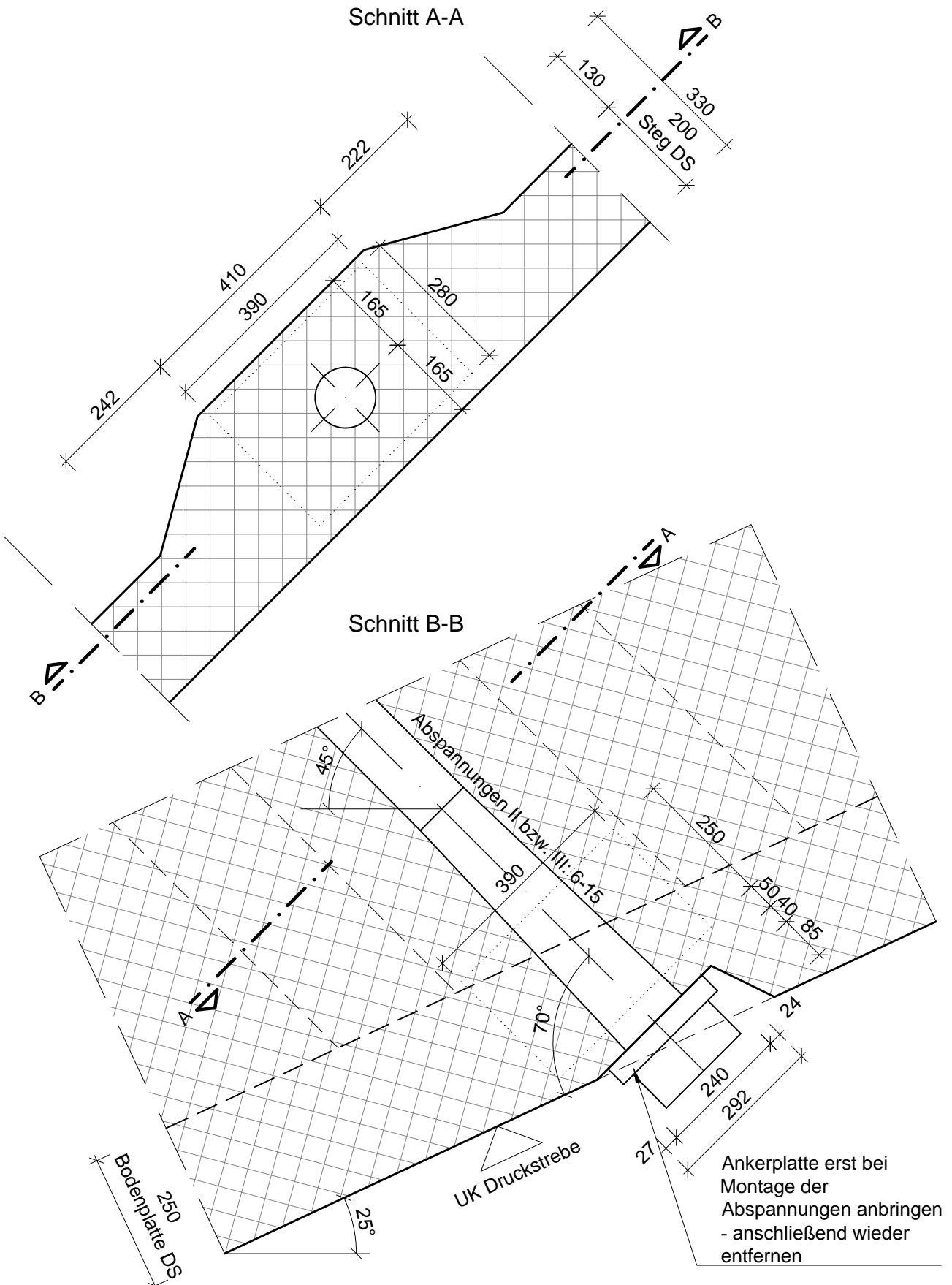
Nach dem Betonieren der Bodenplatte werden je zwei Spannglieder des Typs E und ES eingebaut und dem Betonierfortschritt der Fahrbahnplatte entsprechend angespannt. Im Zuge der Herstellung der Fahrbahnplatte werden die Fertigteil-druckstreben montiert. Die Fahrbahnplatte kann, wie schon erwähnt, aus Halbfertig-teilen bestehen, auf welche eine Ortbetonschicht aufbetoniert wird, oder sie kann beispielsweise mit einem Verbundschalwagen hergestellt werden.

19. Bauphase 19 (Skizze siehe Seite 76)

Nach der Montage der für den Endzustand notwendigen Spannglieder, nämlich zwei Typ ES, zwei Typ E sowie vier Typ LF, kann das permanente Schrägkabel montiert werden. Dieses verläuft von den Druckstreben durch die Bodenplatte des Brückenträgers über einen Umlenksattel bei Knoten C über den Pfeiler. Angespannt wird das Schrägkabel bei den Druckstreben. Die temporären Abspannungen (I, II und III) können anschließend demontiert werden. Die statischen Berechnungen zu dieser Bauphase berücksichtigen auch das Aufbringen der Ausbaulast, welches in Bauphase 20 beschrieben wird.

20. Bauphase 20

Der Brückenausbau unterscheidet sich nicht von dem einer anderen Brückenbau-methode. Dabei sind in einem ersten Schritt die Lager sowie die Fahrbahnüber-gangskonstruktionen einzubauen. Nach dem Aufbringen der Abdichtung auf die Fahrbahn wird der Randbalken betoniert. Nach Aushärten des Betons können mit einem Fertiger die Asphalt-schichten eingebaut werden. Vor dem Asphalteinbau müssen die Gullys versetzt werden, um danach die Brückenentwässerung fertig stellen zu können. Nach dem Montieren der Absturzsicherungen beziehungsweise der Fahrzeugrückhaltesysteme kann der Turmdrehkran demontiert und die Baustelle geräumt werden.



Verankerung Abspannungen	[mm]
II und III der Druckstreben	1:10

Construction Phase 1:
Foundation and abutments

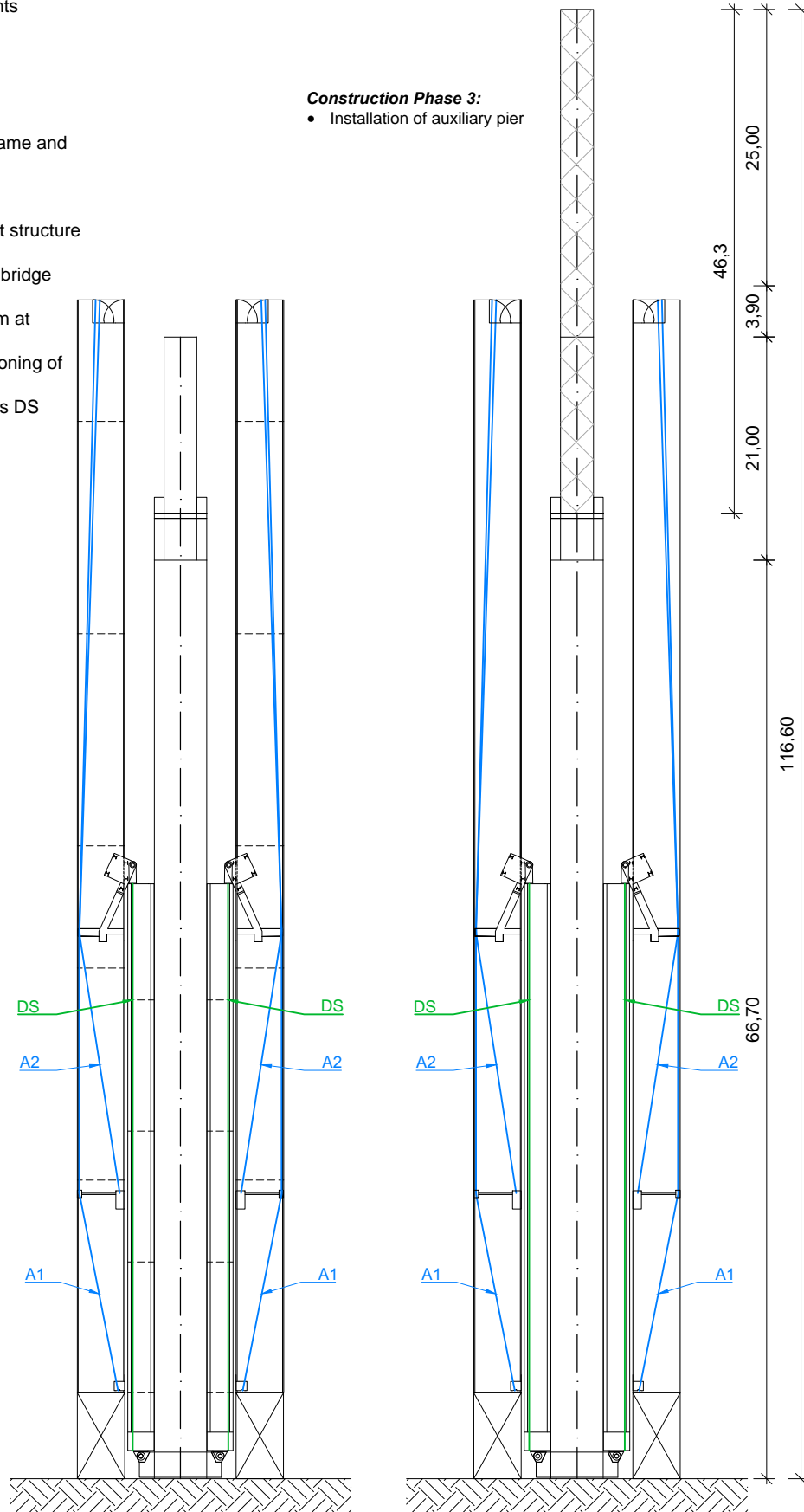
Construction Phase 2:

- Pier
- Assembly of lifting frame and hinges (node A)
- Vertical assembly of compression struts
- Installation of support structure for bridge girders
- Vertical assembly of bridge girder
- Installation of platform at h=70m
- Installation and tensioning of tendons A1 and A2
- Installation of tendons DS

A1: 4x6-7
A2: 4x6-19
DS: 4x 6-19

Construction Phase 3:

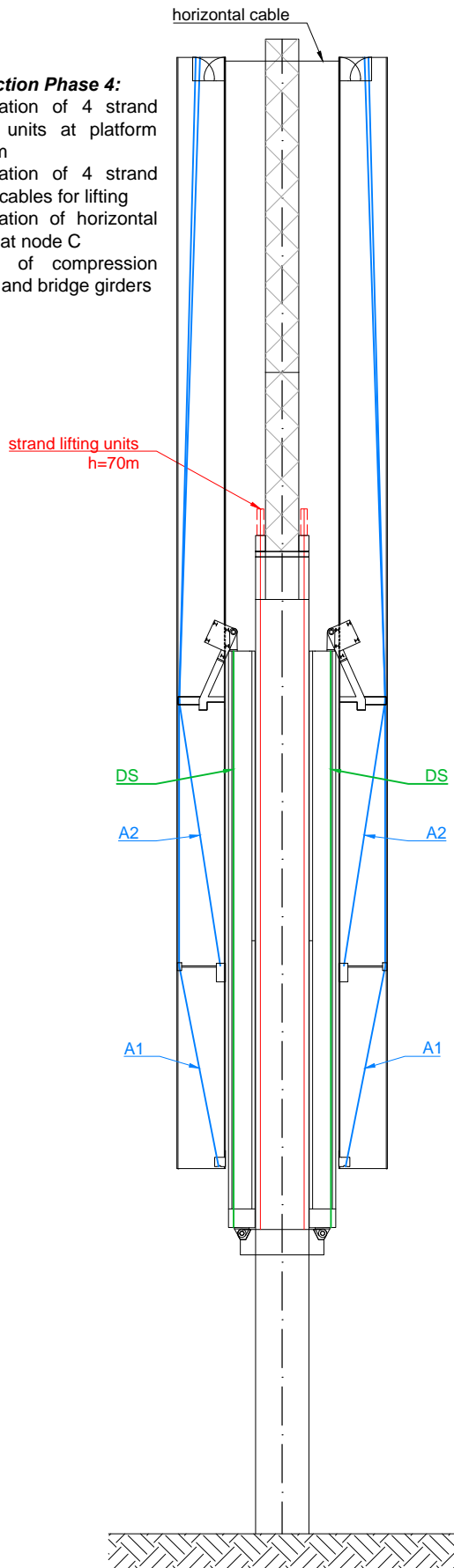
- Installation of auxiliary pier



Construction Phase 1-3
<i>Balanced lift method</i>

Construction Phase 4:

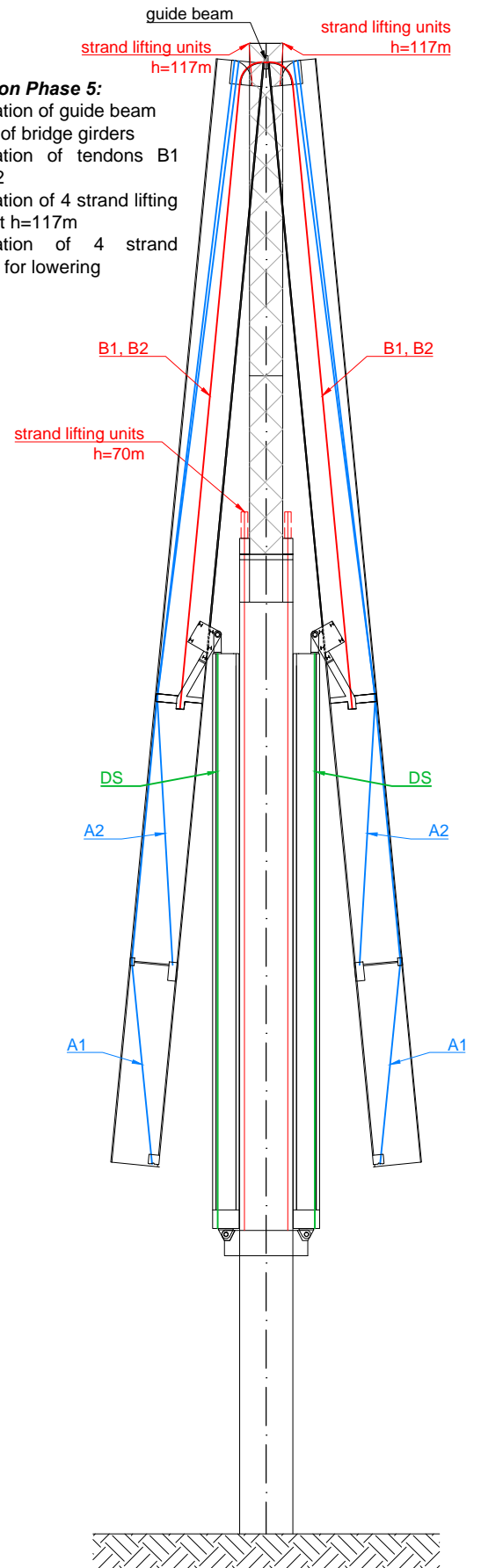
- Installation of 4 strand lifting units at platform h=70m
- Installation of 4 strand lifting cables for lifting
- Installation of horizontal cable at node C
- Lifting of compression struts and bridge girders



Construction Phase 5:

- Installation of guide beam
- Tilting of bridge girders
- Installation of tendons B1 and B2
- Installation of 4 strand lifting units at h=117m
- Installation of 4 strand cables for lowering

B1: 2x6-12
B2: 2x6-37

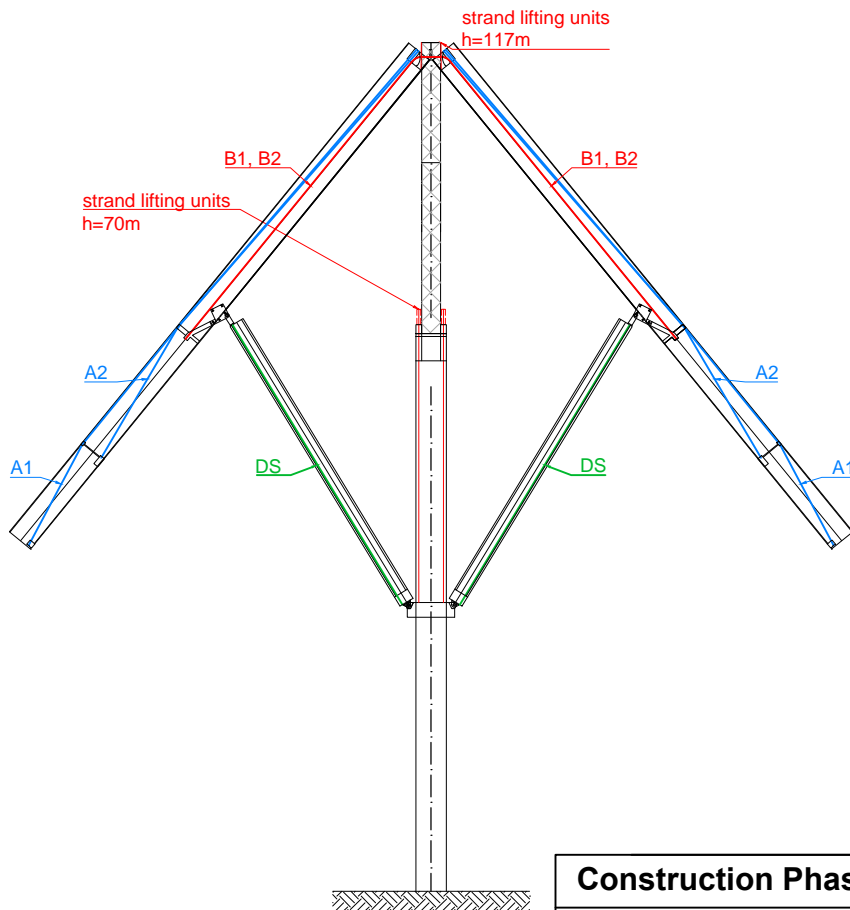
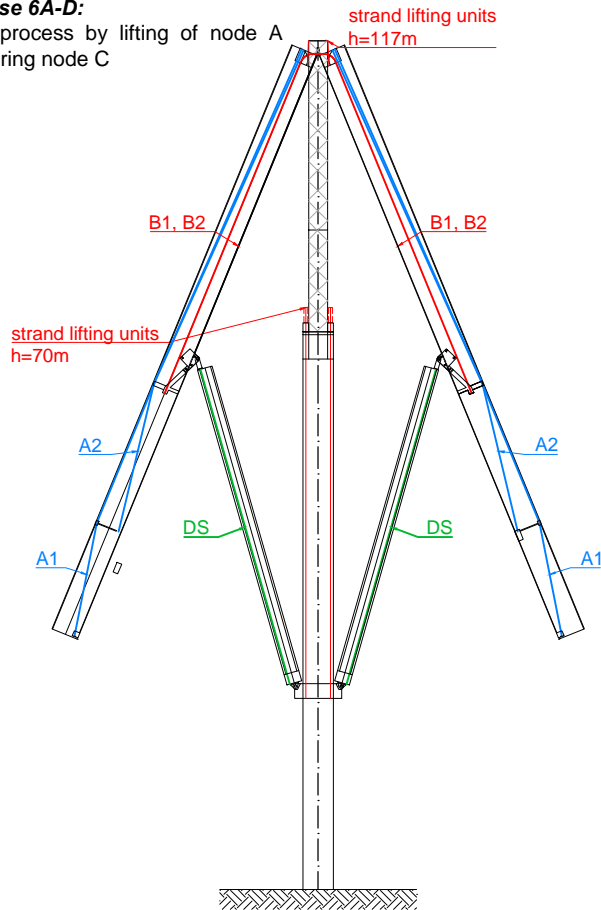


Construction Phase 4,5

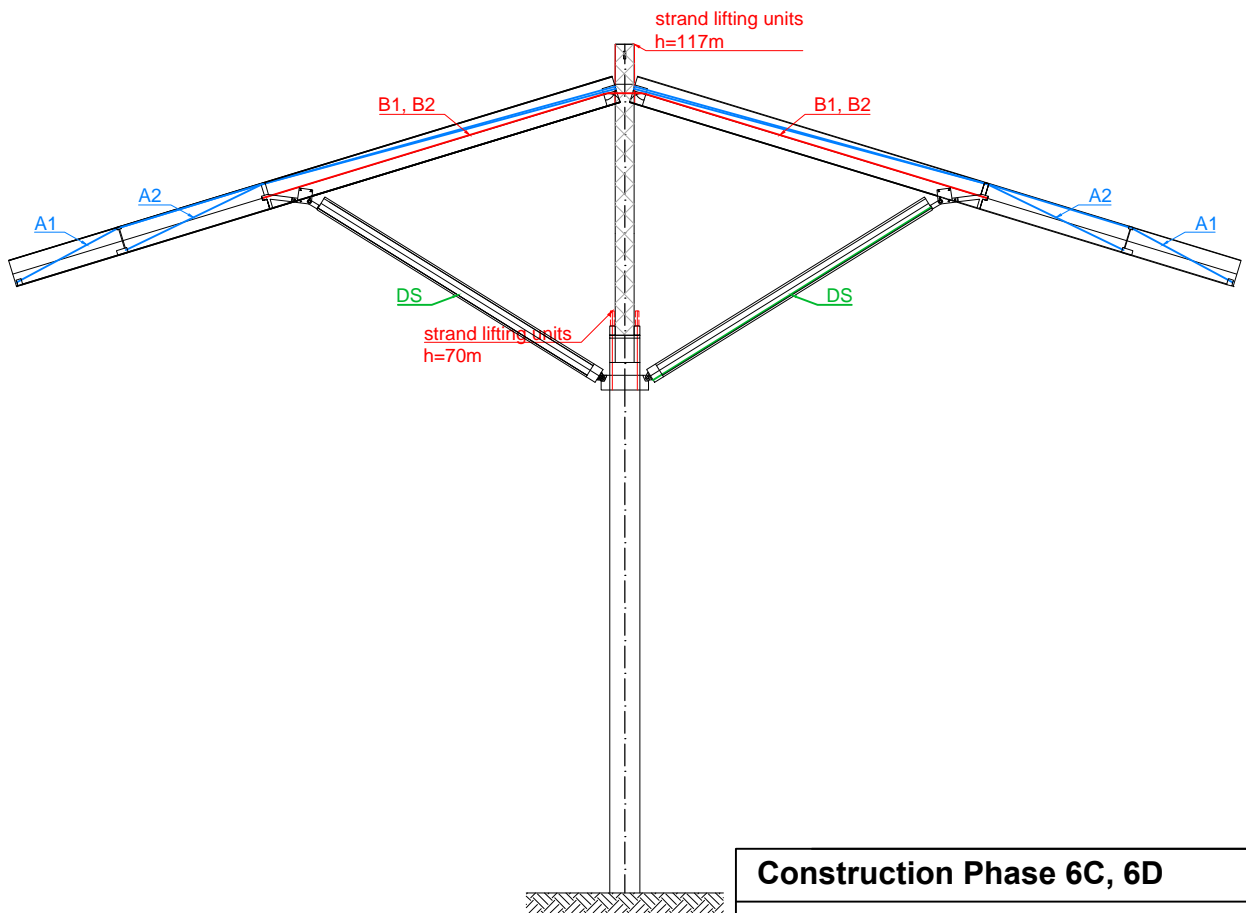
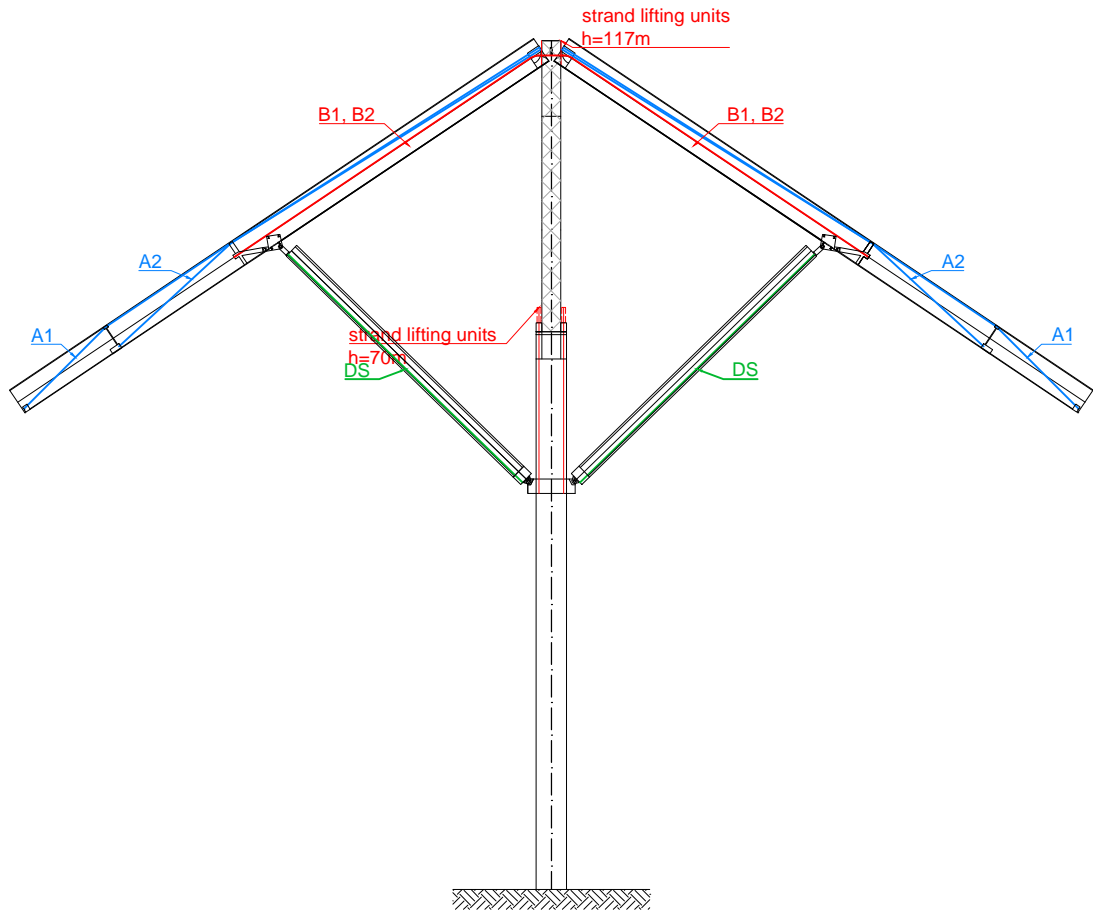
Balanced lift method

Construction Phase 6A-D:

- Balanced lift process by lifting of node A and then lowering node C

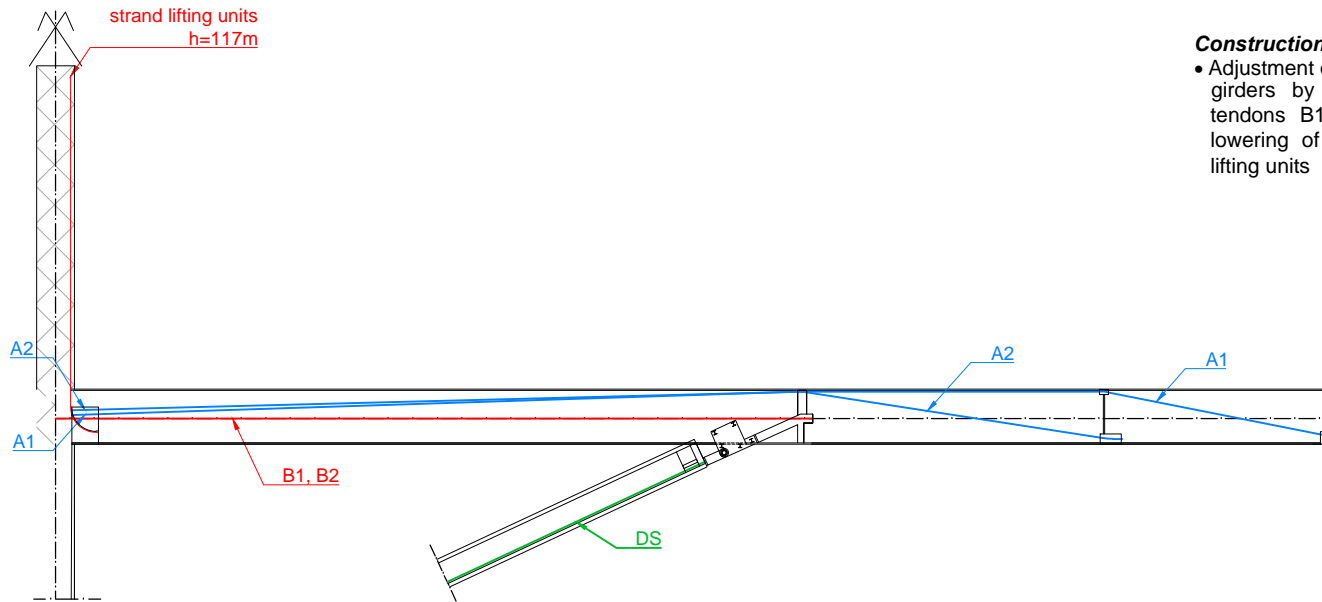


Construction Phase 6A, 6B
<i>Balanced lift method</i>



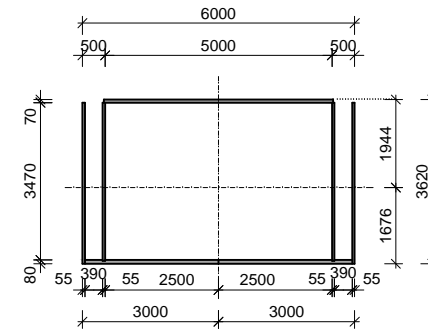
Construction Phase 6C, 6D

Balanced lift method

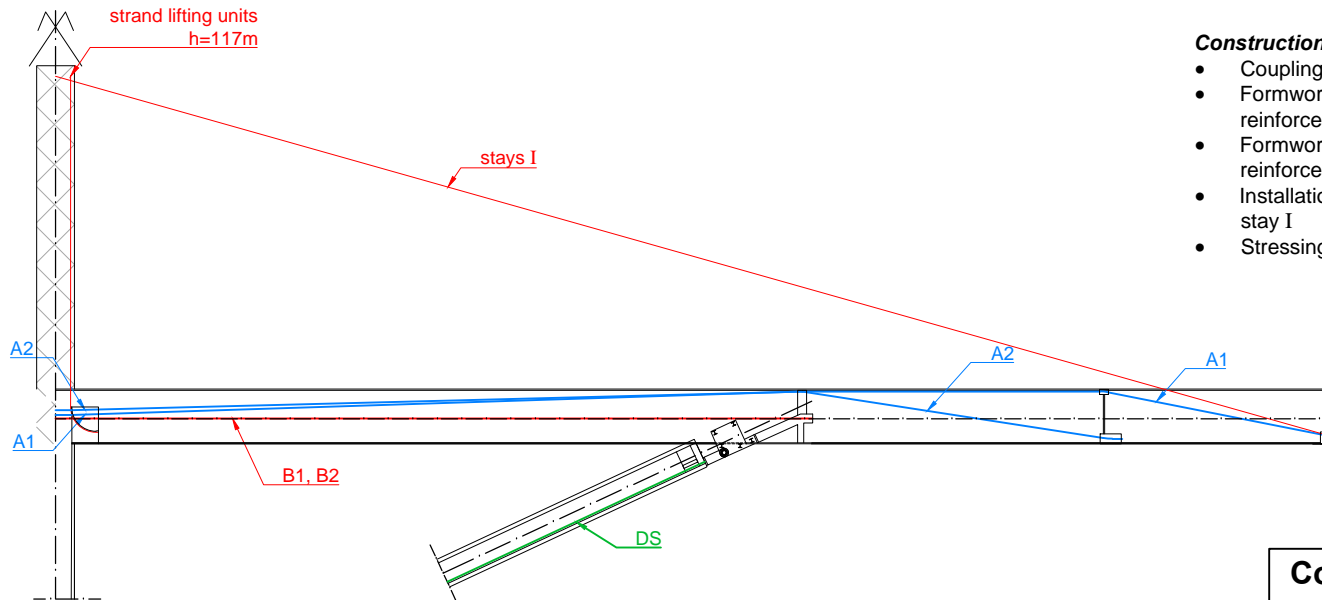


Construction Phase 7:

- Adjustment of the position of the bridge girders by tensioning or releasing of tendons B1 and B2 and by lifting or lowering of nodes A and C by strand lifting units



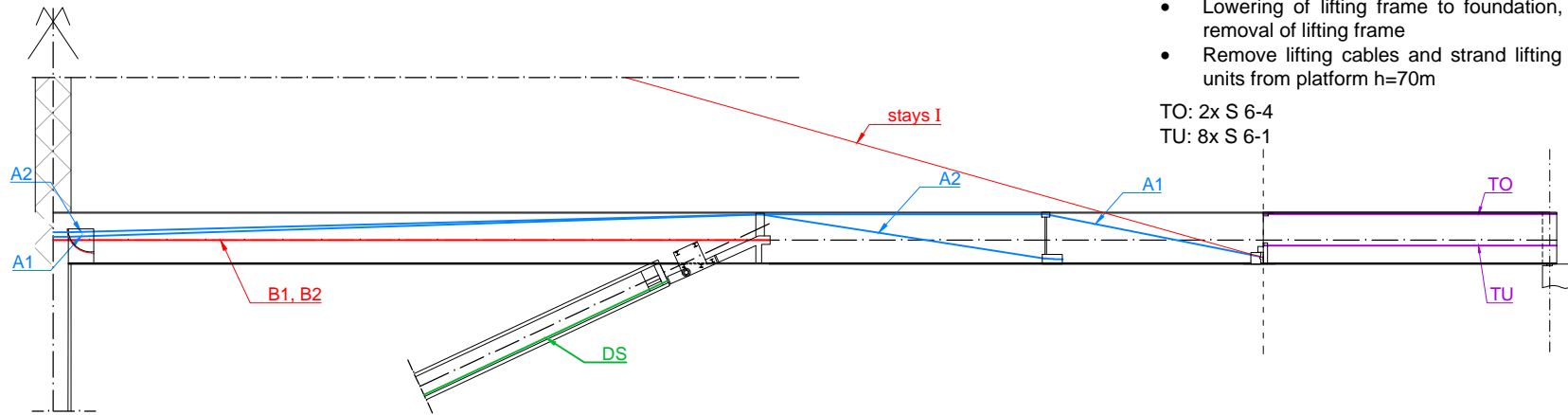
70



Construction Phase 8:

- Coupling of tendons A1 and A2 at node C
- Formwork node A, additional reinforcement node A, concreting node A
- Formwork node C, additional reinforcement node C, concreting node C
- Installation and stressing of temporary stay I
- Stressing tendons B1 and B2

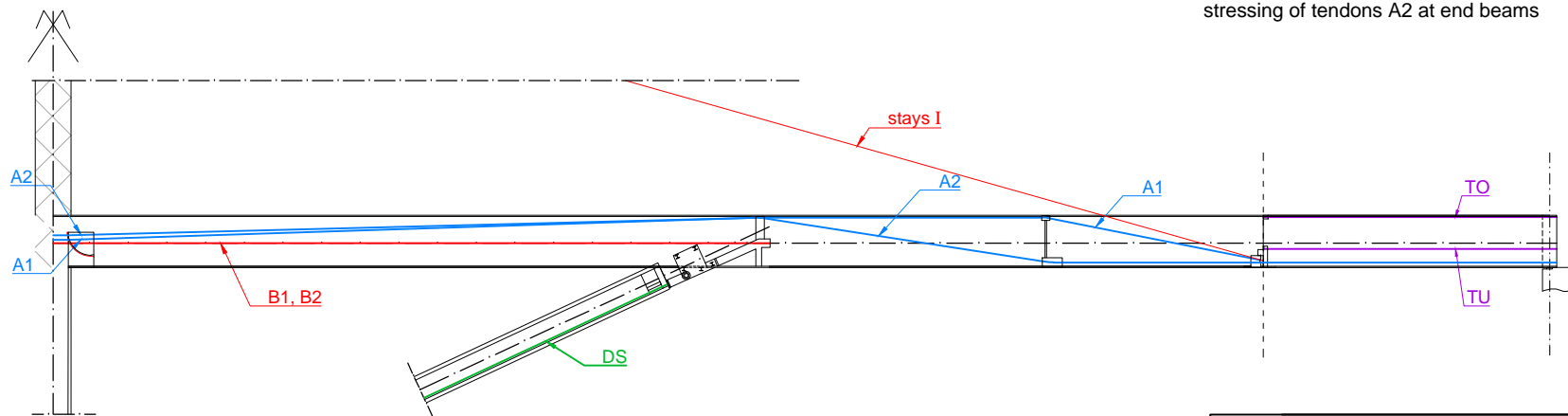
Construction Phase 7,8
<i>Balanced lift method</i>



Construction Phase 9:

- Symmetric launching of bridge girder elements next to abutments
- Remove strand cables and strand lifting units from platform h=117m
- Release lifting force at platform h=70m
- Lowering of lifting frame to foundation, removal of lifting frame
- Remove lifting cables and strand lifting units from platform h=70m

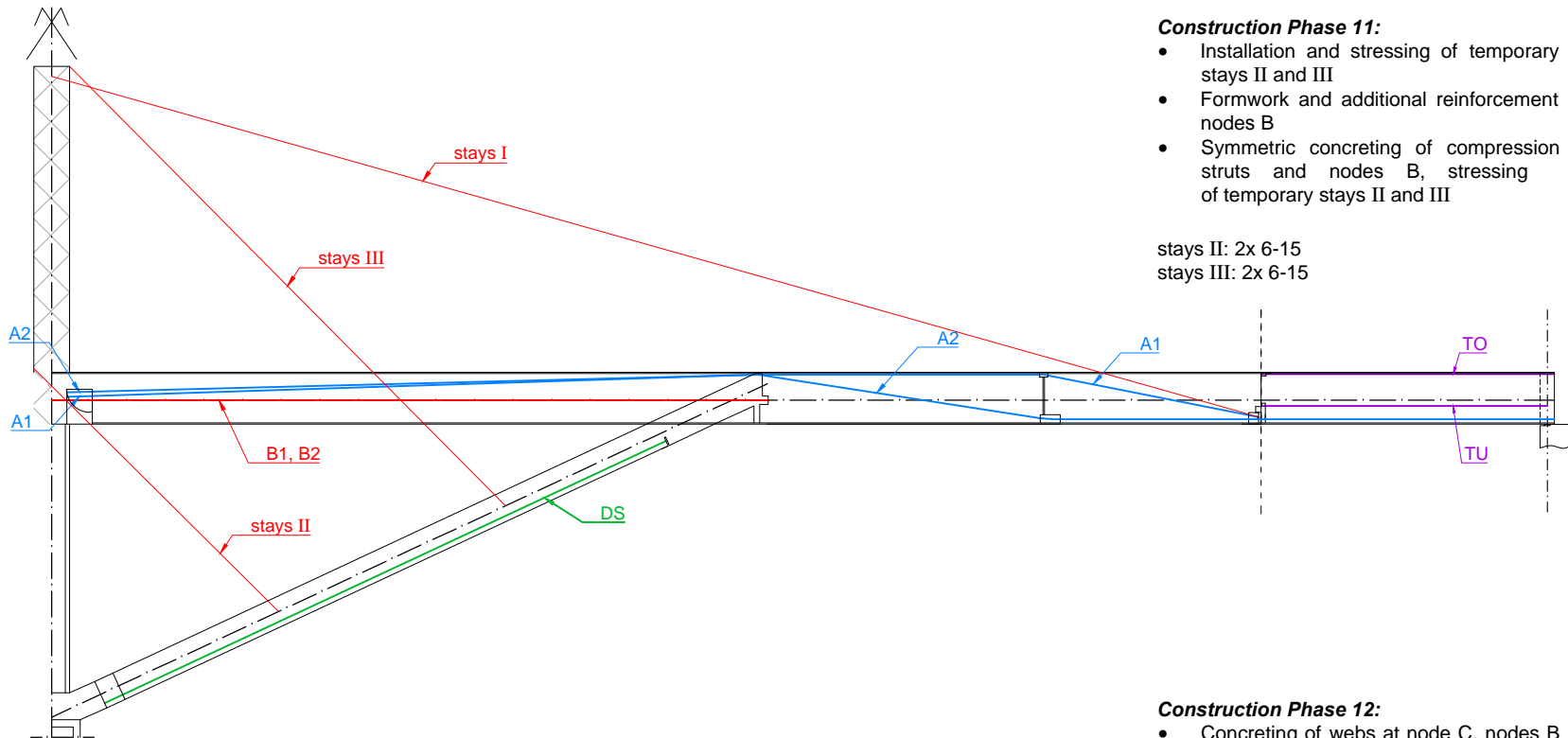
TO: 2x S 6-4
 TU: 8x S 6-1



Construction Phase 10:

- Coupling of tendons A2 and extending tendons A2 to transverse end beams, stressing of tendons A2 at end beams

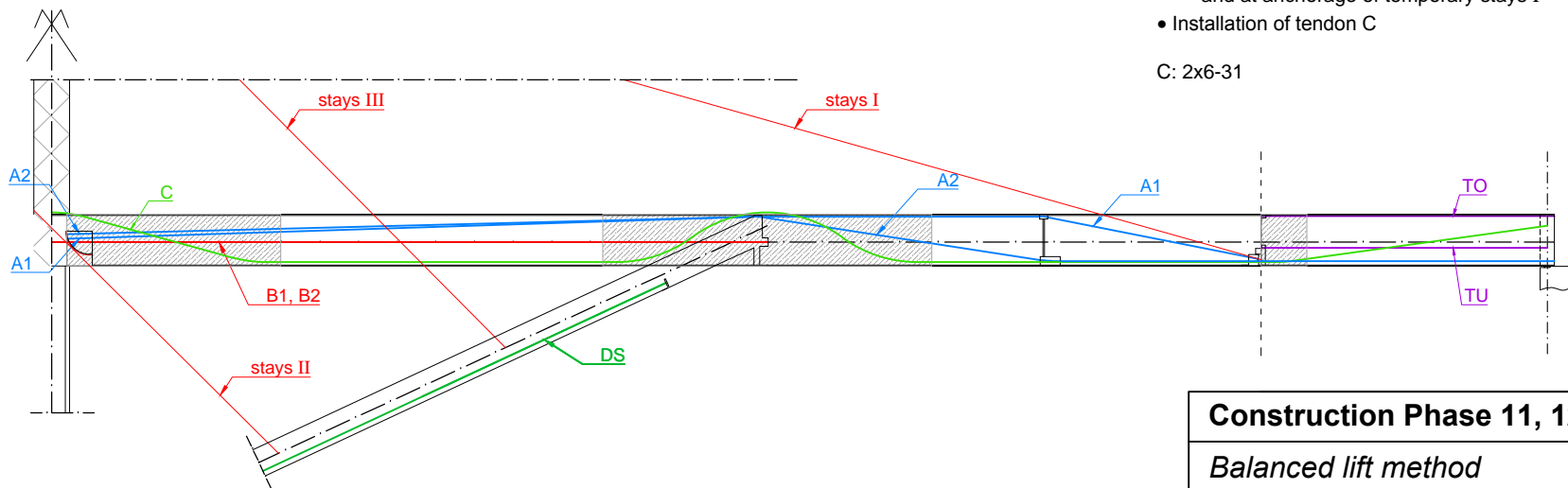
Construction Phase 9,10
<i>Balanced lift method</i>



Construction Phase 11:

- Installation and stressing of temporary stays II and III
- Formwork and additional reinforcement nodes B
- Symmetric concreting of compression struts and nodes B, stressing of temporary stays II and III

stays II: 2x 6-15
 stays III: 2x 6-15



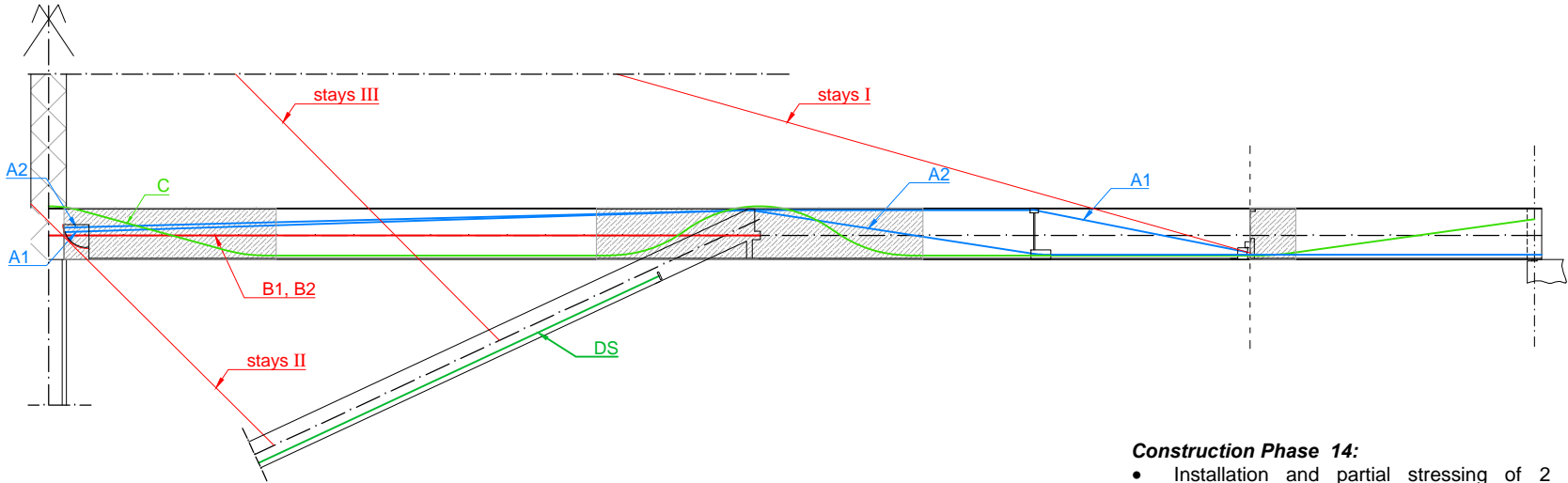
Construction Phase 12:

- Concreting of webs at node C, nodes B and at anchorage of temporary stays I
- Installation of tendon C

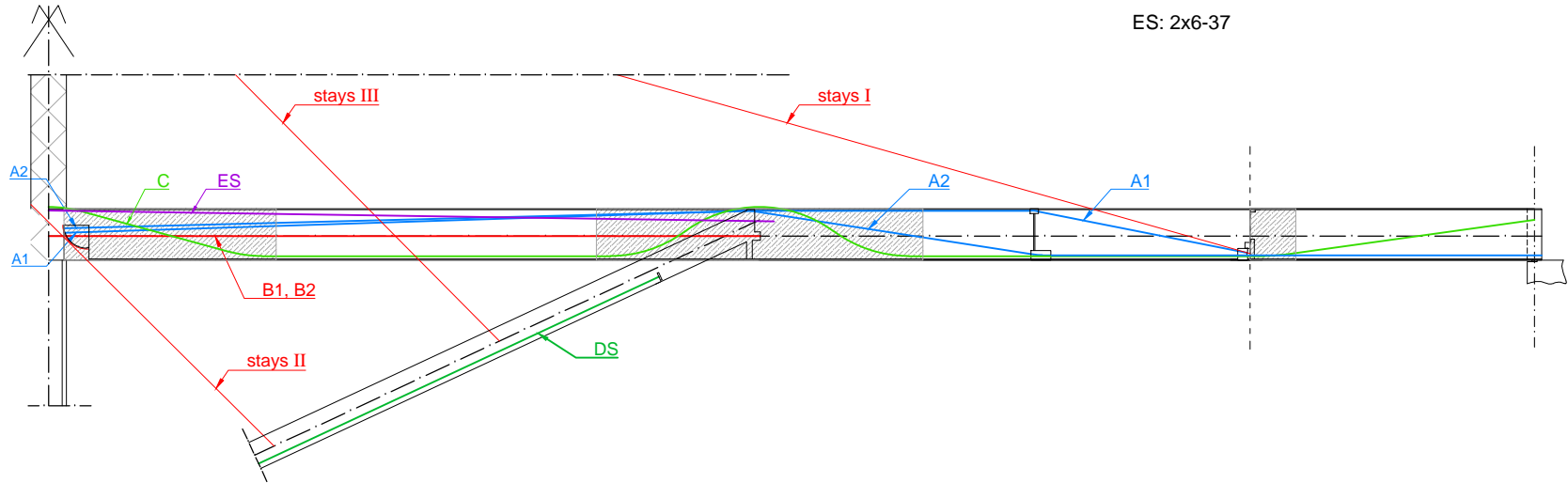
C: 2x6-31

Construction Phase 11, 12
<i>Balanced lift method</i>

- Construction Phase 13:**
- Stressing of tendon C
 - Removal of tendons TO and TU

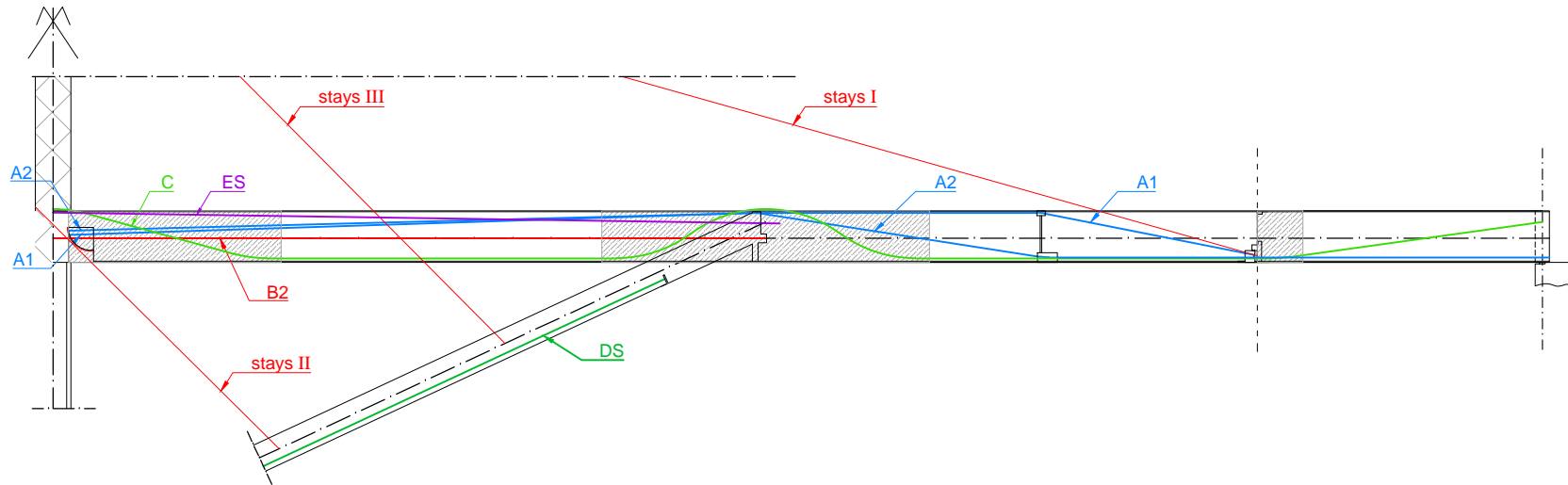


- Construction Phase 14:**
- Installation and partial stressing of 2 tendons ES
- ES: 2x6-37

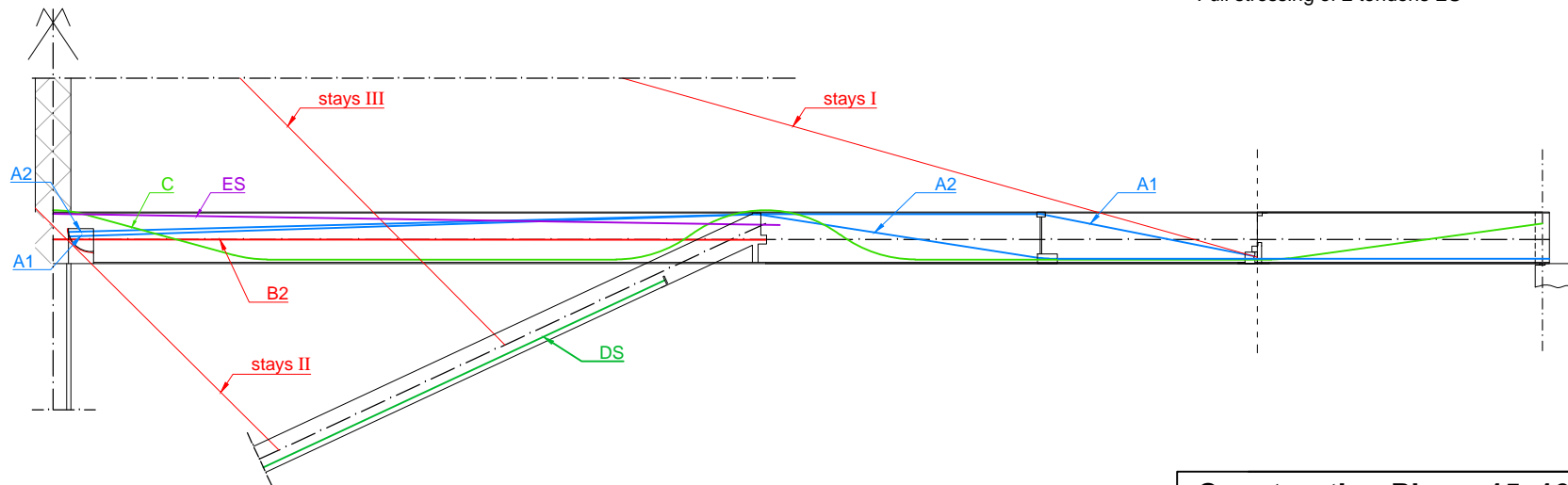


Construction Phase 13, 14
<i>Balanced lift method</i>

- Construction Phase 15:**
- Removal of tendons B1



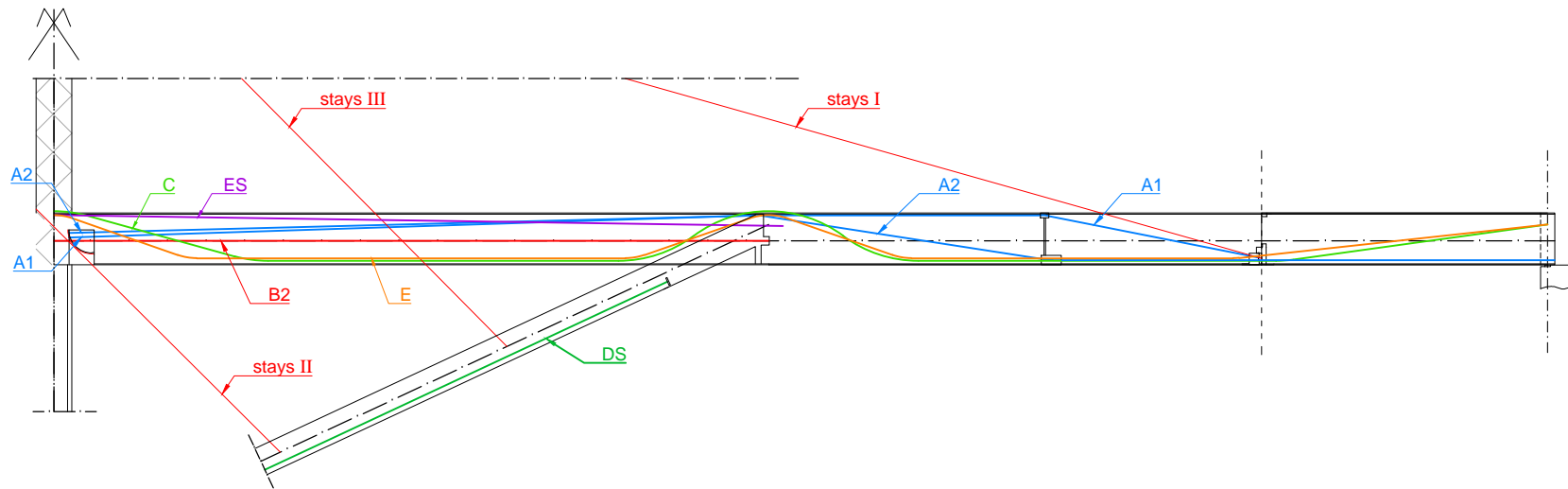
- Construction Phase 16:**
- Complete concreting of webs
 - Full stressing of 2 tendons ES



Construction Phase 15, 16
<i>Balanced lift method</i>

Construction Phase 17:

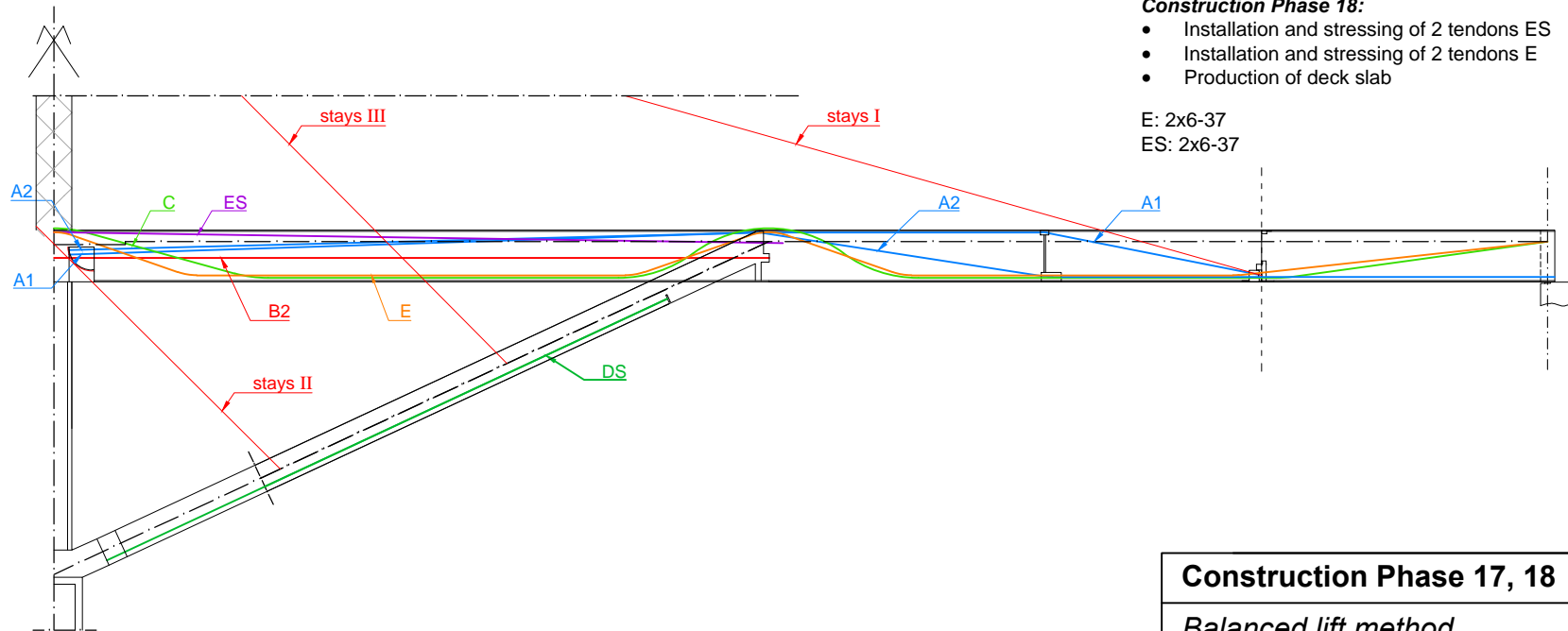
- Concreting of bottom plate of box girder



Construction Phase 18:

- Installation and stressing of 2 tendons ES
- Installation and stressing of 2 tendons E
- Production of deck slab

E: 2x6-37
ES: 2x6-37

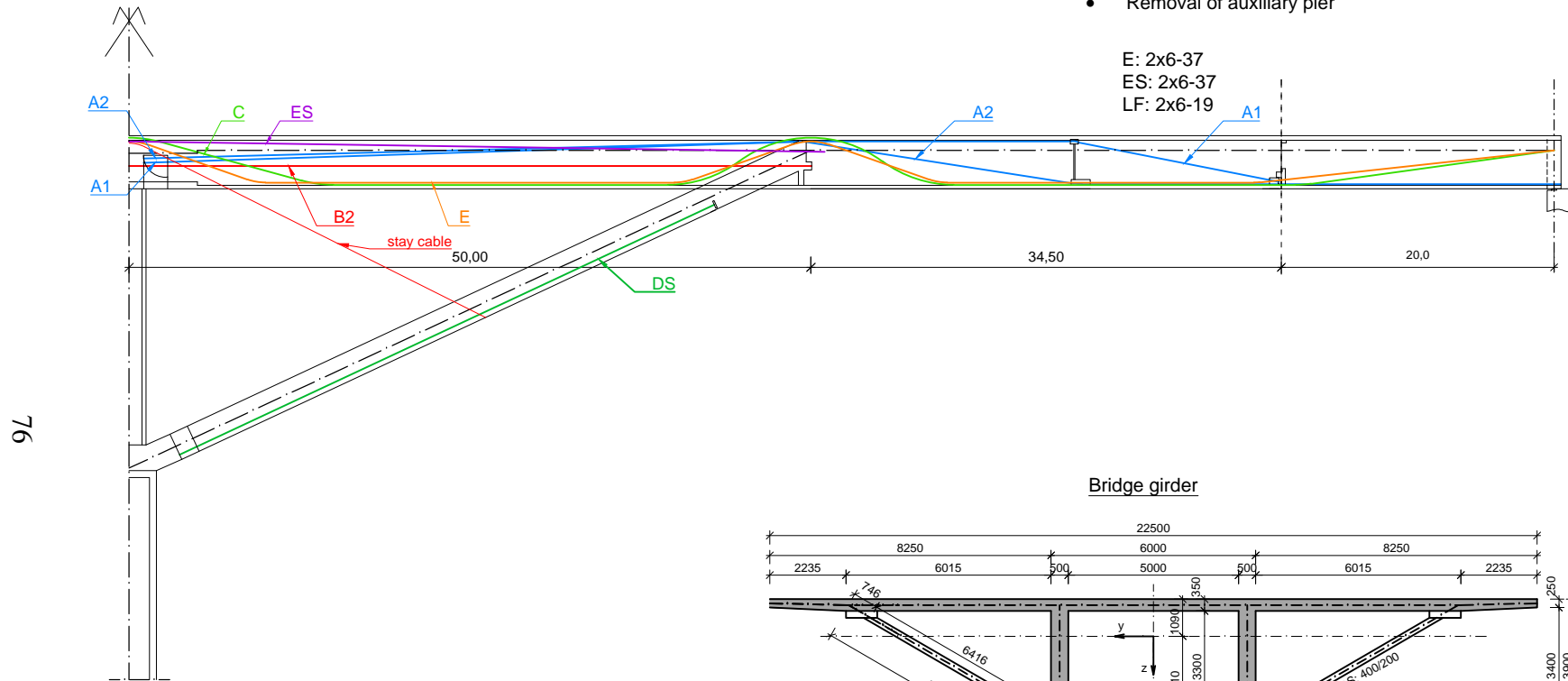


Construction Phase 17, 18

Balanced lift method

Construction Phase 19:

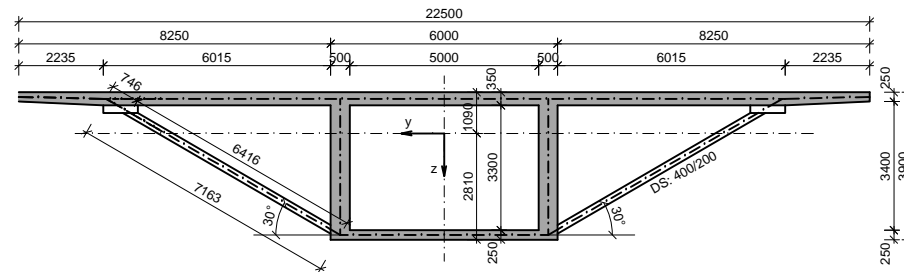
- Installation of 2 tendons ES, 2 tendons E and 4 tendons LF
- Installation of stay cable and removal of temporary stays II and III
- Removal of auxiliary pier



E: 2x6-37
 ES: 2x6-37
 LF: 2x6-19

76

Bridge girder



A1: 2x6-7 C: 2x6-31 TO: 2x2x S 6-4 stays I: 2x 6-19
 A2: 2x6-19 E: 4x6-37 TU: 2x8x S 6-1 stays II: 2x 6-15
 B1: 2x6-12 LF: 4x6-19 DS: 4x 6-19 stays III: 2x 6-15
 B2: 2x6-37 ES: 6x6-37 stay cable: 1x6-43

Construction Phase 19
Balanced lift method

Montage der Fertigteile

Für die Montage der Fertigteile werden im Folgenden drei mögliche Varianten dargestellt. Zu montieren sind sowohl die Druckstreben als auch die Brückenträger, wobei auf die Herstellbarkeit der Kopplungen der Hüllrohre der Spannglieder Typ C zu achten ist.

1. Variante: Montage mit Turmdrehkran 1000 EC-B 125 Litronic

Die Unterteilung erfolgte im ersten Schritt für ein maximales Gewicht von 75 to je Element. Die sich daraus ergebende Teilung der Fertigteile ist in Abbildung 3.29 zu sehen. Die erforderlichen Hubhöhen sind auf der rechten Seite der Abbildung 3.29 zu sehen. Um die Fertigteile montieren zu können, wurde für diese Variante der Kran 1000 EC-B 125 Litronic der Firma Liebherr ins Auge gefasst.

Liebherr vermietet Kräne an Baufirmen allerdings nur bis zu einer bestimmten Größe - darüber hinaus können Kräne nur gekauft werden, da diese für die Aufnahme in die Mietflotte eine zu geringe Nachfrage haben. Der gewählte Kran wurde speziell für den Bau von Windkraftanlagen entwickelt und ist nicht im Mietprogramm vorhanden.

Es muss somit festgestellt werden, dass diese Variante zwar technisch möglich ist, allerdings nur unter der Voraussetzung anwendbar, dass die Baufirma solch einen Kran besitzt oder ihn von einer anderen Firma mieten kann. Um aber eine Baumethode vorstellen zu können, die von allen größeren Baufirmen ausführbar ist, wurden die beiden nächsten Varianten entwickelt.

2. Variante: Montage durch Kombination aus Mobilkran und Turmdrehkran Liebherr 630 EC-H

Eine Möglichkeit zur Montage der Fertigteile stellt der Einsatz eines Mobilkrans dar. Erforderlich für den Aufbau der Brücke wäre ein 1.200 to Autokran. Eine Auskunft der Firma Felbermayer hat ergeben, dass dieser Krantyp bereits die obere Grenze an verfügbaren Autokränen darstellt. Allerdings wäre eine Montage von noch schwereren Fertigteilstücken mit Hilfe eines Raupenkrans möglich.

Die weiteren Arbeiten nach Montage der Fertigteile (das Montieren des Hilfspfeilers, die Montage der Spannkabel, die Verlegung von Bewehrung usw.) können mit Hilfe eines Turmdrehkrans erfolgen. Dies könnte beispielsweise der Turmdrehkran 630 EC-H 40 Litronic sein. Dieser könnte durch den Einsatz von Fundamentankern direkt auf einem Fundament aufgestellt werden, wodurch er möglichst nahe am Brückenpfeiler positioniert wäre. Mit dem 80 m langen Ausleger können große Teile der Brückenbaustelle erreicht werden und Gewichte bis zu 5,8 to an der Auslegerspitze gehoben werden.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Einzelgewichte der Brückenträger und der Druckstreben bei der Montage

Anhebeblöcke 4 Stk. á	1,31 kN
Anhebeblöcke 8 Stk. á	2,62 kN
Einbauten Knoten B	253,50 kN
Einbauten Knoten C	280,10 kN
Verankerung A1	15,30 kN
Verankerung A2+Umlenkung A1	30,90 kN
<hr/>	
Gewicht Brückenträger	39,98 kN/m
Einbauten + Toleranz	3,55 kN/m
Summe (Brückenträger je lfm)	43,53 kN/m

Hubhöhen

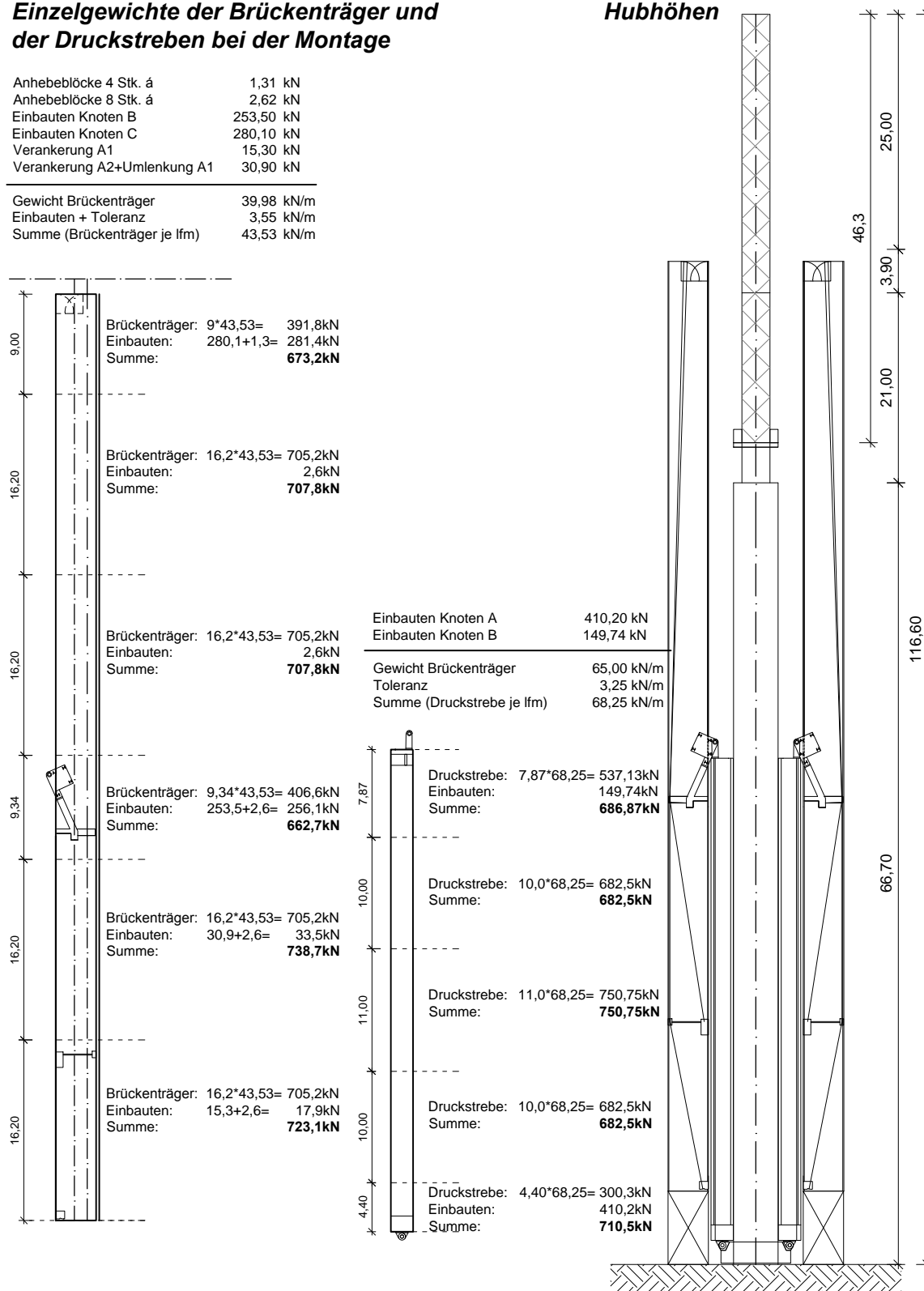


Abbildung 3.29: Montagegewichte; Hubhöhen.

3. Variante: Montage mittels Hebetechnik und Turmdrehkran Liebherr 280 EC-H

Als dritte Variante soll eine Möglichkeit gezeigt werden, die Stücke der Brückenträger und der Druckstrebe mit Hilfe von Hebetechnik zu montieren. Der Bauablauf ist exemplarisch in Abbildung 3.30 zu sehen. Im ersten Schritt wird eine Plattform (eine Rahmenkonstruktion aus Stahl) am Pfeiler montiert. Auf dieser werden Litzenheber montiert. Diese sind auf Rollen- oder Gleitlagern gelagert, um ein seitliches Verschieben zu ermöglichen. Mit Hilfe eines Mobilkrans kann die Montage der Druckstreben erfolgen. Diese werden gegen seitliches Ausweichen in beide Richtungen gesichert. Seitlich neben den Druckstreben wird der mittlere Teil der Brückenträger auf einer temporären Hilfskonstruktion montiert. Die Litzen werden von oben durch den Querschnitt durchgeführt und die Konstruktion, in diesem Fall bestehend aus zwei Teilabschnitten, wird nach oben gezogen. Die Brückenträger werden am Pfeiler geführt. Im Schritt 3 werden die Litzenheber horizontal zueinander bewegt. Die Brückenträger werden über die Gelenke im Knoten B mit den Druckstreben verbunden und an den oberen Enden am Pfeiler befestigt. Auf diese Art können die unteren Teile der Brückenträger neben den Druckstreben montiert und mit Hilfe der Litzenheber nach oben gezogen werden. Nach dem Anheben werden die Hilfsunterstellungen demontiert. Unter den Brückenpfeilern werden Gerüste montiert, auf welche die Brückenträger abgesetzt werden können. Während des Vergießens der entstandenen Fuge sind die Brückenträger weiterhin seitlich gesichert. Die in Schritt 1 aufgebaute Plattform wird im Anschluss entfernt.

In einer Phase zwischen Schritt 5 und 6 werden die Hilfspfeiler montiert. Im gegenständlichen Entwurf werden, wie bereits erläutert, zwei Hilfspfeiler auf einer Unterkonstruktion in 70 m Höhe montiert. Es handelt sich hierbei um Kranelemente. Daher ist naheliegend, dass einer dieser Hilfspfeiler ein selbstkletternder Kran (z.B. Liebherr 280 EC-H) ist, welcher den zweiten Hilfspfeiler aufbaut. Nach Erreichen der gewünschten Höhe, kann an der Spitze der Hilfspfeiler eine Plattform montiert werden. Auf diese werden Litzenheber auf Rollen- bzw. Gleitlagern montiert. Seitlich neben den bestehenden Brückenträgern werden die obersten Teile der Brückenträger vertikal montiert. Die Litzenheber ziehen diese Stücke ganz nach oben. Durch das Zueinanderbewegen der Litzenheber können die Teile auf die bereits montierten Brückenträger gesetzt und die Fugen vergossen werden. Der Kran 280 EC-H bleibt bis zur Fertigstellung der Brücke montiert. Nach Abschluss der Arbeiten kann mit Hilfe eines Mobilkrans, welcher auf der fertigen Fahrbahn aufgestellt werden kann, der Turmdrehkran demontiert werden.

Bei einer Überarbeitung des gegenständlichen Entwurfs könnte angedacht werden, die Brückenträger und die Druckstreben in mehrere, leichtere Teile aufzuteilen. Dazu wird es nötig sein, die Einbauten bei Knoten B nochmals zu überarbeiten, um eventuell Einsparungen beim Eigengewicht zu erreichen. In der Praxis wird die Art der Montage und der eingesetzte Kran stark von den örtlichen Gegebenheiten sowie

der ausführenden Baufirma abhängig sein.

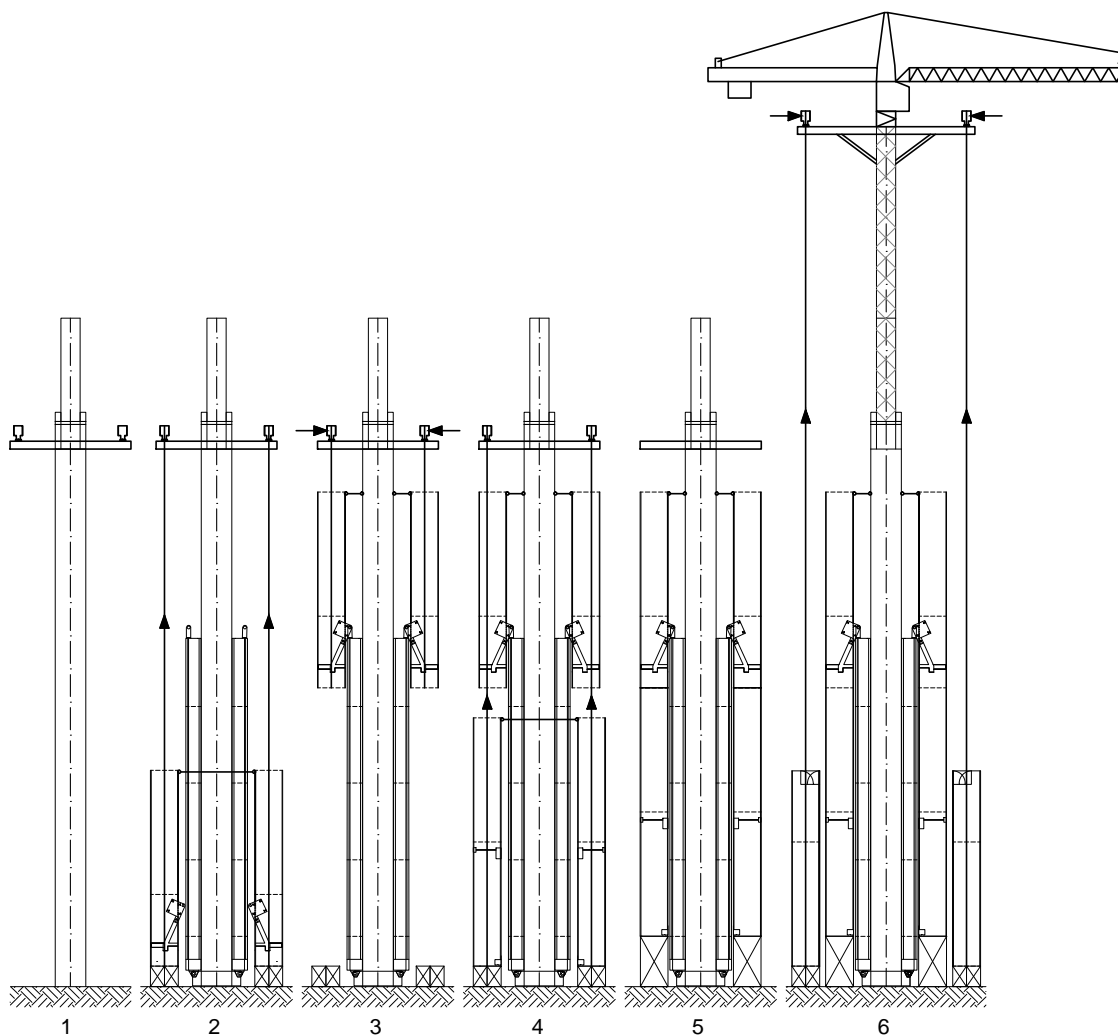


Abbildung 3.30: Montage Variante 3.

3.4.1 Bauzeitplan

Für die Ermittlung der Bauzeit wurden Richtwerte aus einer früheren Diplomarbeit von Gmoser Markus und Spörr Rene herangezogen [Gmoser und Spörr, 2008]. Die beiden Herren beschäftigten sich mit der Ausarbeitung eines Bauzeitplans sowie mit Wirtschaftlichkeitsüberlegungen für einen Alternativentwurf der Andelsbachtalbrücke.

Bei der Ermittlung des Bauzeitplans für den gegenständlichen Alternativentwurf der Talbrücke San Leonardo wurden ähnliche Ansätze getroffen. Der ausgearbeitete Bauzeitplan ist in den Tabellen 3.4 und 3.5 dargestellt. In einem ersten Schritt erfolgt die Herstellung der Fundamente und der Widerlager, was eine Zeit von 39 Wochen beanspruchen würde, falls die notwendigen Arbeiten nacheinander durchgeführt werden. Durch die Möglichkeit mit mehreren Mannschaften an verschiedenen Orten zu arbeiten, kann

die Bauzeit für diese Phase auf 27 Wochen reduziert werden. Die Bauphase II beinhaltet, wie auch oben beschrieben, den Bau des Pfeilers, der Druckstreben und der Brückenträger, sowie deren Montage. Da auch hier die Arbeiten gleichzeitig mit mehreren Mannschaften erfolgen können, wird für diese Bauphase eine Zeit von 16 Wochen kalkuliert. Im Bauzeitplan wurden in Bauphase III alle oben beschriebenen Bauphasen (3-19) zusammengefasst. Dafür wurde eine Zeit von 20 Wochen kalkuliert. Die bei diesem Bauverfahren wichtigste Bauphase ist das Ausklappen der Brückenträger. Für den Klappvorgang wurde eine Geschwindigkeit von 6 m/h angenommen, was zu einer gesamten Dauer von etwa 12 Stunden führt. Da der Klappvorgang bei Windgeschwindigkeiten von mehr als 10 m/sec nicht stattfinden kann, wurde eine Zeitspanne von 4 Tagen einkalkuliert, in der der Klappvorgang durchgeführt werden soll.

Die letzte Bauphase 20 wurde im Terminplan mit der Nummer IV "Abdichtung, Asphalt und Enderarbeiten" definiert, für welche eine Bauzeit von 10 Wochen, unter der Voraussetzung des gleichzeitigen Arbeitens, einberäumt wurde.

In Summe kann also mit einer Bauzeit von etwa 73 Wochen gerechnet werden. Zu erwähnen ist allerdings, dass bei einem Ausführungsprojekt die genauen örtlichen Gegebenheiten zu berücksichtigen sind und die Kalkulation der Bauzeit durch die Baufirma, abhängig vom vorhandenen Personal, erfolgen muss.

3.5 Detailplanung der Knoten und Blöcke

In Abbildung 3.31 ist die Position der im Folgenden beschriebenen Knoten und Blöcke zu sehen. Als "Blöcke" werden jene Einbauten bezeichnet, die der Verankerung oder Umlenkung der Spannglieder beziehungsweise der temporären Abspannungen dienen. Somit befindet sich ein "Block" an jener Stelle, an der das Spannglied A1 im oberen Bereich des Brückenträgers umgelenkt und das Spannglied A2 im unteren Bereich des Brückenträgers verankert wird. Ein zweiter Block befindet sich am Ende des ausgeklappten Brückenträgers, somit am Schnittpunkt zwischen geklapptem und eingeschobenem Querschnitt. An dieser Stelle wird das Spannglied A1 sowie die temporäre Abspannung I im unteren Bereich des Brückenträgers verankert. Außerdem befinden sich Einbauten vom Einschubträger, wie die Auflagerkonsole und die Verankerung der Spannglieder TU und TO, in diesem Bereich.

Die Bezeichnung der Knoten in Abbildung 3.31 erfolgte nach [Gmainer, 2011]. Dabei befindet sich der Knoten A im Anschlussbereich der Druckstreben an den Pfeiler, der Knoten B im Schnittpunkt von Druckstrebe und Brückenträger und der Knoten C befindet sich über dem Pfeiler. Die Knoten sind für den Klappvorgang wesentliche Details.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

TIME TABLE - San Leonardo viaduct - Balanced lift method			
Phase	Description of work	Duration [weeks]	Duration considering simultaneous works
I	Foundation and abutments	39,0	27,0
1.1	Foundation works	11,0	
1.2	Abutment east	11,0	
1.3	Abutment west	11,0	
1.4	Pier foundation, Installation of tower crane	6,0	
II	Pier and vertical assembly of compression struts and bridge girders	37,0	16,0
2.1	Pier	16,0	
2.2	Installation of plane formwork surface for the production of the bridge girders	1,0	
2.3	Assembly of lifting frame and hinges (node A)	1,0	
2.4	Vertical assembly of compression struts (install 2 prefabricated elements per day)	1,0	
2.5	Production of bridge girder elements next to pier (produce 1 bridge girder element with prefabricated webs per week)	12,0	
2.6	Installation of support structure for bridge girders	0,6	
2.7	Vertical assembly of bridge girder (install 1 element within 4 hours)	1,0	
2.8	Installation of platform at h=70m	0,6	
2.9	Installation and tensioning of tendons A1, A2 and DS	0,8	
2.10	Production of sliding plane behind abutments	1,0	
2.11	Production of bridge girder elements and transverse end beams behind abutments	2,0	
III	Lifting process and completion of bridge girder	22,7	20,0
3	Installation of auxiliary pier	0,5	
4.1	Installation of 4 strand lifting units at platform (h=70m)	0,2	
4.2	Installation of 4 strand cables for lifting, installation of horizontal cable at node C	0,8	
4.3	Lifting of compression struts and bridge girders	0,2	
5.1	Installation of guide beam	0,1	
5.2	Tilting of bridge girders	0,2	
5.3	Installation of tendons B1 and B2	0,3	
5.4	Installation of 4 strand lifting units (h=117m)	0,2	
5.5	Installation of 4 strand cables for lowering	0,4	
6	Balanced lift process by lifting of node A and then lowering node C (The balanced lift process will be carried out within 12 hours, if a lifting speed of 6m/hour is achieved. A four day waiting period due to unforeseeable wind conditions with wind speeds larger than 10m/sec is assumed.)	1,0	
7	Adjustment of the position of the bridge girders by tensioning or releasing of tendons B1 and B2 and by lifting or lowering of nodes A and C by strand lifting units	0,1	

Tabelle 3.4: Bauzeitplan Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens Teil 1/2.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

8.1	Coupling of tendons A1 and A2 at node C	0,1	
8.2	Formwork node A, additional reinforcement node A, concreting of node A	0,2	
8.3	Formwork node C, additional reinforcement node C, concreting of node C	0,2	
8.4	Installation and stressing of temporary stays I (minimum cube compressive strength at node C is 20MPa)	0,4	
8.5	Stressing of tendons B1 and B2	0,1	
9.1	Symmetric launching of bridge girder elements next to abutments, connection of bridge girder elements with cantilever parts of bridge girders, connection of bridge girder elements with abutments (fix bridge girder elements in transverse direction at both abutments, fix bridge girder element to abutment in longitudinal direction at one abutment)	0,2	
9.2	Remove strand cables and strand lifting units from platform h=117m	0,2	
9.3	Release lifting force at platform h=70m Lowering of lifting frame to foundation, removal of lifting frame Remove lifting cables and strand lifting units from platform h=70m	0,2	
10	Coupling of tendons A2 and extending tendons A2 to transverse end beams, stressing of tendons A2 at end beams	0,4	
11.1	Installation and stressing of temporary stays II and III	0,8	
11.2	Formwork and additional reinforcement nodes B	0,8	
11.3	Symmetric concreting of compression struts and nodes B, stressing of temporary stays II and III	0,2	
12.1	Concreting of webs at node C, nodes B and at anchorage of temporary stays I	0,2	
12.2	Partial stressing of tendon C (minimum cube compressive strength of temporary stays I)	0,1	
13.1	Full stressing of tendon C (minimum cube compressive strength of web concrete is 10MPa)	0,1	
13.2	Removal of tendons TO and TU	0,2	
14	Installation and stressing of 2 tendons ES	0,4	
15	Removal of tendons B1	0,1	
16	Complete concreting of webs	0,2	
17.1	Installation and stressing of 2 tendons ES	0,4	
17.2	Installation and stressing of 2 tendons E	0,4	
17.3	Concreting of bottom plate of box girder	0,8	
18	Installation of stay cable and removal of temporary stays II and III, removal of auxiliary pier	10,0	
19.1	Production of deck slab with prefabricated plate elements and cast-in-situ top slab	1,0	
19.2	Installation of 2 tendons ES, 2 tendons E and 4 tendons LF	1,0	
IV	Waterproofing, asphalt, finishing works	15,0	10,0
20.1	Bearings and expansion joints	1,0	
20.2	Waterproofing	2,0	
20.3	Edge beam	3,0	
20.4	Asphalt	3,0	
20.5	Drainage, Guard rail	4,0	
20.6	Removal of tower crane	2,0	
Sum		113,7	73,0

Tabelle 3.5: Bauzeitplan Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens Teil 2/2.

Die Konstruktionszeichnungen der "Blöcke" sowie der drei Knotentypen werden in weiterer Folge dargestellt. Außerdem soll die Funktionsweise der einzelnen Bauteile erklärt werden. Die Konstruktion der Knoten erfolgte in der Entwurfsphase parallel zur Querschnittswahl, sowie zur statischen Berechnung. Durch Angabe der Schnittgrößen aus der statischen Berechnung, konnten die einzelnen Bauteile konstruiert und bemessen werden. Die Bemessung erfolgte zum größten Teil mit Hilfe von Stabwerkmodellen, wobei auf die Begrenzung der Beton- sowie Stahlspannungen geachtet wurde. Die Bauteile wurden so ausgelegt, dass sie durch einfache Adaptierungen auch höhere Lasten übertragen können. Die folgenden Konstruktionszeichnungen zeigen einen Anhaltspunkt für die Abmessungen der einzelnen Details. Da es sich in dieser Arbeit um eine Machbarkeitsstudie handelt, wird auf die statischen Berechnungen nicht näher eingegangen. Bei der tatsächlichen Ausführung solch einer Brücke müssen im Zuge einer Detailstatik ohnehin die einzelnen Bauteile der Knoten und Blöcke mit den tatsächlichen Lasten in den verschiedenen Bauphasen neu dimensioniert werden.

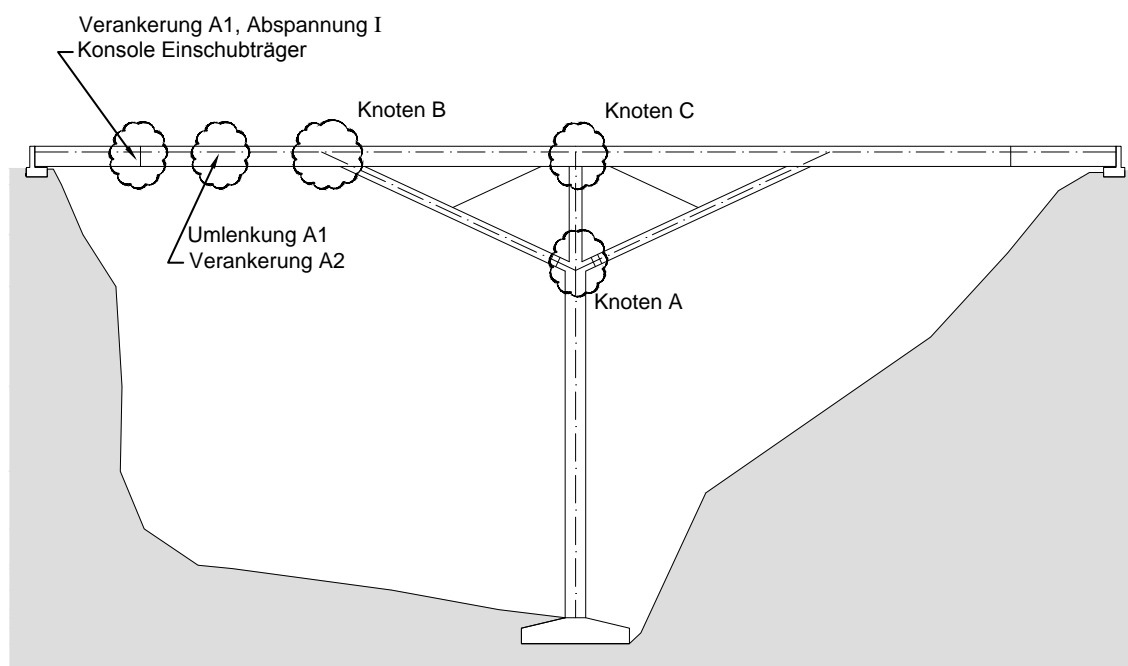


Abbildung 3.31: Übersicht Knoten und Blöcke.

3.5.1 Umlenkung Spannglied A1 und Verankerung Spannglied A2

Die Spannblöcke A1 und A2 sind erforderlich, um die einzelnen Brückenfertigteile im Bauzustand zusammenzuspannen. Um dies zu ermöglichen, haben die Spannblöcke den in Kapitel 3.3 beschriebenen Verlauf. Es ist somit eine Umlenkung des Spannblöcks A1 sowie eine Verankerung des Spannblöcks A2 erforderlich.

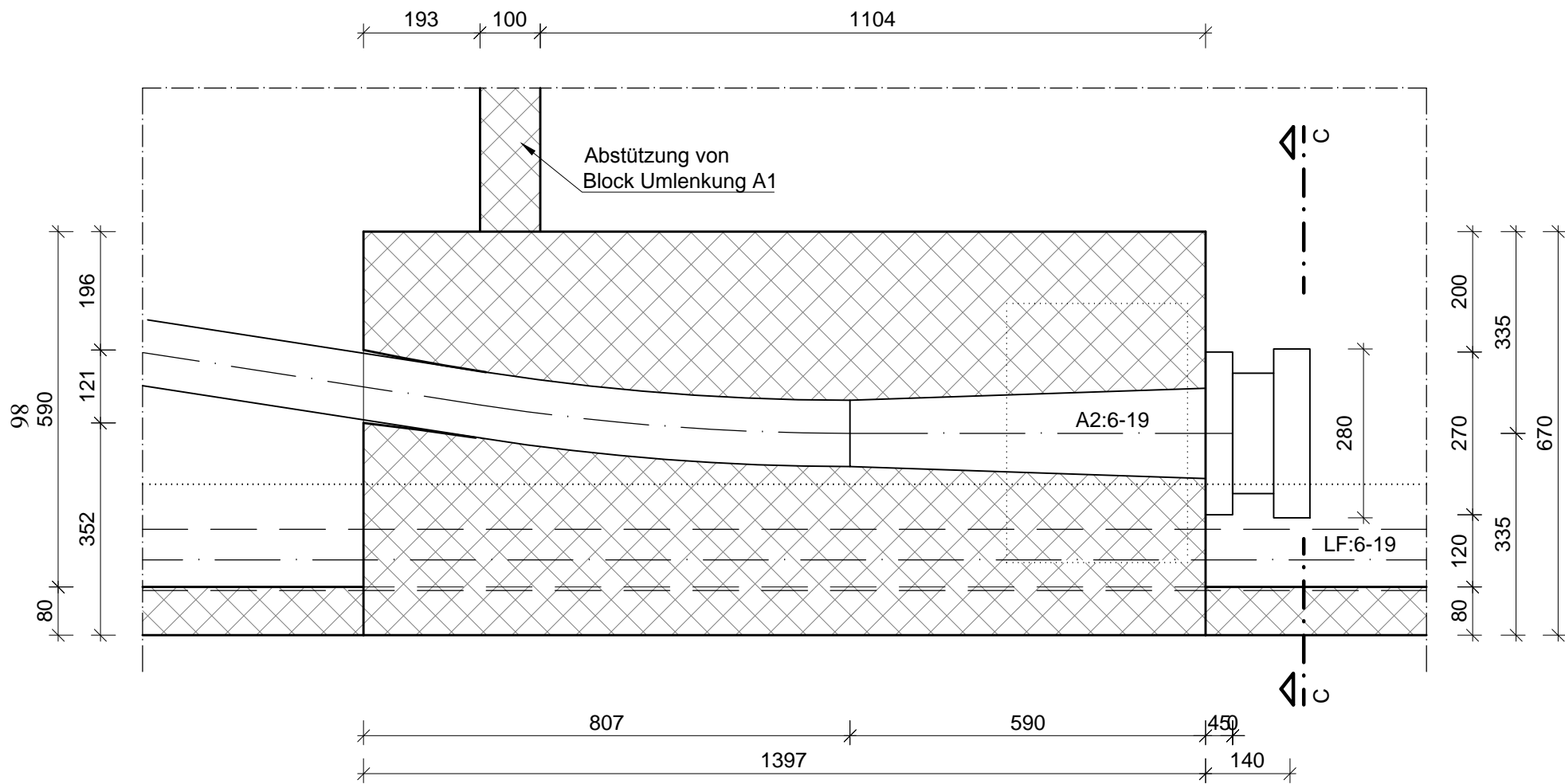
Zur Verankerung des Spannblöcks A2 wurde ein Block konstruiert, welcher in den Zeichnungen auf Seite 86 und 87 zu sehen ist. Der Block wird in die Bodenplatte sowie in

die Brückenstege integriert. Die Länge des Blocks wurde nach geometrischen Vorgaben ermittelt. Diese Vorgaben beinhalten die Länge der Trompete hinter der Verankerung, welche für ein System der Firma VSL [VSL, 2011] ausgebildet wird. Ebenfalls wird die Umlenkung sowie die Aufweitung im hinteren Bereich des Blocks für ein VSL-System konstruiert. Die Außenseite des Blocks bildet auf einer Länge von etwa einem Meter auch die Außenseite des Brückenstegs. Dadurch kann die Kraft aus der Verankerung auf die Stirnflächen der Doppelwandelemente übertragen werden.

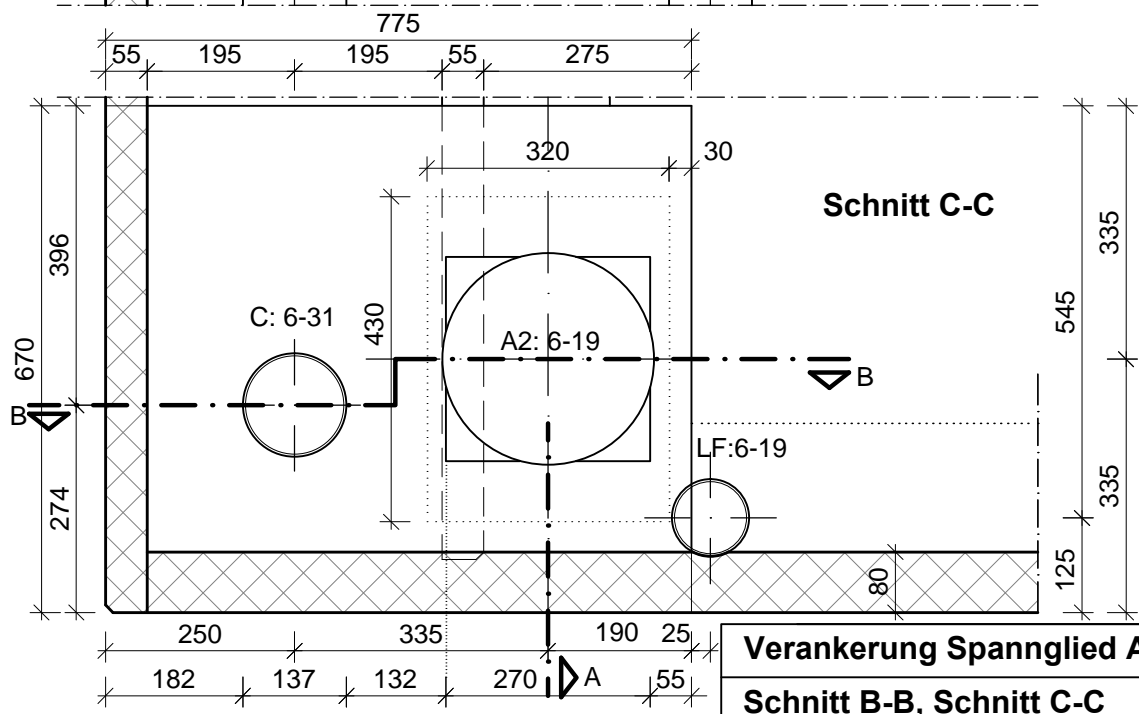
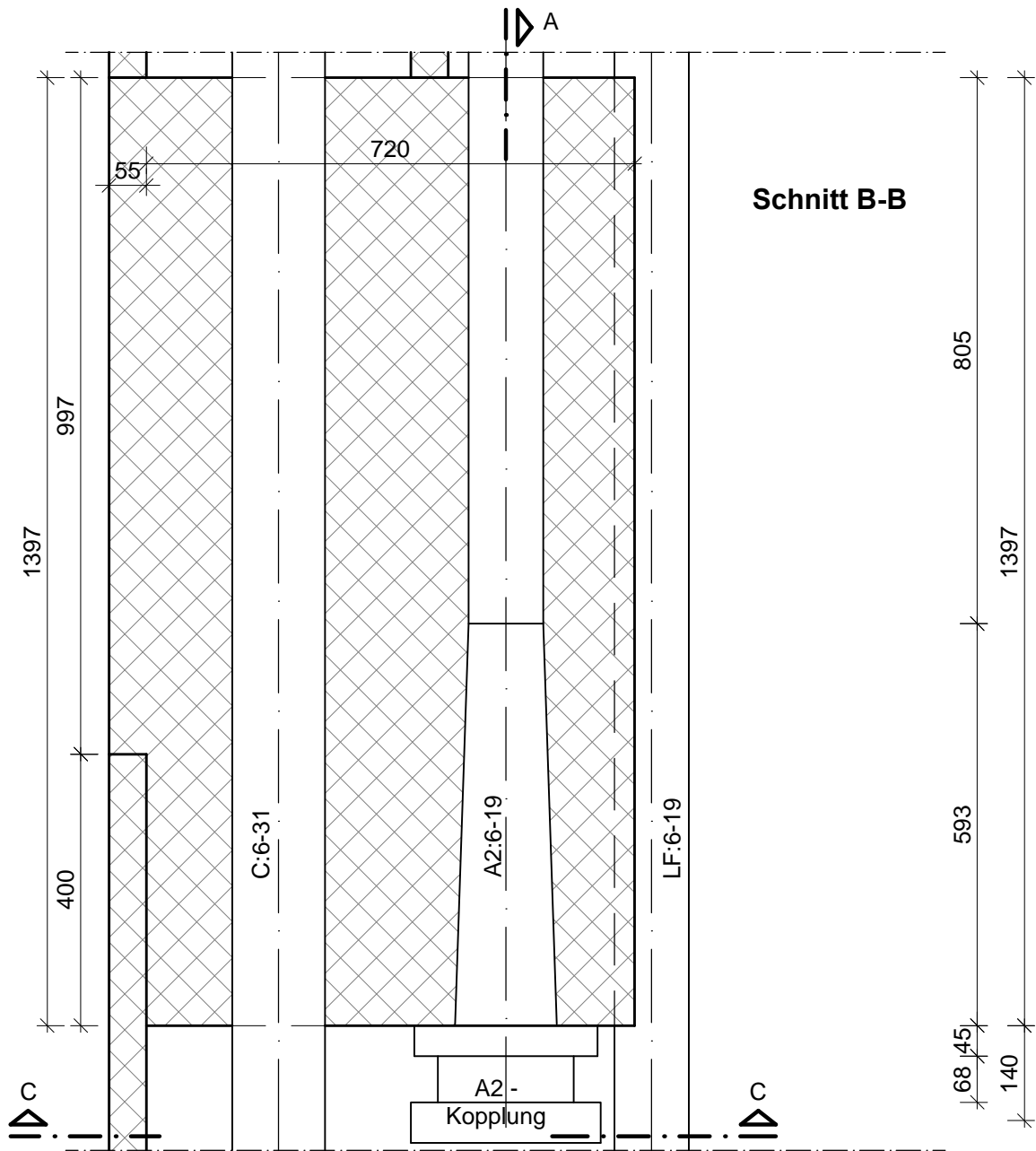
Die Breite des Blocks wurde derart konstruiert, dass es möglich ist, die Bügelbewehrung hinter der Verankerung einzubauen. Die Höhe des Blocks ergibt sich aus der Umlenkung des Spannglieds sowie aus der daraus entstehenden Umlenkkraft, welche vom Betonkörper aufzunehmen ist.

Die Bemessung des Betonblocks erfolgte mit Hilfe eines Stabwerkmodells, wobei sich von der Verankerung ausgehend, Druckstreben zu den beiden Doppelwandplatten ausbilden. Das entstehende Moment aus der Exzentrizität zwischen dem Spannglied und dem Steg, soll durch Stahlkonstruktion und quer verlaufende Spannglieder aufgenommen werden. Diese Konstruktion ist in den Konstruktionszeichnungen nicht abgebildet, sie befindet sich allerdings in Querrichtung über der Bodenplatte des Brückenträgers.

An der gleichen Stelle in Brückenlängsrichtung gesehen, befindet sich im oberen Bereich des Brückenträgers die Umlenkung für das Spannglied A1. Dafür wurde ein Block mit einer Querschnittsfläche von 340×222 mm und einer Länge von 587 mm konstruiert, zu sehen auf Seite 88. Dieser ist in die obere Deckplatte sowie in die innere Doppelwandplatte integriert und überträgt dadurch die auftretenden Kräfte in den Brückenträger. Die Breite des Blocks ist durch den Hüllrohrdurchmesser des Spannglieds A1 von 75 mm und einer seitlichen Betondeckung definiert. Die Höhe sowie die Länge des Betonblocks ergibt sich aus dem Umlenkradius des Spannglieds A1. Die entstehende Umlenkkraft wird über die Stege sowie über eine Stütze abgeleitet, welche bis zum darunter liegenden Verankerungsblock des Spannglieds A2 geführt wird.

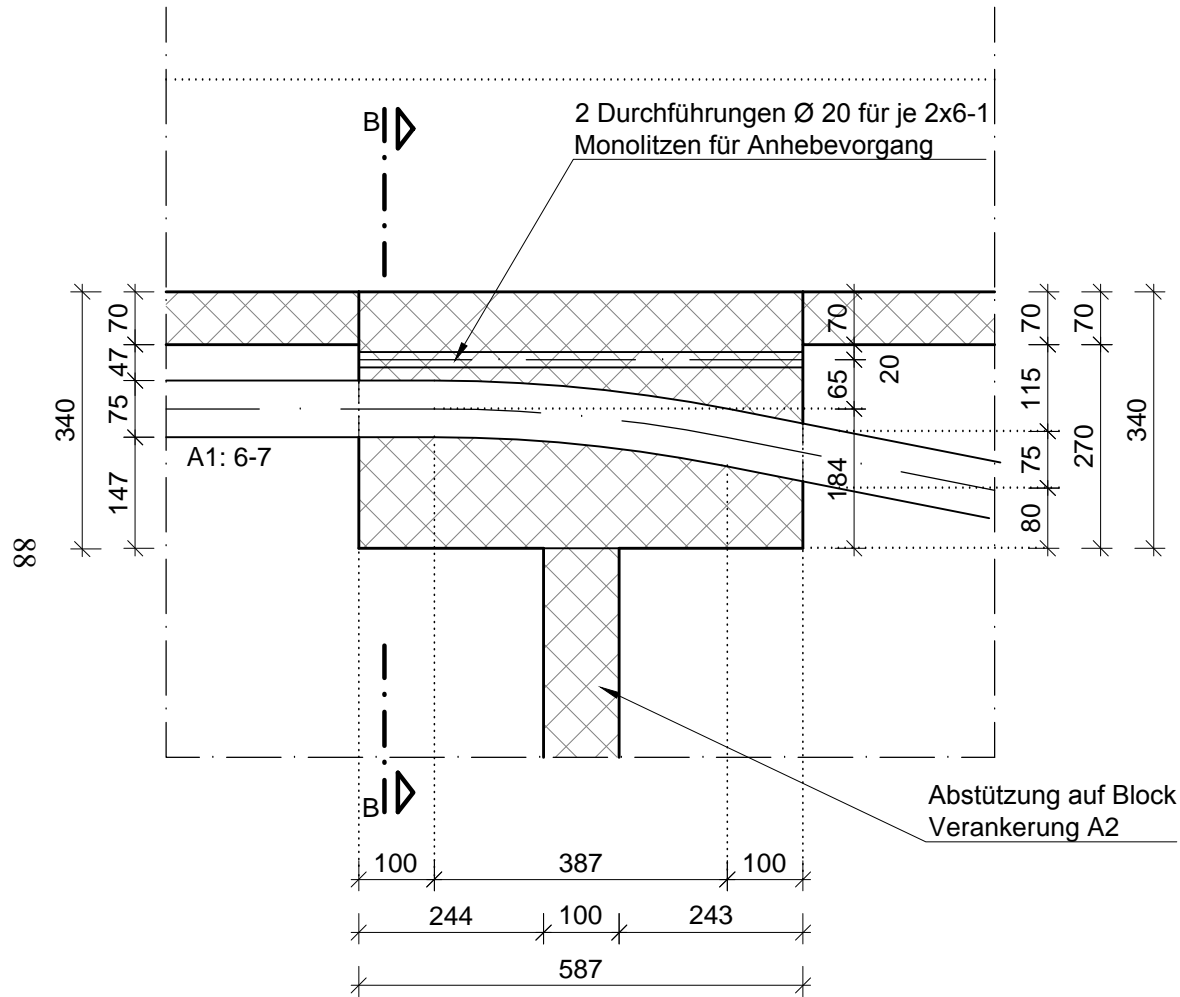


Verankerung Spannglied A2	[mm]
Schnitt A-A	1:10

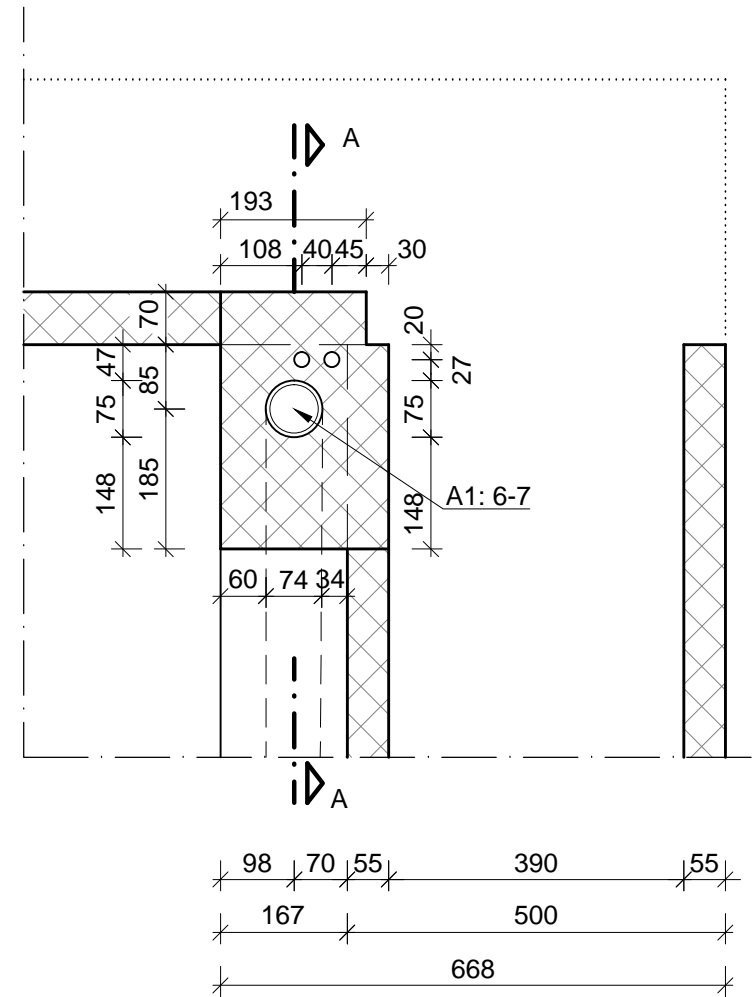


Verankerung Spannglied A2	[mm]
Schnitt B-B, Schnitt C-C	1:10

Schnitt A-A



Schnitt B-B



Umlenkung Spannglied A1	[mm]
Schnitt A-A, Schnitt B-B	1:10

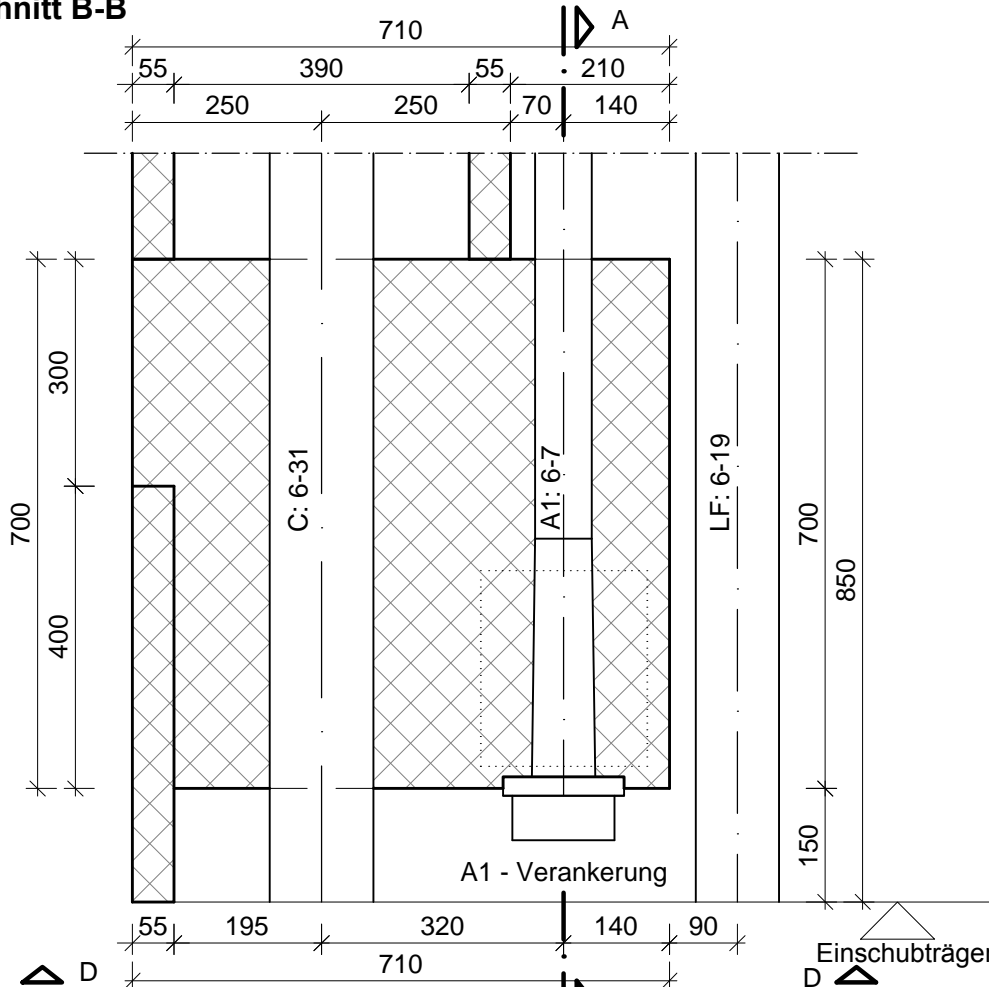
3.5.2 Verankerung des Spannglieds A1 und der Abspannung I

Am Ende des ausgeklappten Brückenträgers befindet sich im unteren Bereich des Querschnitts, jeweils an den Außenseiten, je ein Block für die Verankerung des Spannglieds A1 sowie für die Verankerung der temporären Abspannung I. Die Konstruktion ist ähnlich zur in Kapitel 3.5.1 beschriebenen Konstruktion für die Verankerung des Spannglieds A2. Die auf Seite 90 im Schnitt B-B und in der Ansicht ersichtliche Konstruktion ist allerdings höher und kürzer.

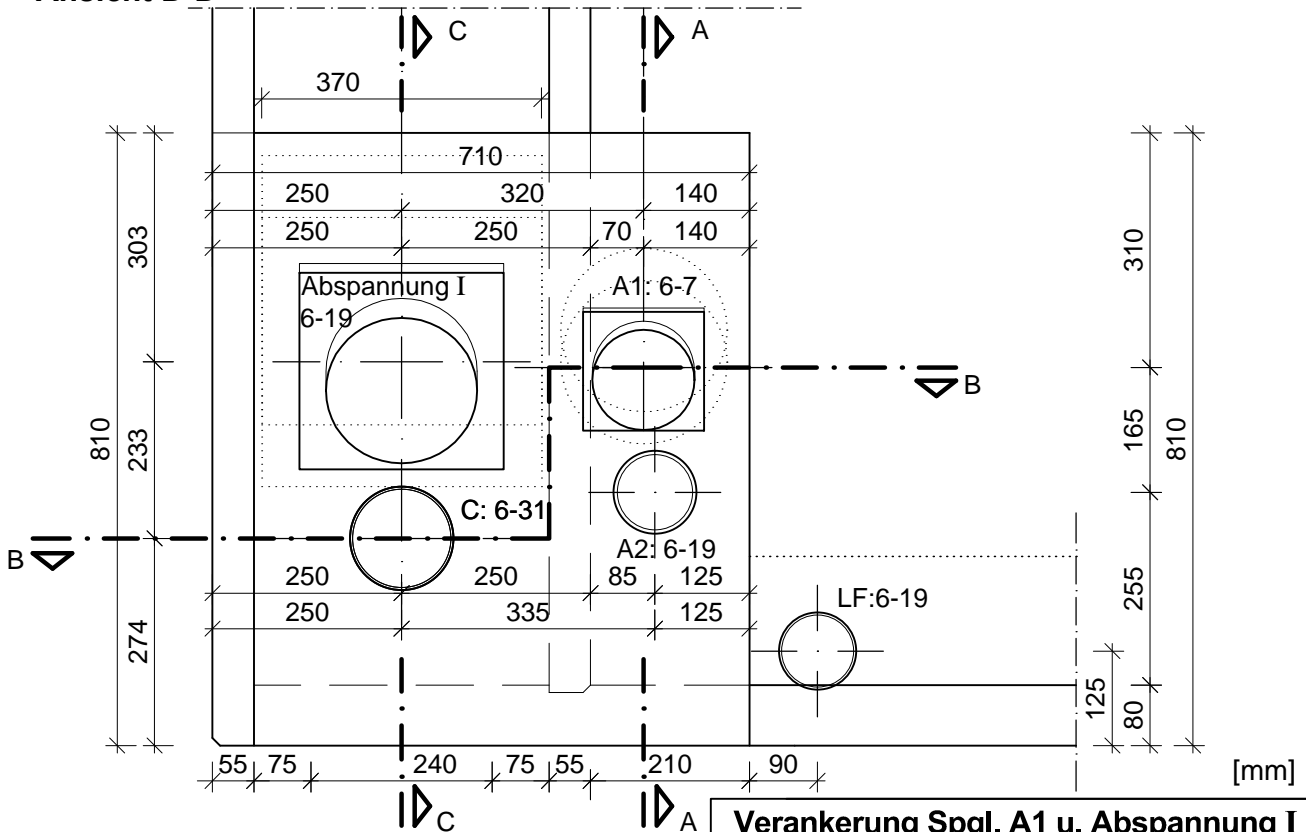
Die Höhe ergibt sich aus der Anforderung, dass die Spannglieder C und A2 durch den Block geführt werden. Die Länge ergibt sich aus den Zeichnungen auf Seite 91. Für die Verankerung der Abspannung I ist gemäß den Angaben von VSL eine Trompete auszubilden. Diese muss im Betonblock eingebunden werden. Durch die Größe und den schrägen Einbau der Ankerbüchse ergibt sich der Abstand zwischen dem späteren Einschubträger und dem Betonblock. Die Breite des Betonblocks kann schmaler ausfallen als beim bereits beschriebenen Block, da für das Spannglied A1 (6-7) eine kleinere Wendelbewehrung hinter der Verankerung erforderlich ist.

Die Kraftableitung erfolgt ähnlich dem bereits beschriebenen Block für die Verankerung des A2 Spannglieds. Im Grundriss wurde ein Stabwerkmodell erstellt, welches Druckstreben von der Verankerung zu den Doppelwänden der Stege vorsieht. Das Moment, welches auf Grund der Exzentrizität zwischen Spannglied und Stegachse entsteht, soll, wie oben beschrieben, durch eine in Brückenquerrichtung eingebaute Stahlkonstruktion aufgenommen werden.

Schnitt B-B



Ansicht D-D



Verankerung Spgl. A1 u. Abspannung I	
Schnitt B-B, Ansicht D-D	1:10

90

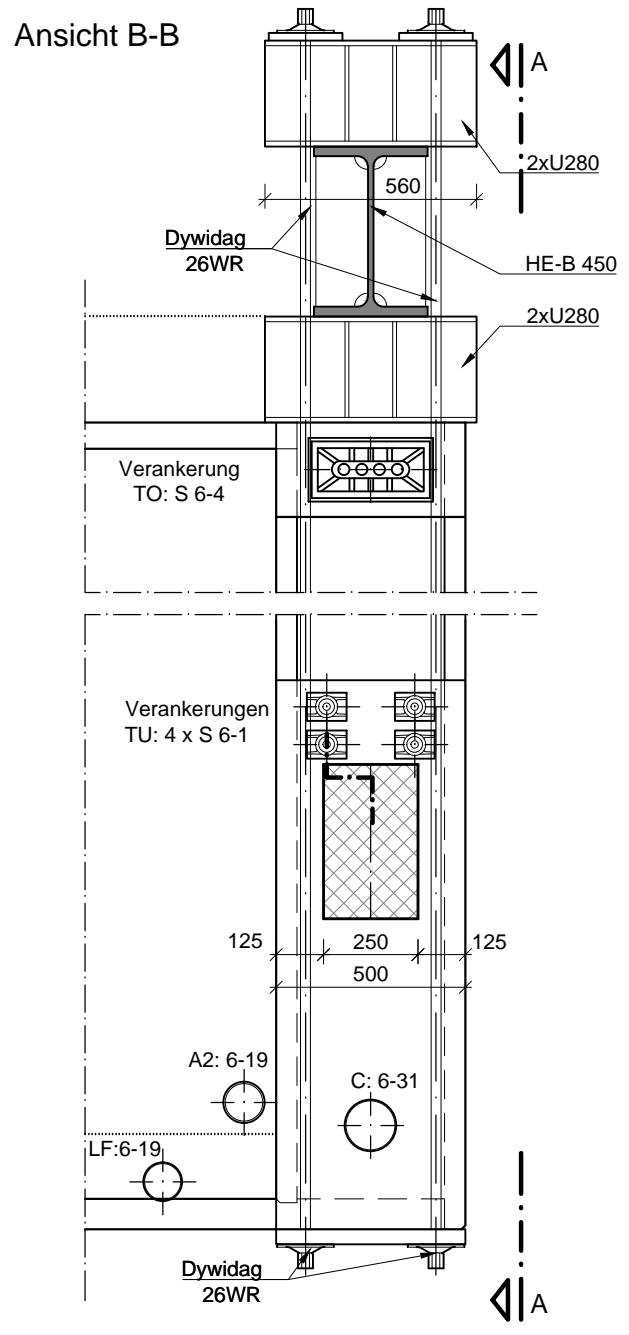
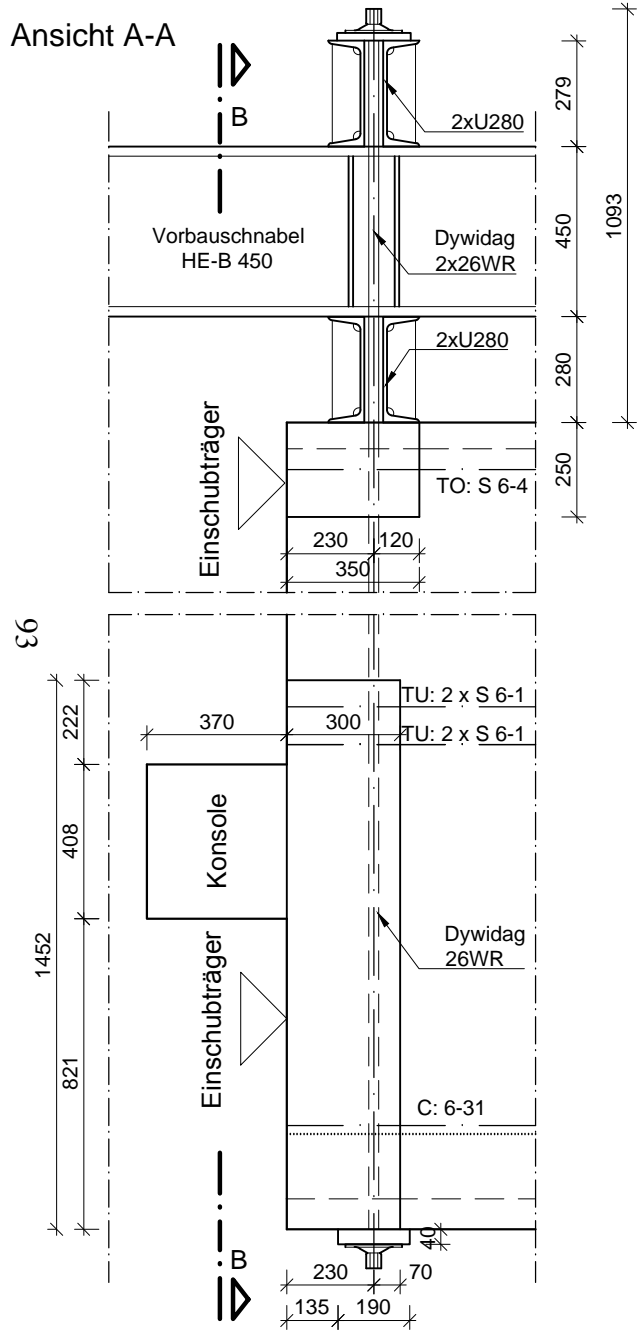
3.5.3 Einschubträger

Die beiden Einschubträger befinden sich an je einem Widerlager und werden in der Bauphase 9 eingeschoben und in Bauphase 10 mit Hilfe der Spannglieder A2 mit dem Brückenträger verbunden. Für den Vorgang des Einschubens wird auf dem Einschubträger ein Vorbauschnabel aus Stahl montiert. Die Konstruktion für die Montage dieses Vorbauschnabels ist auf Seite 93 zu sehen. Der Vorbauschnabel hat eine Länge von 4,35 m und besteht aus zwei Stahlprofilen HE-B 450, welche über den Stegen des Brückenträger positioniert sind. Der Vorbauschnabel liegt mit seinem vorderen Auflagerpunkt am vorderen Ende des Einschubträgers auf einem Querbalken bestehend aus zwei U 280-Profilen auf (siehe Ansicht A-A). An der Oberseite des Vorbauschnabels befindet sich ebenfalls ein Querträger aus zwei U 280-Profilen. Durch die U-Profile werden bis zur Unterseite des Einschubträgers je zwei Gewindestangen geführt, welche zur Sicherung der zwei HE-B 450 Träger dienen. Der hintere Auflagerpunkt des Vorbauschnabels wird von einem HE-B 280-Stahlquerträger gebildet. Die Verbindung zwischen den Stahlträgern bzw. zwischen dem Stahlquerträger und dem Einschubträger wird durch Schrauben hergestellt.

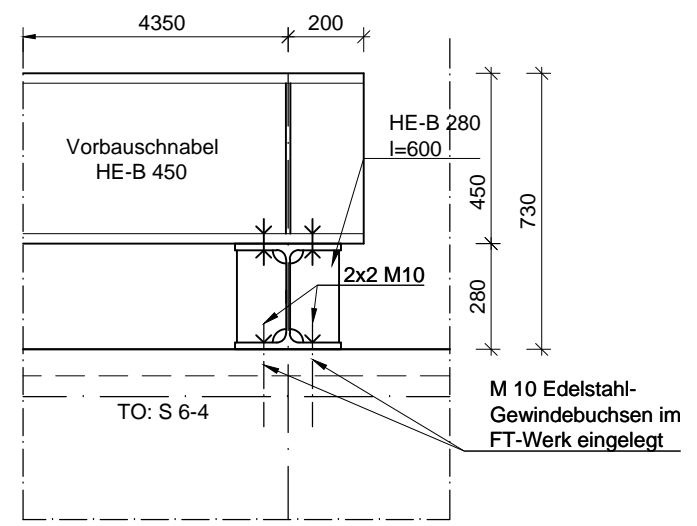
Ebenfalls in der Ansicht A-A auf Seite 93 zu sehen ist die im unteren Bereich der beiden Stege befindliche Konsole. Nach dem Einschieben des Trägers kommt diese Konsole auf dem oben bereits beschriebenen Block für die Verankerung der Abspannung I zu liegen. Dazu befindet sich auf diesem Block ein Elastomerlager. Die Konsole hat eine Höhe von 408 mm, eine Breite von 250 mm und eine Länge von 370 mm (siehe Schnitt A-A auf Seite 94 und Schnitt C-C auf Seite 95). Die Dimensionierung der Konsole wurde mit Hilfe eines Stabwerkmodells durchgeführt. Die Aufnahme der vertikalen Auflagerkraft erfolgt durch den Betonquerschnitt, die entstehende horizontale Zugkraft im unteren Bereich der Konsole wird über vier Bewehrungsstäbe $\varnothing 16$ aufgenommen, welche mit Hilfe von angeschweißten Stahlplatten verankert werden.

Während des Einschubvorgangs kommt es bezüglich des statischen Systems des Einschubträgers zu einem Systemwechsel von einem Kragträger zu einem Einfeldträger. Deshalb sind die Spannglieder TU, welche im Schnitt C-C auf Seite 95 zu erkennen sind, erforderlich. Diese Spannglieder sind Einzelspannglieder des Typs S, welche von der Firma VSL [VSL, 2011] vor allem bei Deckensystemen eingesetzt werden. Verankert werden diese Spannglieder mit Hilfe von Gussteilen, welche in die oben beschriebenen Konsolenkonstruktionen integriert werden.

Das Spannglied TO, ersichtlich in der Ansicht B-B auf Seite 93, befindet sich in den oberen Ecken der Brückenträger und ist ebenfalls für den Einschubvorgang notwendig. Die Verankerung dieses Spannglieds Typ S 6-4 ist in der Konstruktionszeichnung auf Seite 96 zu sehen. Es wird, wie auch beim Spannglied TU, eine Gussplatte im Betonkörper versenkt eingebaut. Die Verankerungskräfte werden über Betonblöcke in die Doppelwandelemente der Stege eingeleitet.

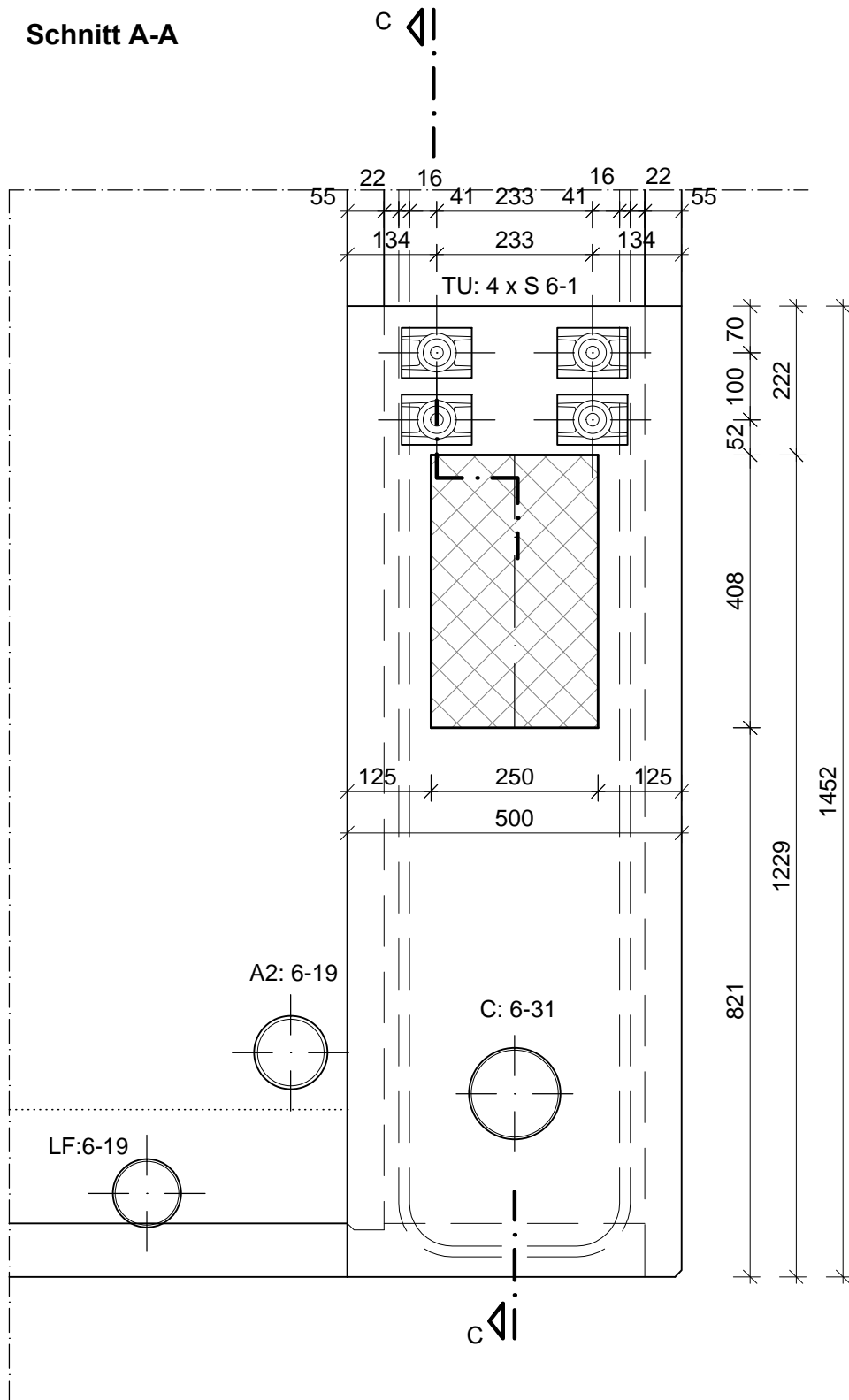


hinterer Auflagerpunkt Vorbauschobel



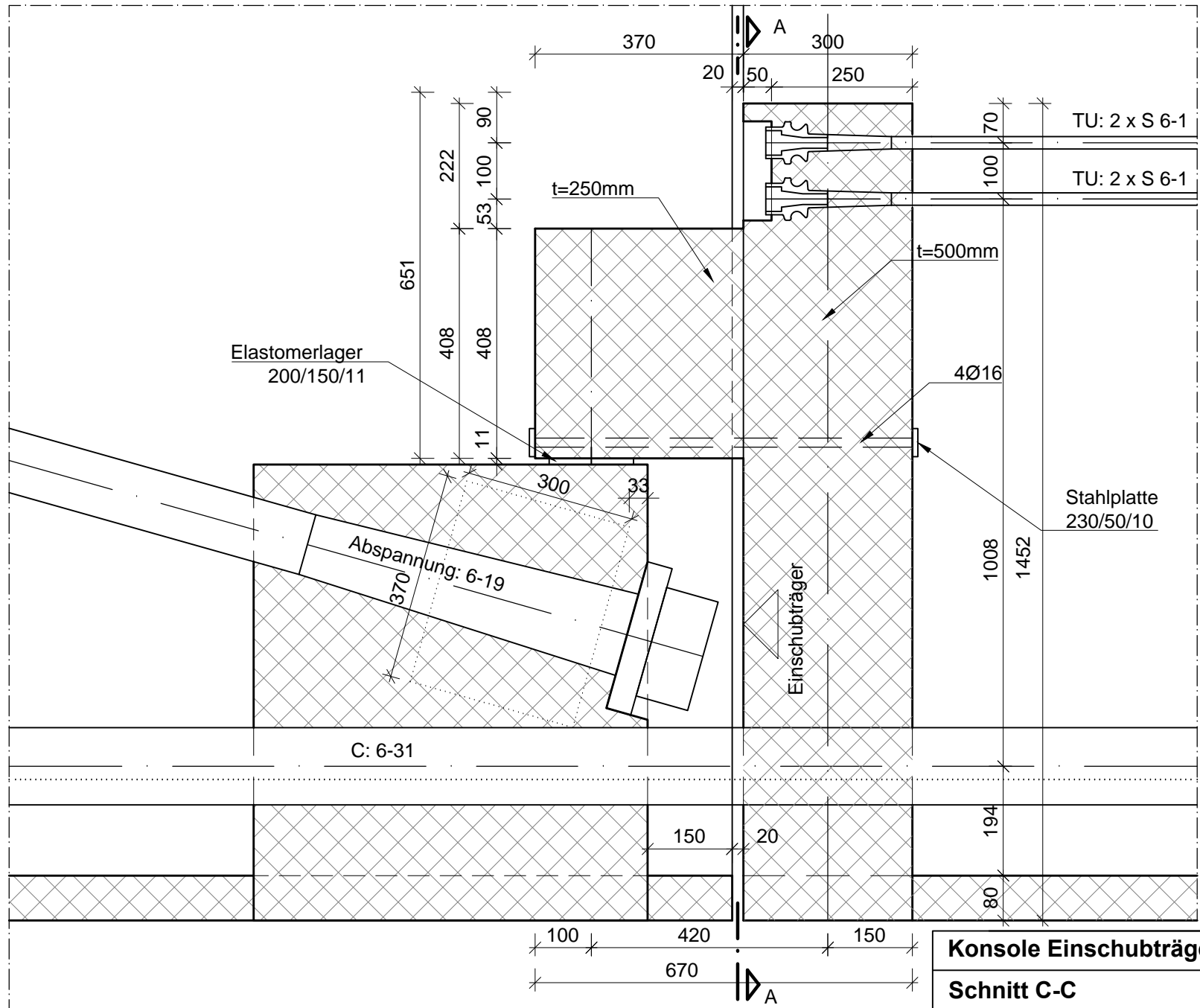
Befestigung Vorbauschobel	[mm]
Einschubträger	1:20

Schnitt A-A



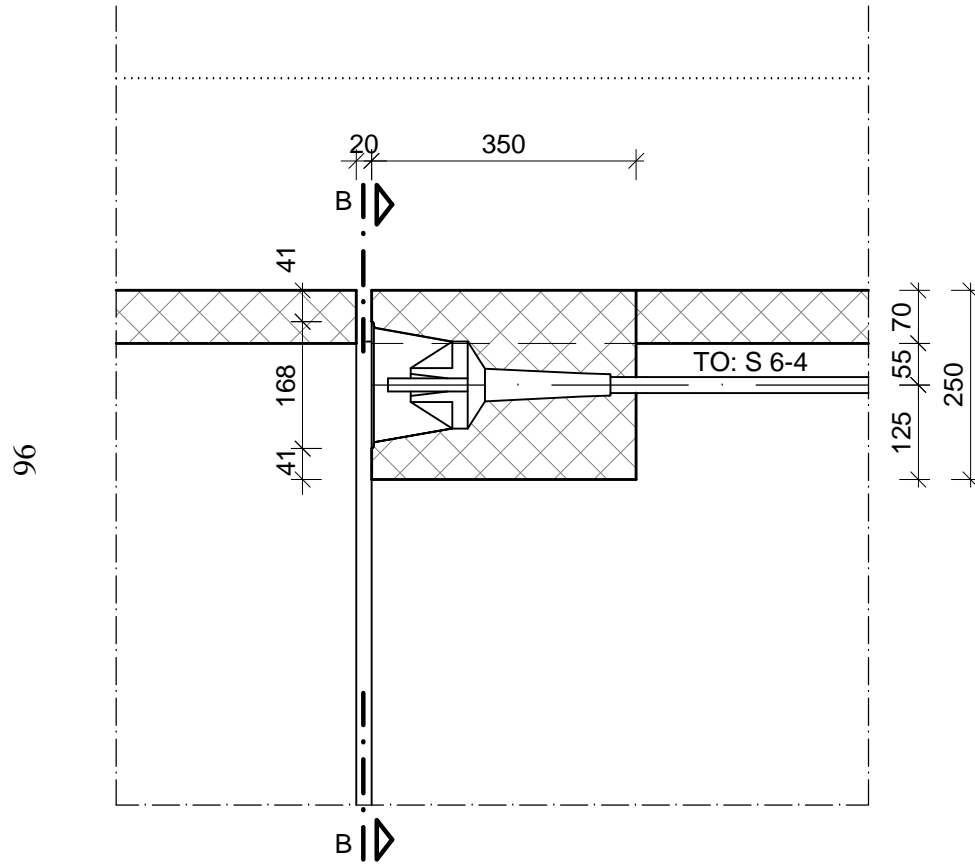
Konsole Einschubträger	[mm]
Schnitt A-A	1:10

56

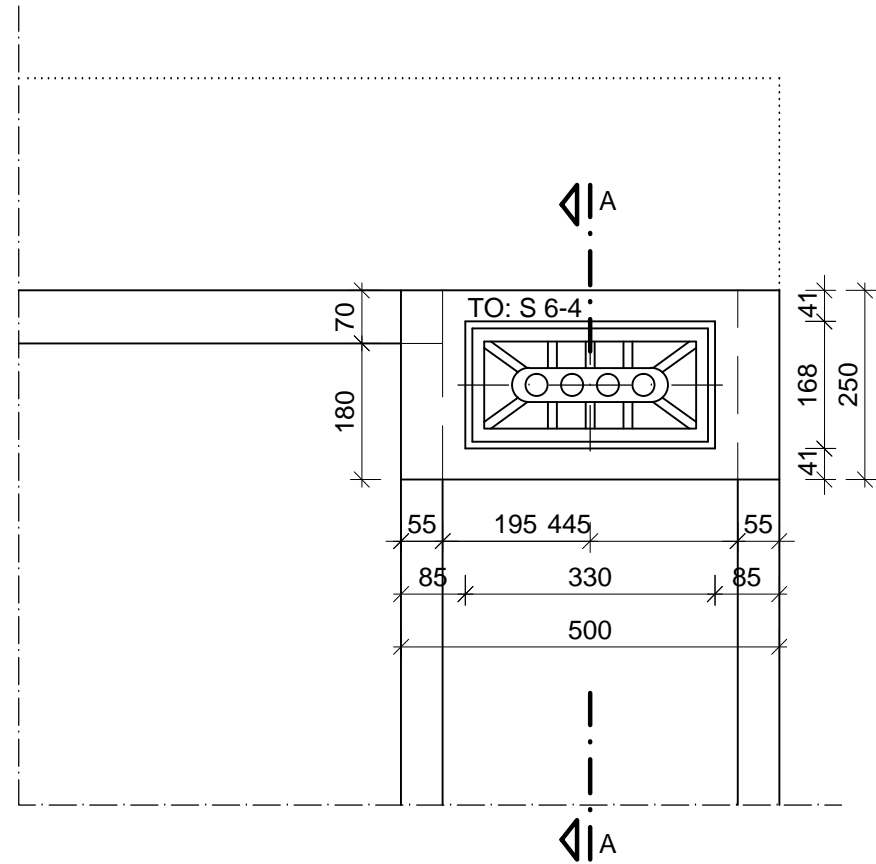


Konsole Einschubträger	[mm]
Schnitt C-C	1:10

Schnitt A-A



Schnitt B-B



Verankerung Spannglieder TO	[mm]
Einschubträger oben	1:10

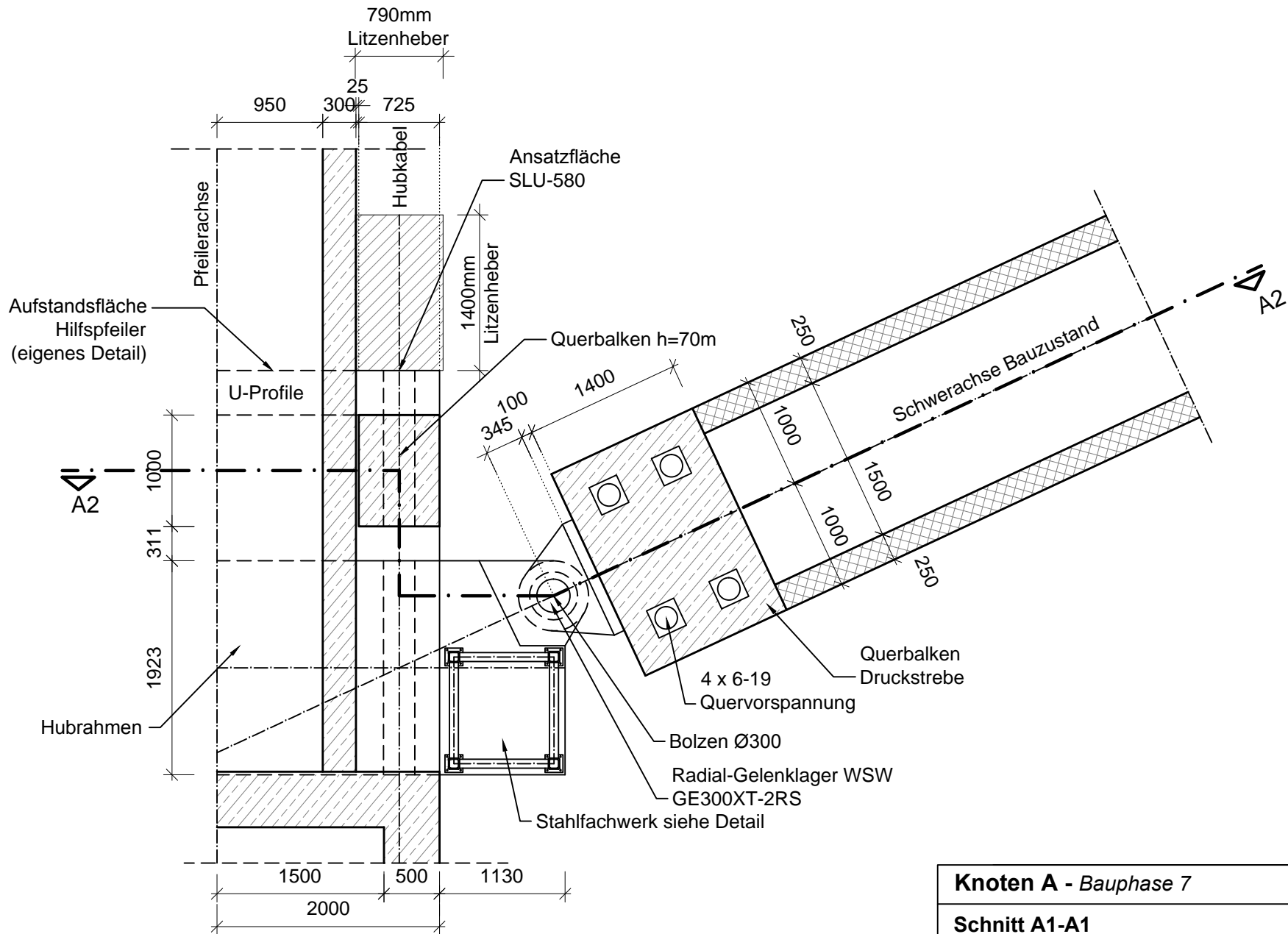
3.5.4 Knoten A

Der Knoten A befindet sich im Anschlussbereich der Druckstreben an den Pfeiler. Während des Klappvorgangs werden die Druckstreben samt den Brückenträgern vertikal nach oben bewegt und anschließend ausgeklappt. Das Hochziehen erfolgt durch Litzenheber, welche auf einer Plattform bei einer Höhe von 70 m montiert sind. Der Knoten A im Klappendzustand ist in den Zeichnungen auf Seite 98 und 99 zu sehen. Hier befindet sich der Hubrahmen an der Stelle des Pfeilersprungs und die Druckstreben im fertig geklappten Zustand. Die Plattform auf der sich die Litzenheber befinden, besteht aus einem Querbalken aus Beton, welcher auf den seitlich höher geführten Wänden des unteren Pfeilers aufliegt. Auf dem Betonbalken befinden sich quer dazu Stahlprofile, welche als Aufstandsflächen für die Hilfspfeiler dienen. Diese wurde bereits in Kapitel 3 auf Seite 57 beschrieben. Auf den U-Profilen können die Litzenheber angesetzt und die Litzen nach unten bis zum Hubrahmen geführt werden. Der Hubrahmen besteht aus zwei Betonbalken und zwei Stahlfachwerkkonstruktionen, wobei sich die Betonbalken an der Vorder- und Rückseite des Pfeilers befinden, und die Stahlfachwerkkonstruktionen der Verbindung und seitlichen Aussteifung dienen. Ein Detail der Stahlkonstruktion ist auf Seite 100 zu sehen.

Auf dem Betonbalken des Hubrahmens werden die vier Radial-Gelenklager vom Typ GE300XT-2RS der Firma WSW [WSW Wälzlager, 2016] montiert. Am unteren Ende der Druckstrebe befindet sich ein weiterer Querbalken mit einer Breite von 7,30 m, an dem die Gelenklager an den Außenseiten montiert werden (siehe Seite 99). Über eine Stahlkonstruktion werden die Kräfte aus dem Gelenk in den Querbalken der Druckstrebe eingeleitet. Um das im Querbalken entstehende Moment aus dem Versatz zwischen den Gelenken und Stegen der Druckstrebe aufnehmen zu können, hat dieser eine Höhe von 1,40 m (siehe Seite 98). Außerdem wird eine Quervorspannung (4x6-19) angeordnet, um die auftretenden Zugkräfte aufnehmen zu können. In diesem Block ist des Weiteren das Spannglied DS der Druckstrebe verankert.

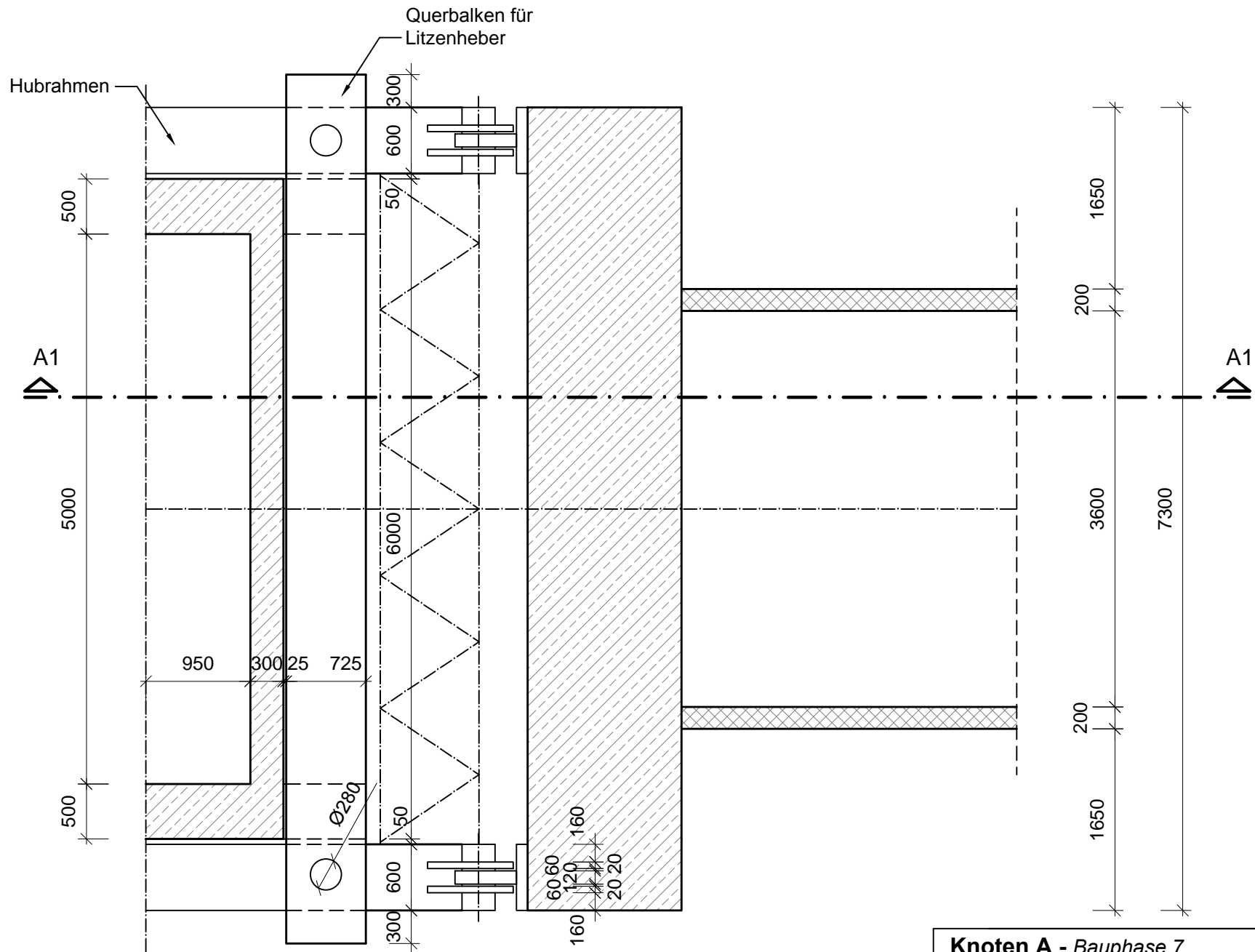
Der Ausbau des Hubrahmens, nach dem Erhärten der Ortbetonergänzung bei Knoten A, erfolgt in zwei Schritten. Nach dem Heben wird der Hubrahmen mit den Litzenhebern gegen den Querbalken in 70 m Höhe gepresst. Um den Freiraum zwischen dem Hubrahmen und dem Querbalken zu überwinden, wird dieser mit Stahlplatten ausgefüttert. Danach ist das Ausbauen der Stahlfachwerkkonstruktionen, welche mit Gewindestangen mit den Betonbalken verbunden wurden, möglich. Der Ausbau der Betonbalken erfolgt mit Hilfe eines Sägeschnittes in der Mitte der Betonbalken an der Unterseite. Durch Umlagerungen der Schnittgrößen auf die Ortbetonergänzung werden die Spannungen im Betonbalken geringer und der Hubrahmen kann ausgebaut werden.

In den Zeichnungen auf Seite 101 und 102 ist der Knoten A im Endzustand zu sehen. Die Horizontalkomponente aus der Normalkraft der Druckstrebe wird durch die, im Schnitt A3-A3 ersichtliche, massive Betonplatte durch den Pfeiler durchgeleitet. Dazu wird der Bereich zwischen den Gelenken der beiden Druckstreben auf der gesamten Breite des Pfeilers von 6 m mit Beton verfüllt. Die Vertikalkomponente der Normalkraft der Druckstreben wird von den Pfeilerwänden aufgenommen.

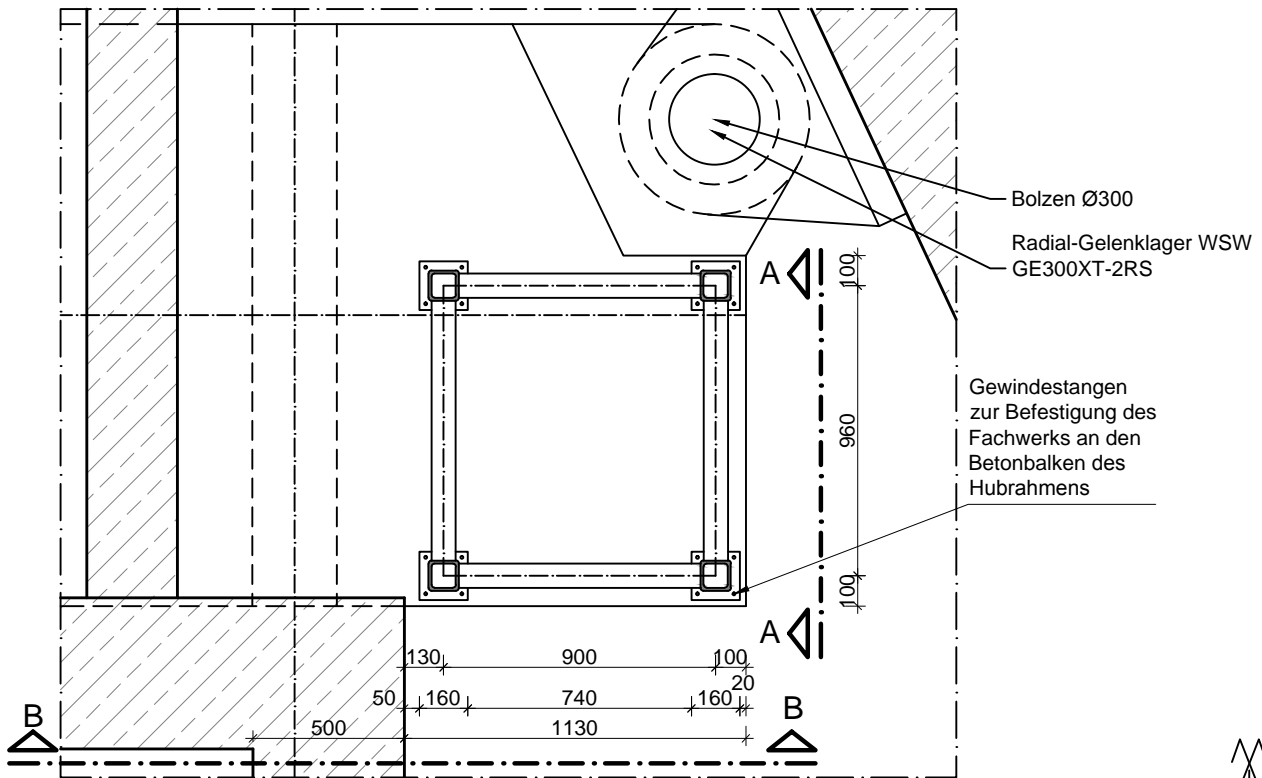


Knoten A - Bauphase 7	[mm]
Schnitt A1-A1	1:50

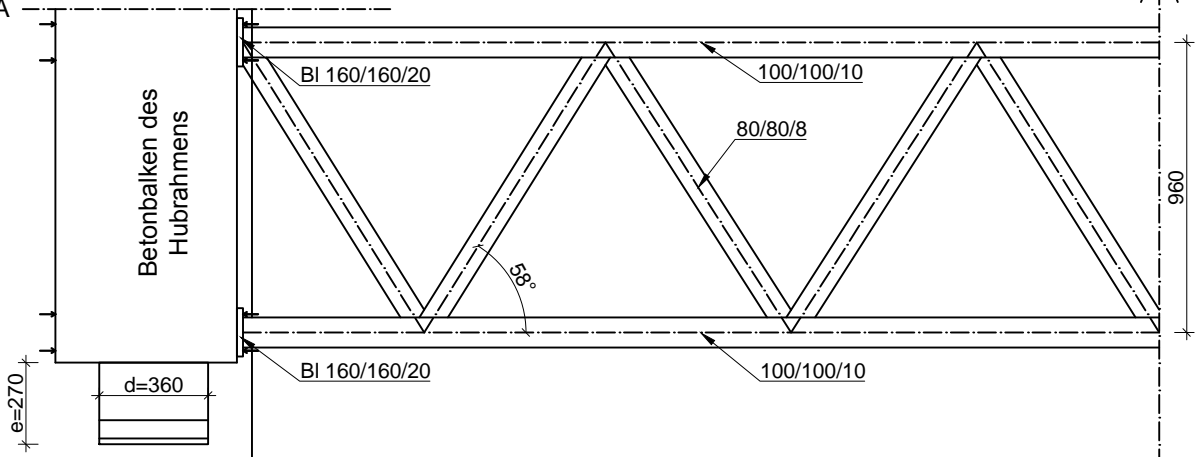
66



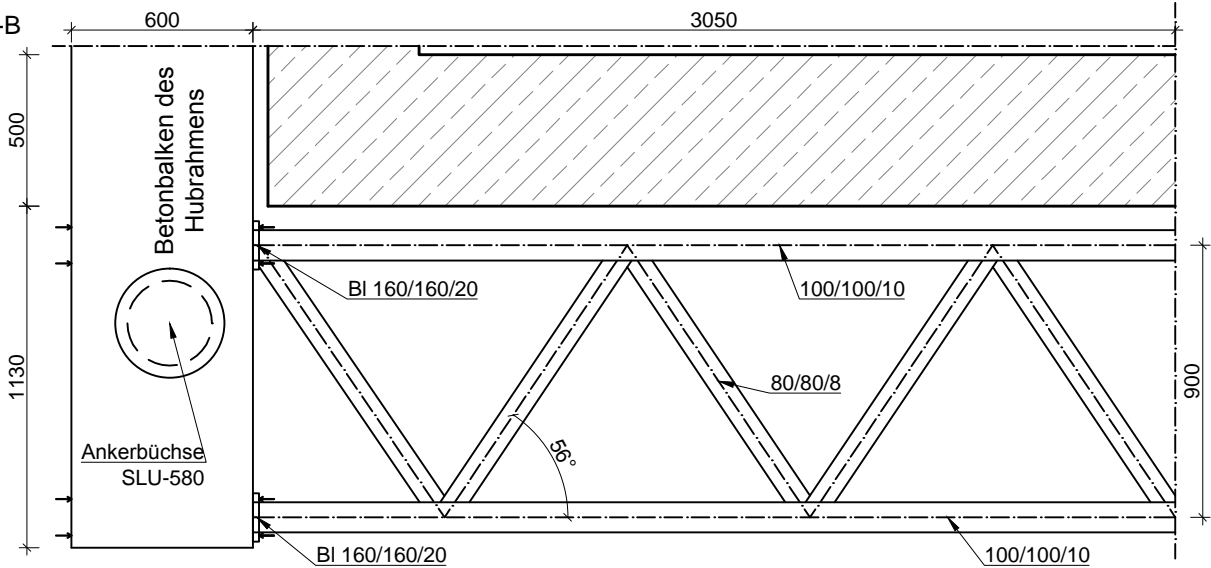
Knoten A - Bauphase 7	[mm]
Schnitt A2-A2	1:50



Ansicht A-A



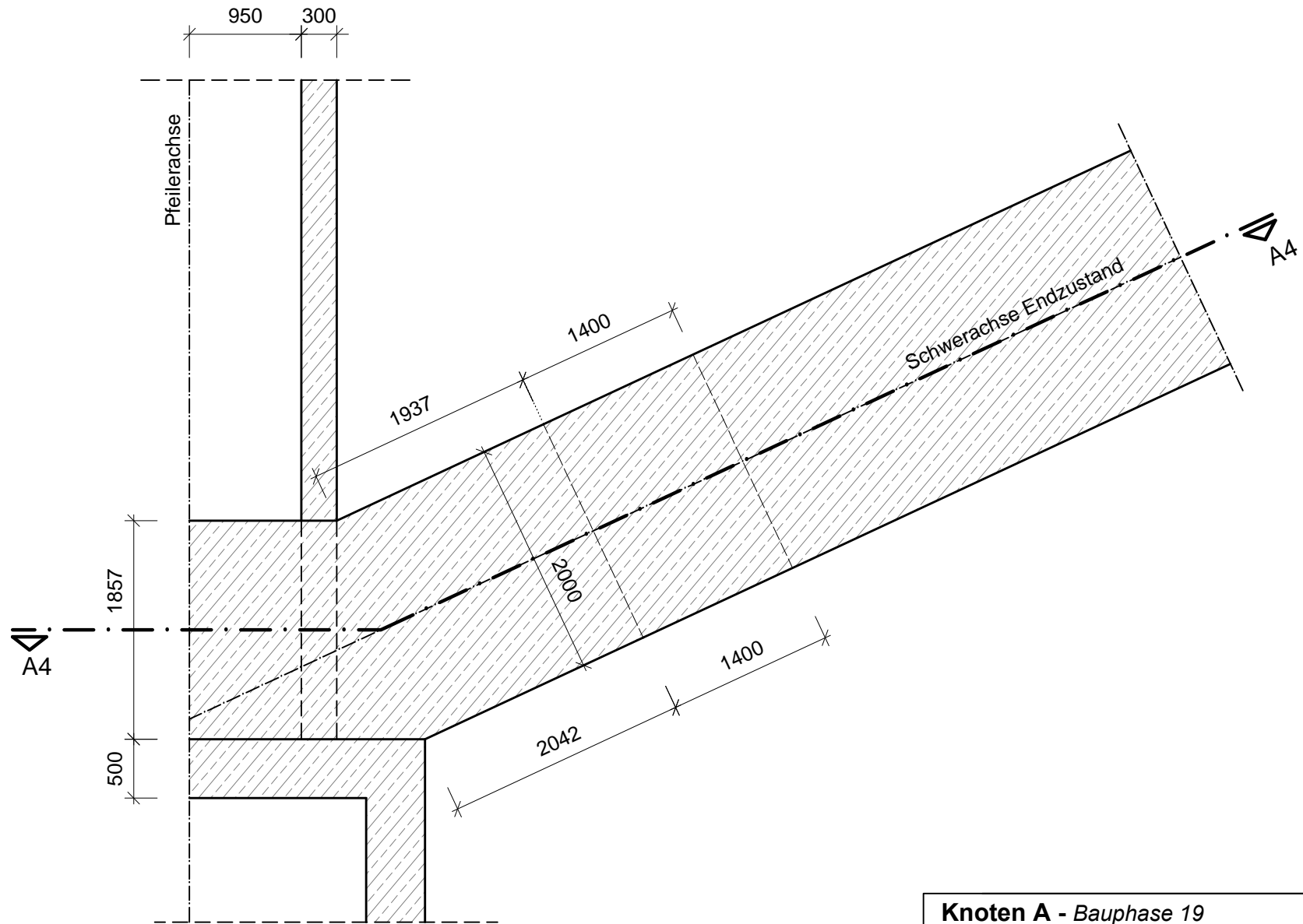
Schnitt B-B



Knoten A [mm]

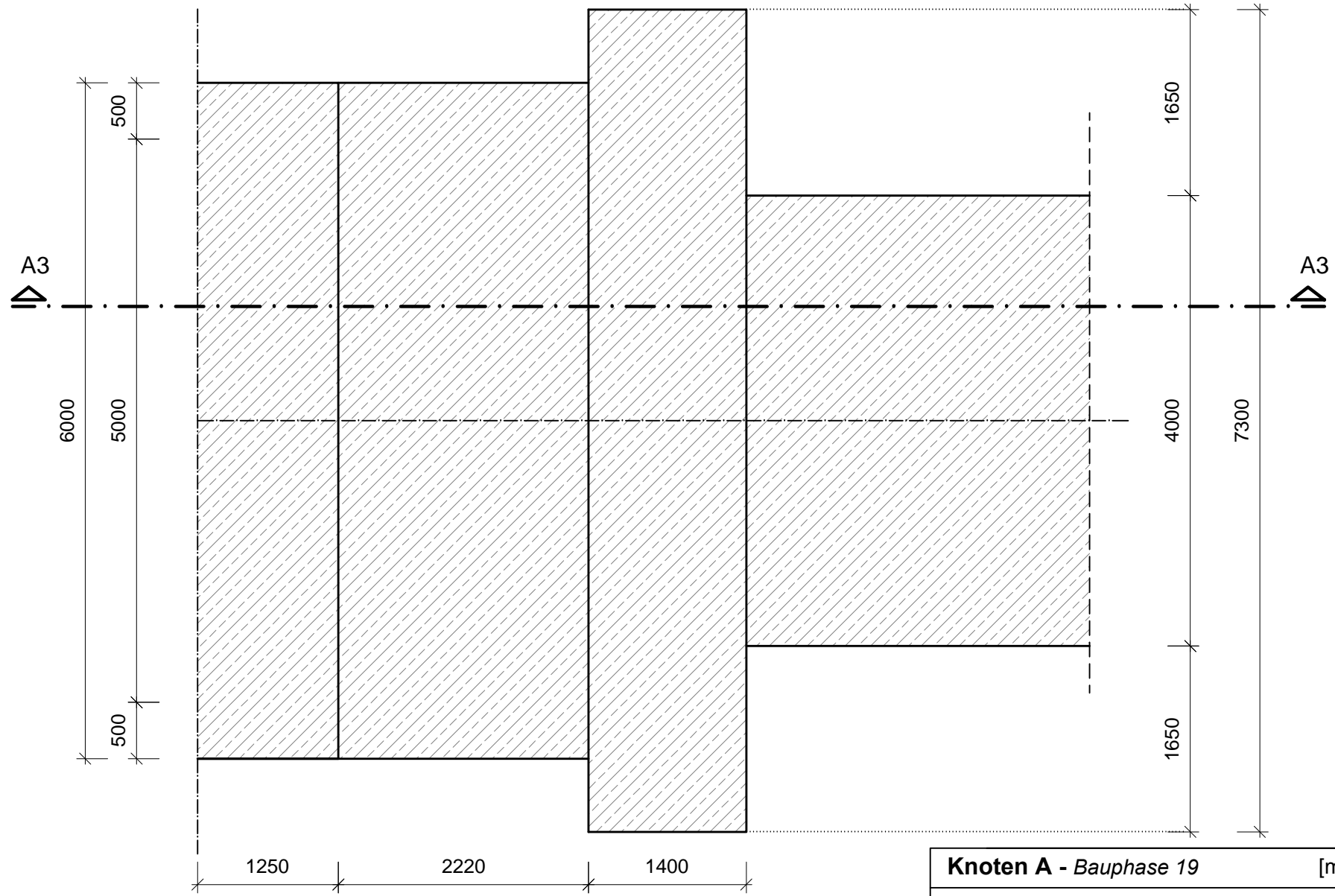
Detail Stahlfachwerk - Hubrahmen 1:25

101



Knoten A - Bauphase 19	[mm]
Schnitt A3-A3	1:50

102



Knoten A - Bauphase 19	[mm]
Schnitt A4-A4	1:50

3.5.5 Knoten B

Die Knoten B stellen die Verbindung zwischen den Druckstreben und dem Brückenträger dar. Im Klappanfangszustand befindet sich der Brückenträger in vertikaler Lage neben der Druckstrebe (siehe Zeichnung auf Seite 105). Dieser Zustand bestimmt die Länge der Knotenbleche B1.

In den Zeichnungen auf den Seiten 106 bis 110 ist der Knoten B im ausgeklappten Zustand (Bauphase 7) zu sehen. Der Schnitt B2-B2 stellt hierbei einen Schnitt in Brückenlängsrichtung dar. Zu sehen ist die Länge der Ausnehmung der Bodenplatte des Brückenträgers, durch die die Druckstrebe mit ihrer Breite von 4,0 m teilweise durchgeführt werden muss. Der Klappendzustand bestimmt die Form des Bleches B1. B2. Die Unterkante dieses Stahlbleches verläuft parallel zur Achse zwischen den Gelenken, weshalb sich keine Exzentrizität innerhalb des Bleches einstellt. Bei den verwendeten Gelenken handelt es sich um Radial-Gelenklager der Firma WSW vom Typ GE290XT-2RS [WSW Wälzlager, 2016].

Die Kraftübertragung zwischen den Gelenken und der Druckstrebe erfolgt durch die Bleche B1, welche die Kraft über Stahlplatten auf die Betondruckstrebe weiterleiten. Die Betondruckstrebe ist im oberen Bereich auf 700 mm verdickt. Diese Verdickung ist allerdings nicht über die gesamte Steghöhe ausgeführt, um ein Absacken des Betons unter diesem Bereich beim späteren Betonieren zu vermeiden. Auf Grund der Anordnung der Gelenke an der Unterseite der Druckstrebe, entsteht ein Moment im Bauzustand zwischen der Kraftweiterleitung und der Schwerachse der Druckstrebe. Dieses Moment wird durch drei Betonbalken in der Druckstrebe aufgenommen. Die Betonbalken haben eine Höhe von 1,0 m und befinden sich etwa 400 mm unterhalb der Oberkante der Druckstrebe. In der Draufsicht sind sie in Schnitt B4-B4 auf der Seite 108 zu sehen.

Die Druckstrebe wird durch die Spannglieder DS vorgespannt, welche in den unteren Ecken der Druckstrebe angeordnet sind (siehe Schnitt B4-B4). Um dieses Spannglied am oberen Ende der Druckstrebe verankern zu können, wurde das Detail auf Seite 109 entwickelt. Dabei sitzt der Ankerkopf zwischen den Blechen B1 auf dem Stahlblech, welches die Vorspannkraft als auch die Kraft aus dem Gelenk an den Betonblock und in weiterer Folge an die Druckstrebe weiterleitet. Um die Ankerbüchse zwischen den Stahlblechen B1 positionieren zu können, werden Ausnehmungen hergestellt. Im Schnitt B3-B3 auf Seite 108 ist ein horizontaler Schnitt durch die Gelenke zu sehen, wobei hier die Positionierung der Ankerbüchse im Grundriss zu sehen ist.

Wichtig für die seitliche Stabilisierung des Knotens sind die Stahlprofile HEB 240. Sie gewähren die ausreichende Steifigkeit in Brückenquerrichtung und ermöglichen die Kraftübertragung während des Klappvorgangs. Diese Stahlprofile sind in den Zeichnungen auf Seite 111 und 112 zu sehen. Hierbei ist der Knoten B in der Bauphase 6C dargestellt, wo zwischen Brückenträger und Druckstrebe annähernd ein rechter Winkel vorhanden ist. Die Weiterleitung der Kraft von der Druckstrebe in den Brückenträger erfolgt über das obere Blech, welches über Kopfbolzen und eventuell über angeschweißte Anschlussbewehrung mit dem darüber befindlichen Betonblock verbunden ist. Im Betonblock bildet sich

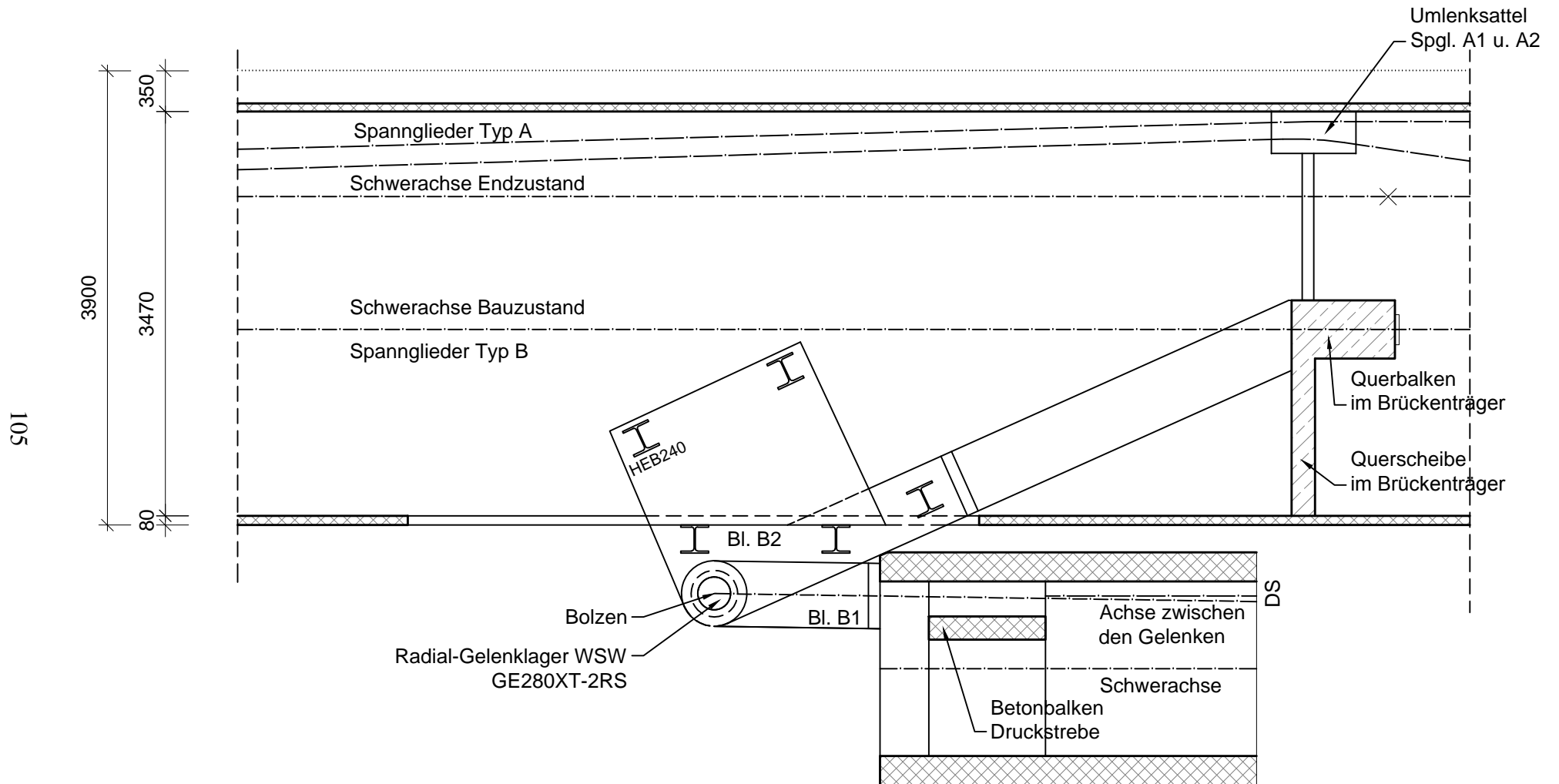
ein Stabwerk mit Druckstreben vom Kopfbolzen zu den Doppelwänden der Stege aus. Die daraus entstehende Zugkomponente kann durch die HEB 240 Träger aufgenommen werden.

Die Weiterleitung der Normalkraft aus der Druckstrebe in Bauphase 7 erfolgt über schräge Stützen, welche im Schnitt B2-B2 zu sehen sind. Die Kraft, welche sich in diesen Stützen befindet, wird über den Querbalken im Brückenträger verteilt. Die Horizontal-komponenten aus beiden Druckstreben werden mit Hilfe der Spannglieder Typ B kurzgeschlossen. Daraus ergibt sich auch die Höhenlage sowie die Lage in Brückenlängsrichtung des Querbalkens. Die Vertikalkomponente wird über die Querscheibe aufgenommen. Die Querscheibe ist über die gesamte Breite des Brückenträgers ausgebildet und leitet die Kräfte weiter in die Stege.

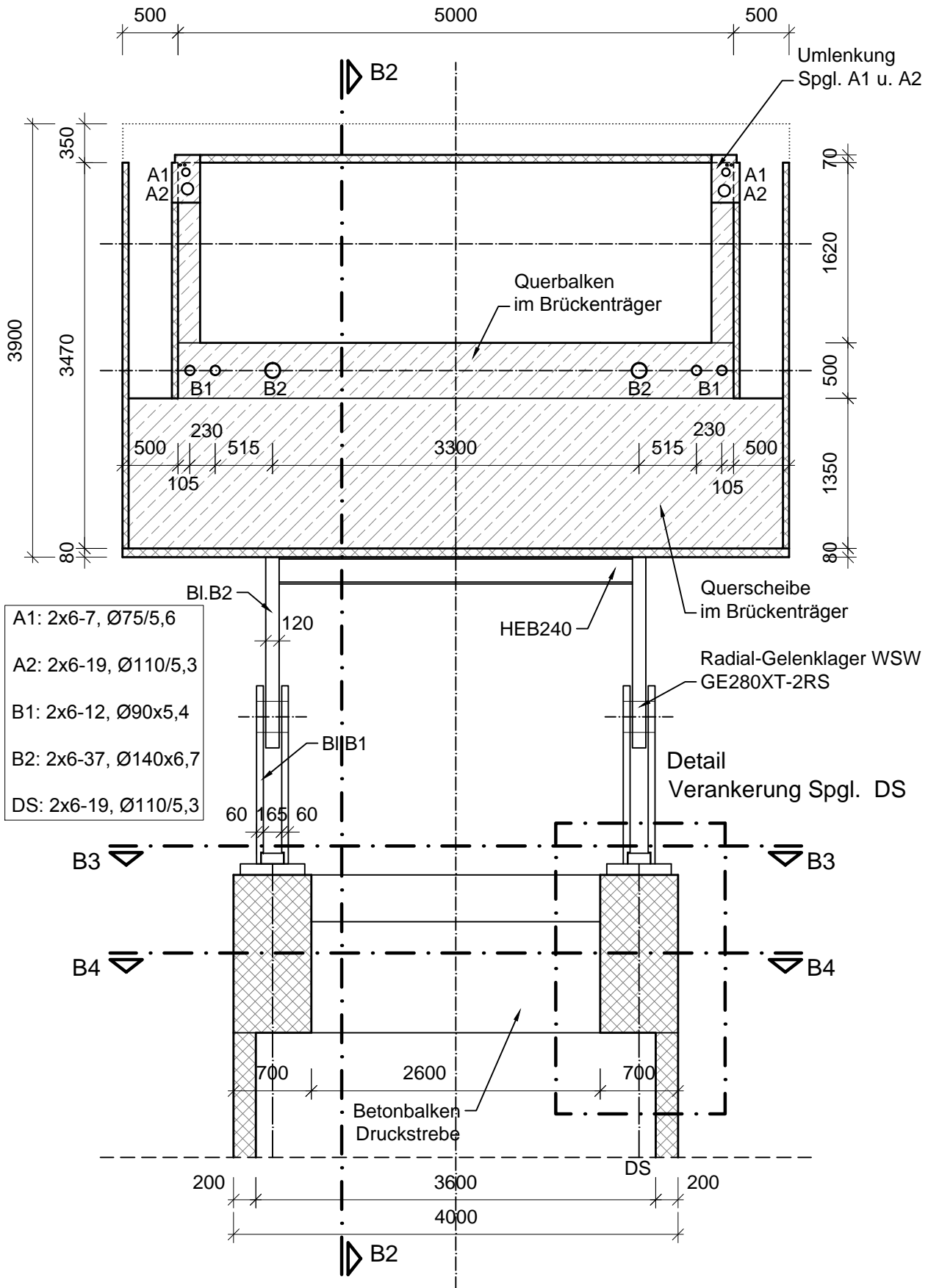
Im Bereich von Knoten B befindet sich im oberen Bereich des Brückenträgers der Umlenksattel für die Spannglieder A1 und A2. Die Funktionsweise und der Aufbau dieses Sattels ist ähnlich des oben beschriebenen Blocks zur Umlenkung des Spannglieds A1 (Kapitel 3.5.1, Seite 84). Die Konstruktionszeichnung zu der Umlenkung der A-Spannglieder im Knoten B ist auf Seite 110 zu sehen. Der benötigte Block ist in diesem Fall höher ausgebildet, als jener aus Kapitel 3.5.1, da hier zwei Spannglieder sowie die Durchführung der Monolitzen für die Montage Platz finden müssen.

Im Klappenzustand (Bauphase 19) ist die Druckstrebe sowie der Knoten B bereits mit Beton verfüllt (siehe Zeichnungen auf Seite 113 und 114). Dazu wird eine Schalung in der Verlängerung der Unterkante der Druckstrebe montiert. Zur Übertragung der entstehenden Zugkraft im Brückenträger, werden die Spannglieder ES im oberen Bereich des Brückenträgers in einem massiven Betonblock verankert. Dieser Betonblock hat außerdem die Aufgabe, die Spannglieder E umzulenken sowie die entstehende Umlenkkraft aufzunehmen. Aus diesen Anforderungen ergibt sich die Länge dieses Blocks. Da in diesem Bereich sehr viele Spannglieder verankert bzw. umgelenkt werden, wurde ein Detail konstruiert (siehe Seite 115), welches die Lage der Spannglieder spezifiziert zeigt.

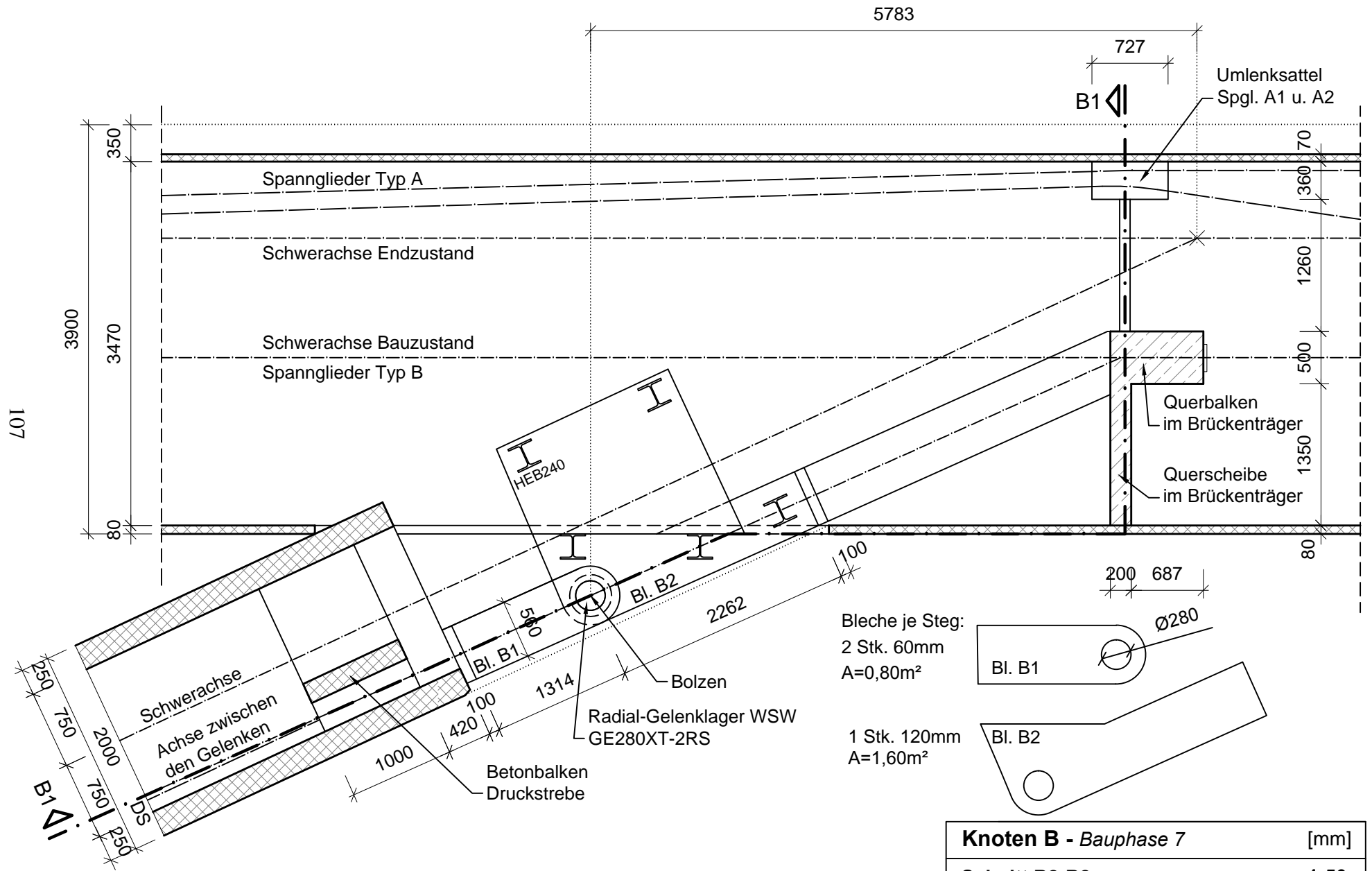
Um die Brücke im Endzustand während einer Inspektion durchgängig begehbar zu machen, wird eine Durchstiegsöffnung mit einer Höhe von 1,6 m und einer Breite von 0,6 m ausgebildet. Dazu muss in einem späteren Zustand noch eine Aluleiter montiert werden.



Knoten B - Bauphase 4	[mm]
Klappanfangszustand	1:50

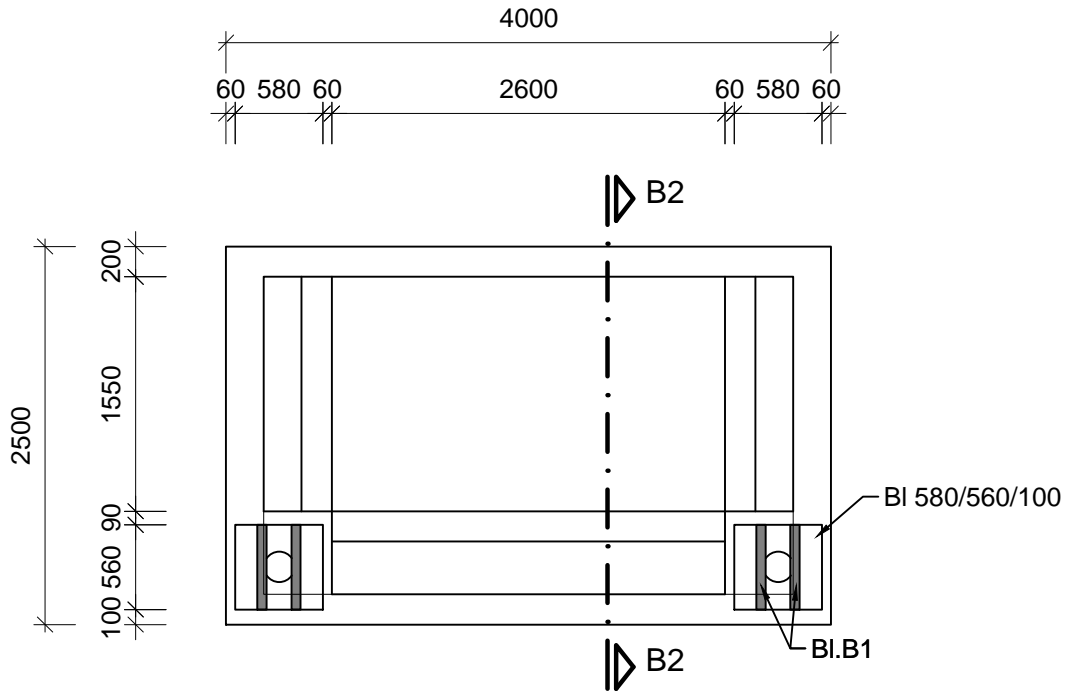


Knoten B - Bauphase 7	[mm]
Schnitt B1-B1	1:50

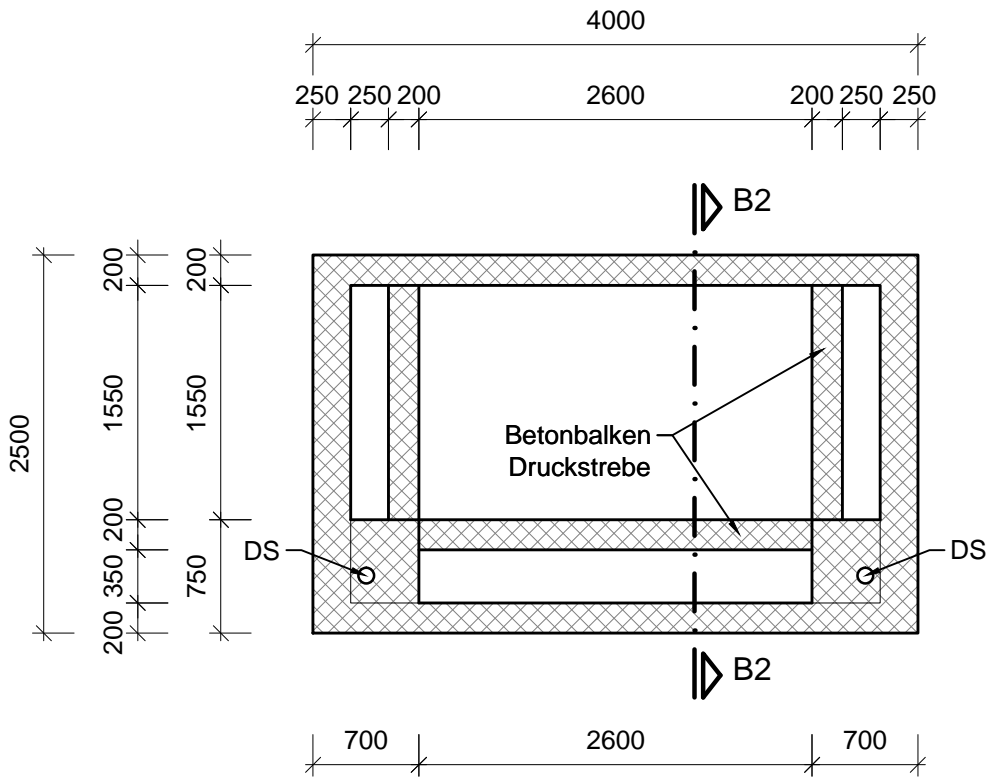


Knoten B - Bauphase 7	[mm]
Schnitt B2-B2	1:50

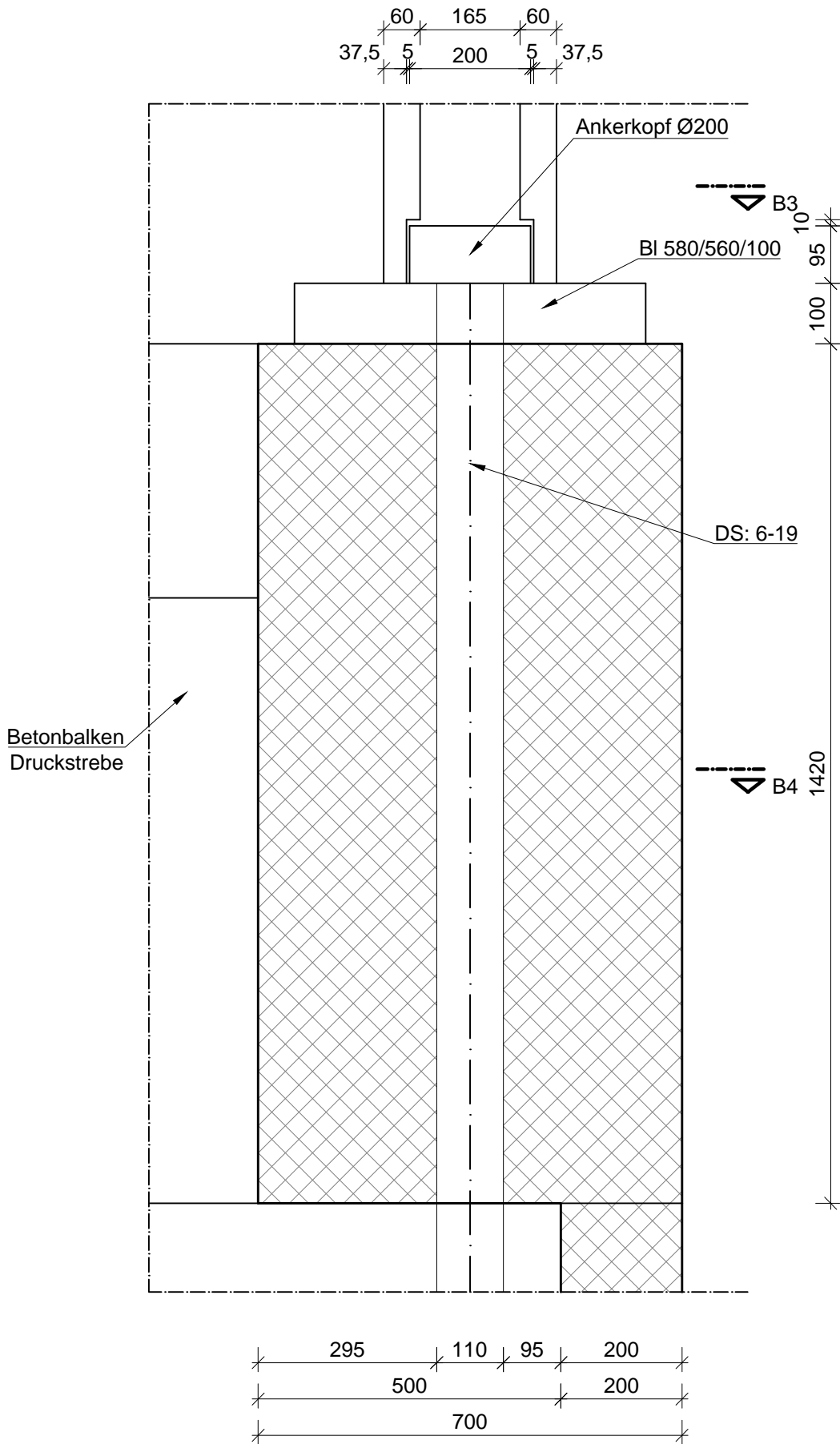
Schnitt B3-B3



Schnitt B4-B4



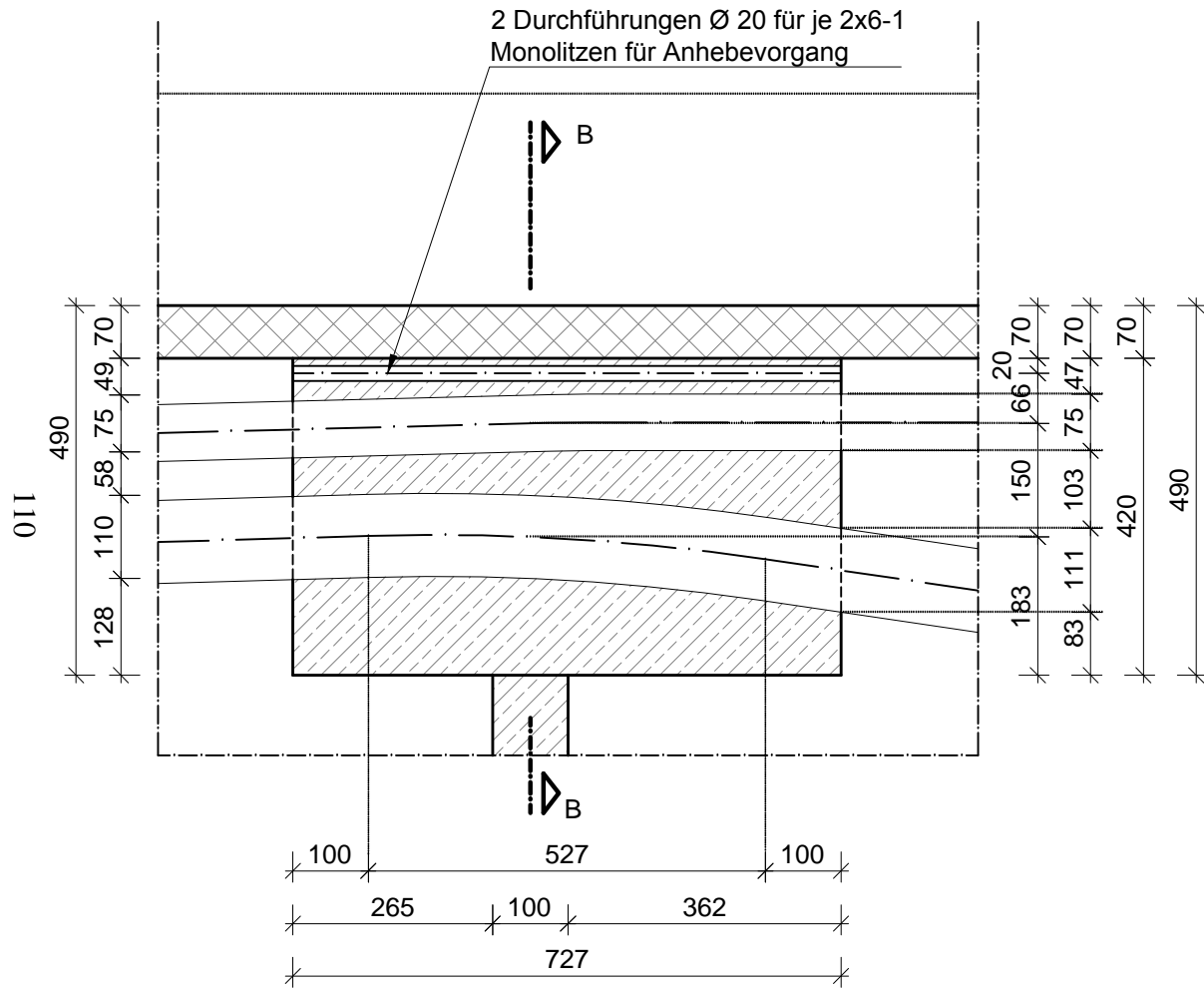
Knoten B - Bauphase 7	[mm]
Schnitt B3-B3 und B4-B4	1:50



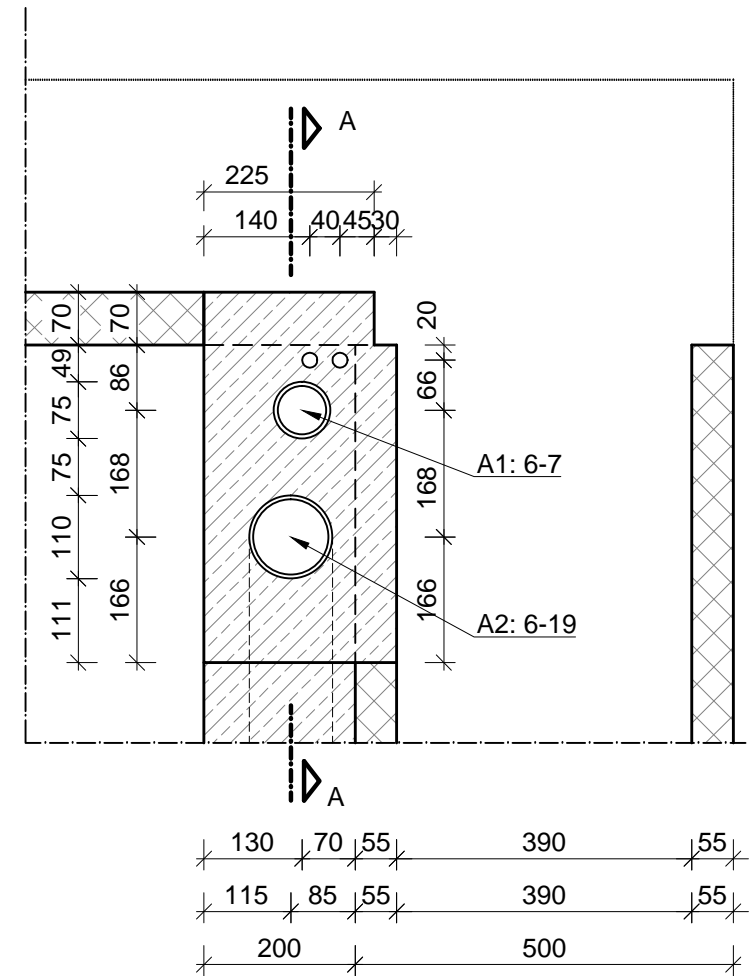
Knoten B - Bauphase 7 [mm]

Detail Verankerung Spgl. DS **1:10**

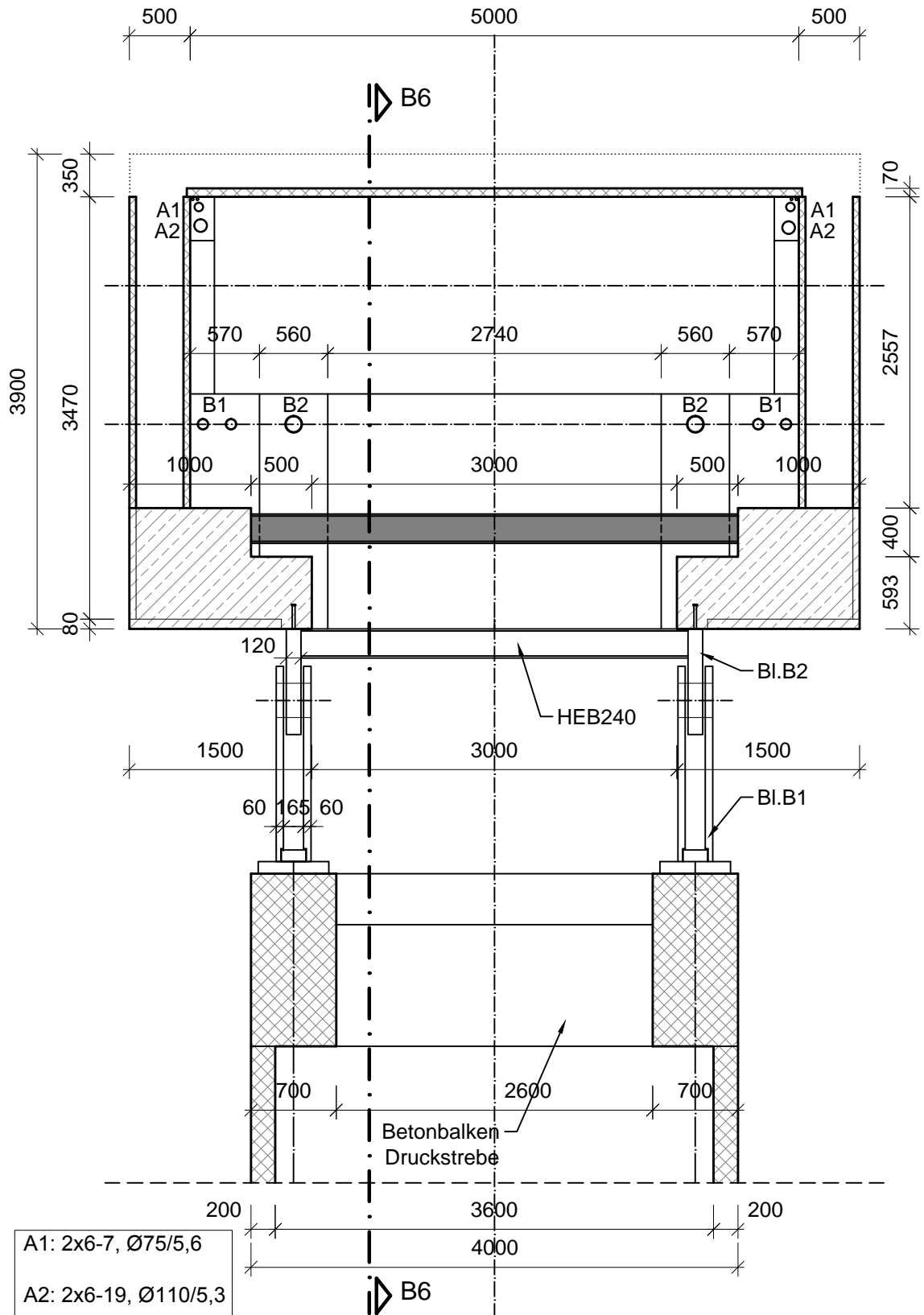
Schnitt A-A



Schnitt B-B

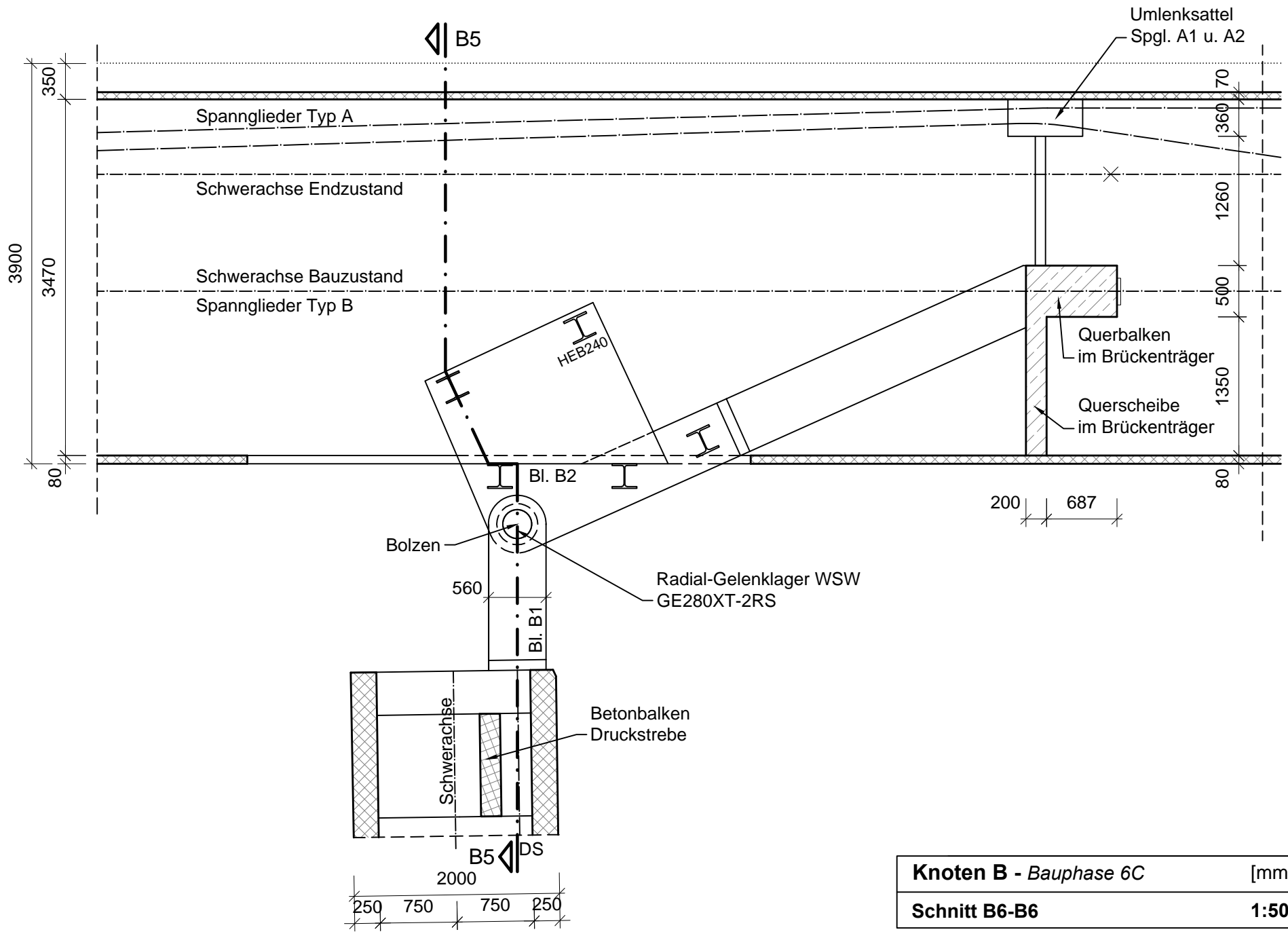


Knoten B - Bauphase 7	[mm]
Umlenkung Spannglied A1 und A2	1:10

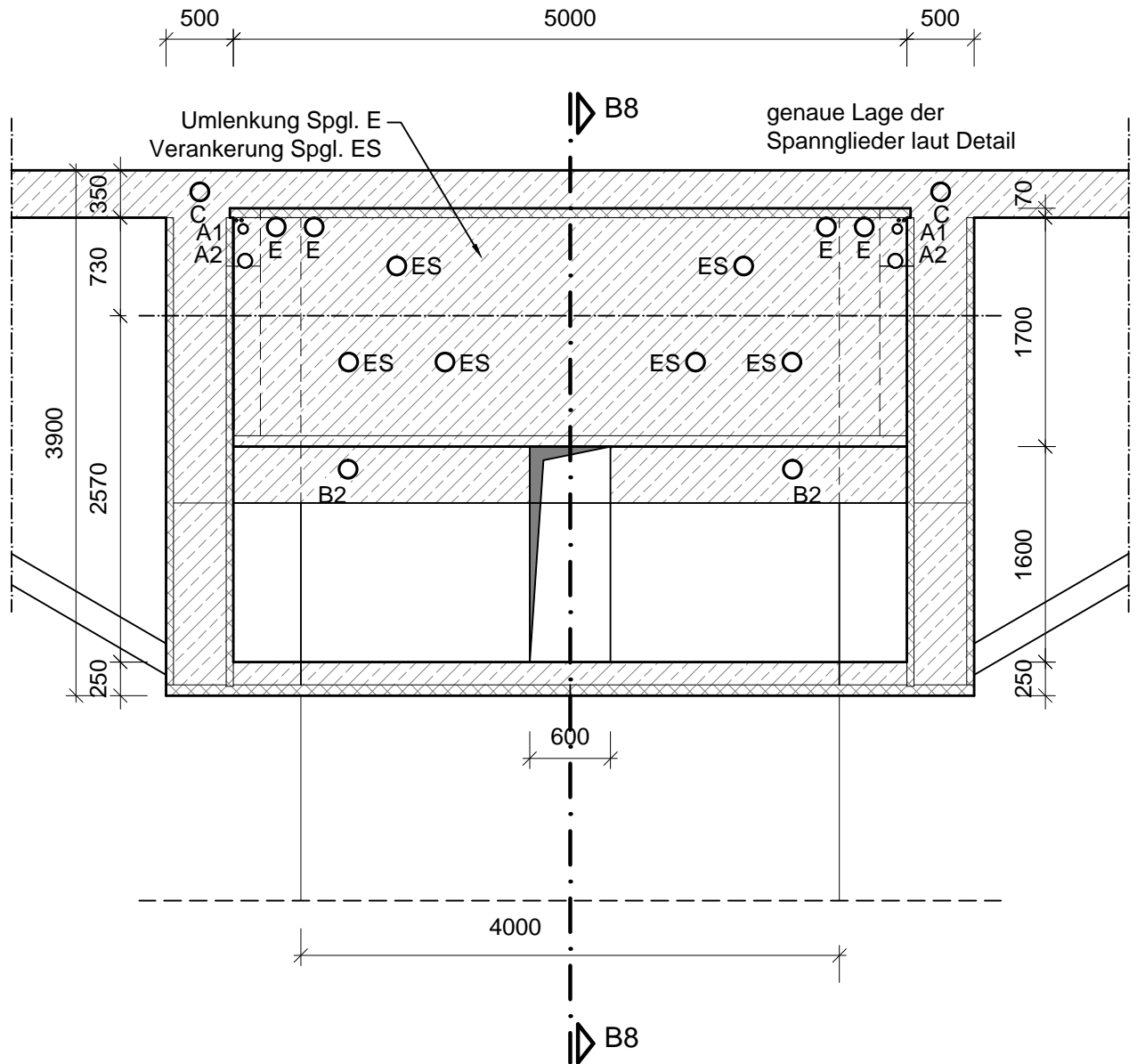


- A1: 2x6-7, Ø75/5,6
- A2: 2x6-19, Ø110/5,3
- B1: 2x6-12, Ø90x5,4
- B2: 2x6-37, Ø140x6,7
- DS: 2x6-19, Ø110/5,3

Knoten B - Bauphase 6C	[mm]
Schnitt B5-B5	1:50

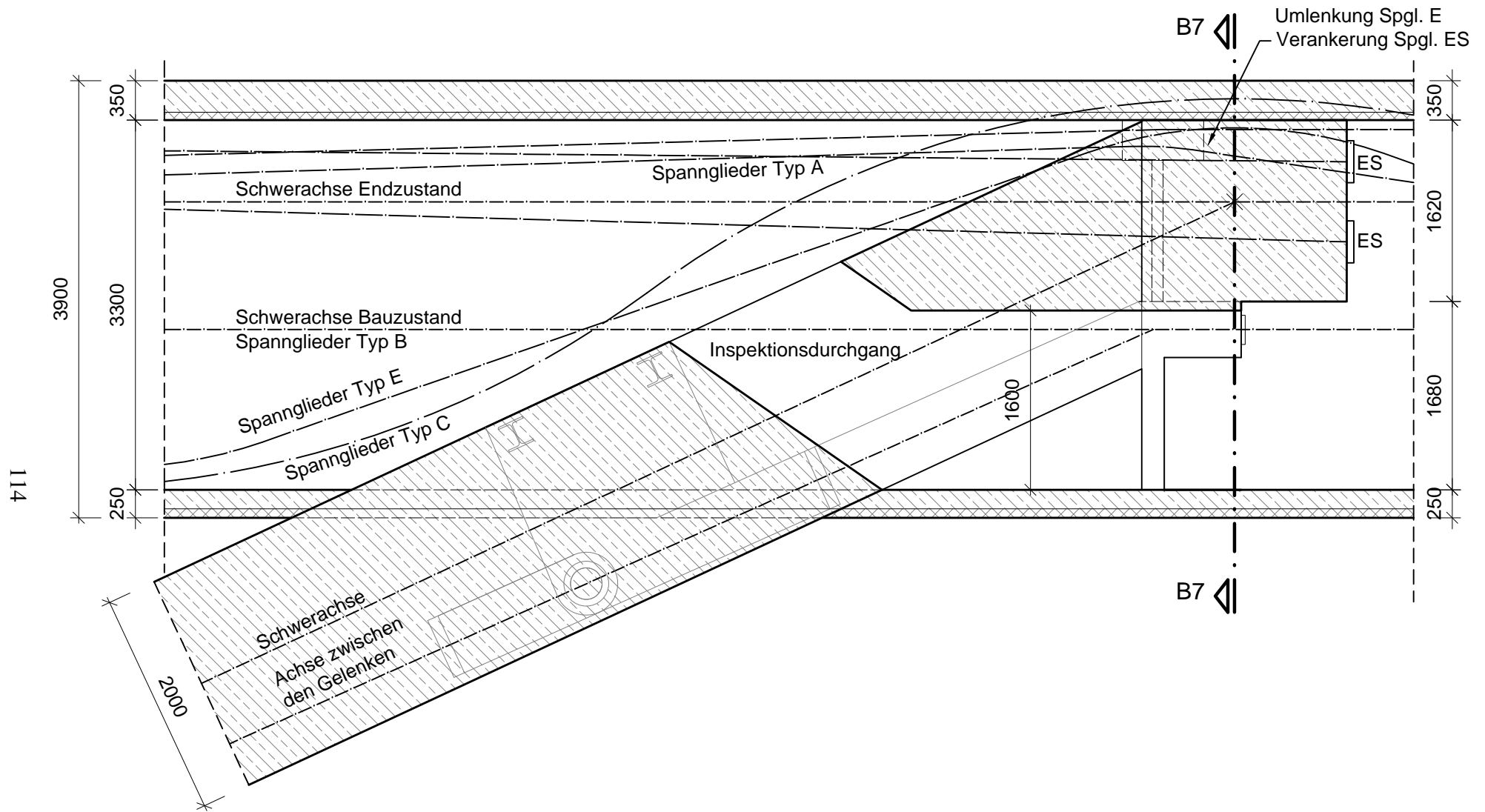


Knoten B - Bauphase 6C	[mm]
Schnitt B6-B6	1:50

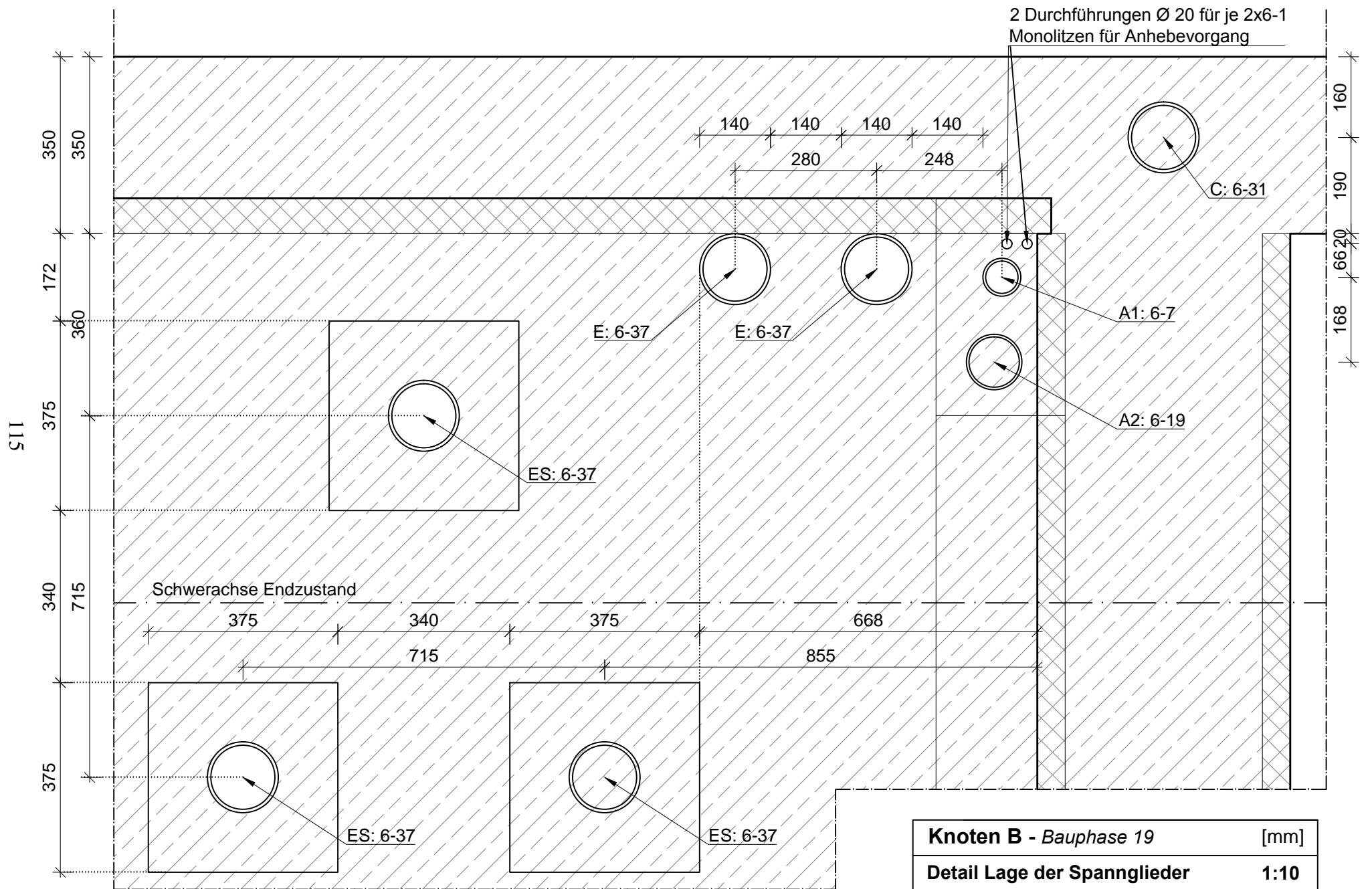


- A1: 2x6-7, Ø75/5,6
- A2: 2x6-19, Ø110/5,4
- B1: wird entfernt
- B2: 2x6-37, Ø140x6,7
- C: 2x6-31, Ø140x6,7
- E: 4x6-37, Ø140x6,7
- ES: 6x6-37, Ø140x6,7

Knoten B - Bauphase 19	[mm]
Schnitt B7-B7	1:50



Knoten B - Bauphase 19	[mm]
Schnitt B8-B8	1:50



3.5.6 Knoten C

Der Knoten C befindet sich über dem Pfeiler. Konstruktionszeichnungen dieses Knotens im Bauzustand (Bauphase 7 - ausgeklappter Zustand) sind auf Seite 118 bis 123 zu finden. Der Schnitt C1-C1 stellt einen Schnitt in Brückenquerrichtung dar. Dargestellt sind die Hilfspfeiler, die sich an den beiden Seiten des Pfeilers befinden, sowie der Führungsbalken, welcher von oben zwischen den Hilfspfeilern eingebracht wird. Mit dem Führungsbalken werden auch die Spannglieder Typ B eingebaut. Dabei werden die Spannglieder B2 durch den Führungsbalken durchgeführt. Das kleinere Spannglied B1 wird im Führungsbalken verankert. Um den erforderlichen Platz für beide B1-Spannglieder gewährleisten zu können, wurden im Schnitt C1-C1 beide dargestellt, obwohl nur ein Spannglied in der Schnittführung ersichtlich wäre.

Die wichtigsten Konstruktionselemente im Knoten C sind die beiden Blöcke, welche sich an den Außenseiten des Brückenträgers befinden. In bestimmten Teilbereichen sind in diesen Blöcken viertelkreisförmige Sättel ausgebildet, durch welche der Klappvorgang überhaupt erst möglich gemacht wird. Zu erkennen ist die knappe Lage der Spannglieder sowie der Litzen, die für den Vorgang des Ausklappens erforderlich sind. Die dargestellten Blöcke haben mehrere Aufgaben, die am besten mit den Schnitten C2-C2 bis C4-C4 auf den Seiten 119 bis 121 zu erklären sind.

Der Schnitt C2-C2 verläuft durch das Spannglied B1 und zeigt in Richtung des Brückentages nach außen. Das Spannglied B1 verläuft, wie auch das Spannglied B2, in der Schwerachse des Brückenträgers im Klappzustand. Im Schnitt dargestellt ist die erforderliche Verankerung der B1-Spannglieder im Führungsbalken. Dazu ist laut VSL [VSL, 2011] die Ausbildung einer Trompete erforderlich. Aufgrund der erforderlichen Länge der Trompete, ist es nicht möglich diese im Führungsbalken auszubilden. Deswegen ist eine Stahlkonstruktion vor dem Führungsbalken geplant. Des Weiteren zu sehen ist die Verankerung der Spannglieder A1 und A2 im oberen Bereich des Blocks. Diese bestimmt die geometrische Form des Blocks in diesem Schnitt. Im unteren Bereich ist ein Sattel ausgebildet, welcher das Abrollen der B1-Spannglieder ermöglicht. Über diesem Sattel befindet sich ein Block, welcher die Verankerung für die Spannglieder A1 und A2 ermöglicht.

Im Schnitt C3-C3 sind die Litzenbündel, welche für den Klappvorgang erforderlich sind, zu sehen. Zu Beginn des Klappvorgangs befinden sich die Brückenträger neben den Druckstreben und die Litzen der SLU220-Litzenheber verlaufen von der Plattform in einer Höhe von 117 m bis zur Verankerung im Knoten C vertikal nach unten durch. Während des Ausklappens werden diese Litzen auf dem Sattel, welcher in diesem Schnitt im oberen Bereich des Blockes ausgebildet ist, aufgerollt. Nach dem Ausklappen (in Bauphase 7) sind die Litzen im Sattel umgelenkt und verlaufen ab der Oberkante des Sattels in einer vertikalen Lage entlang des Hilfspfeilers. Verankert sind die Litzen mit einer Ankerplatte an den Enden der Blöcke.

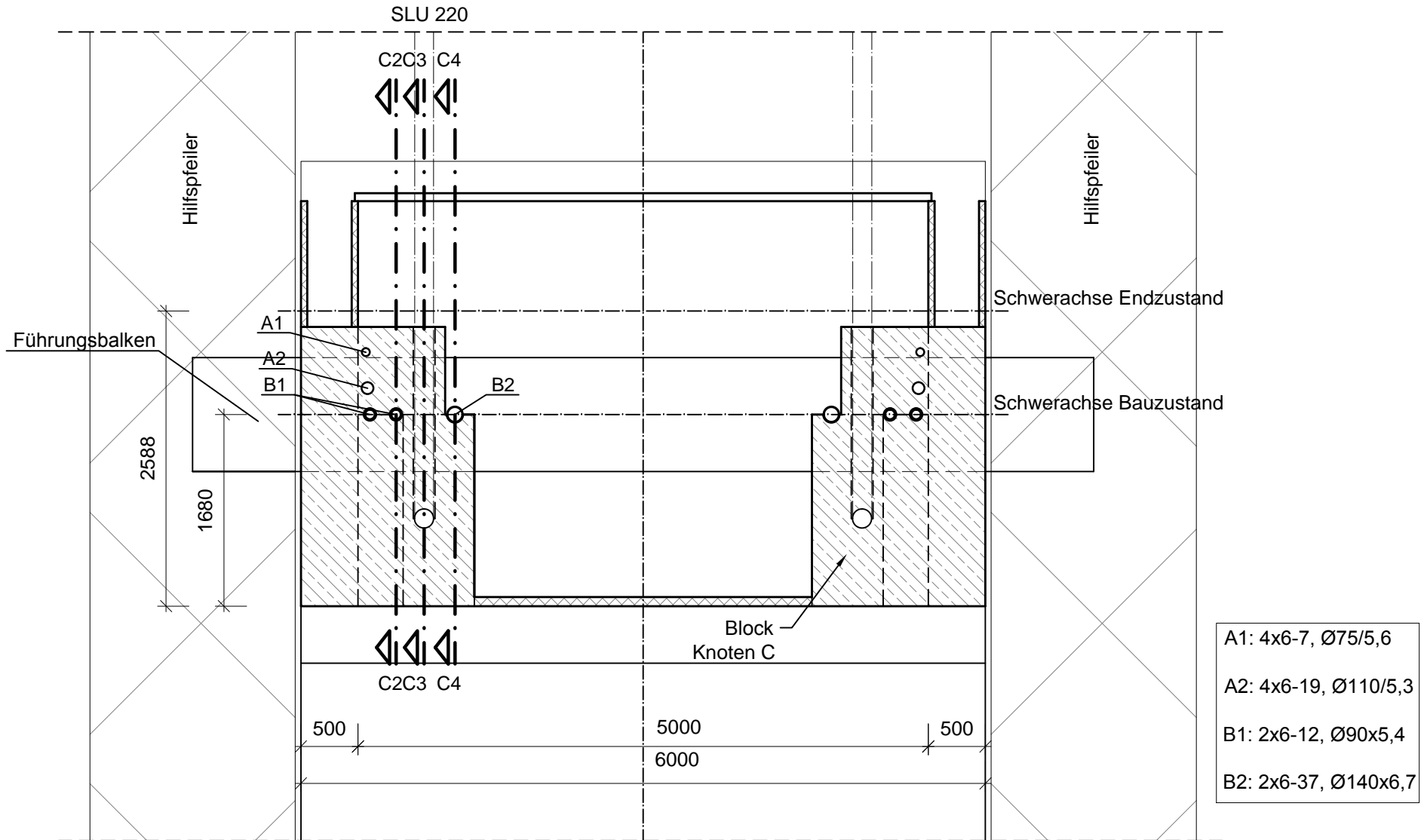
Der Schnitt C4-C4 liegt im Spannglied B2 und zeigt, wie dieses durch den Führungsbalken durchgeführt wird. Der Block ist in diesem Bereich nur mehr als Sattel ausgeführt,

da hier keine weiteren Spannglieder verankert werden.

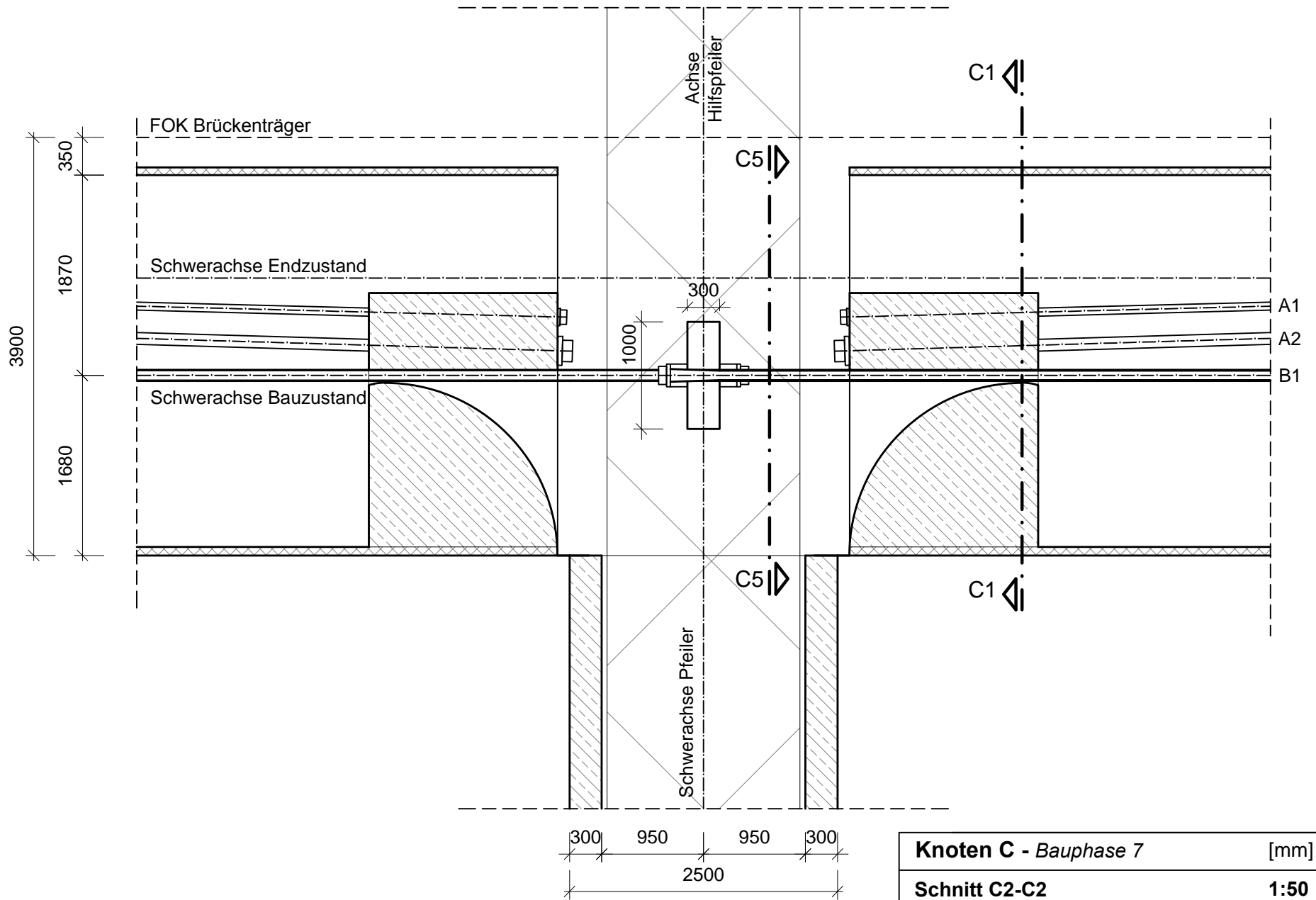
Um die genaue Lage der einzelnen Spannglieder in den Blöcken definieren zu können, wurde das Detail auf Seite 122 angefertigt. Es zeigt eine Ansicht vom Pfeiler in Richtung des Blockes. Zu sehen sind die einzelnen Sättel, welche für die B-Spannglieder im unteren und für die Litzen im oberen Bereich des Blocks angeordnet sind. Zwischen den Sätteln befindet sich eine jeweils 90 mm dicke Wand, die die Lagesicherung der Spannglieder darstellt.

Wie schon in den vorhergegangenen Kapiteln beschrieben, ist es aus Platzgründen ab der Bauphase 15 erforderlich, die Spannglieder B1 zu entfernen. Dadurch können die im Endzustand benötigten Spannglieder E eingebaut werden (siehe Schnitt C7-C7 auf Seite 124 und Schnitt C8-C8 auf Seite 125). Aus dem Spanngliederverlauf der E-Spannglieder geht hervor, dass diese im Brückenträger insgesamt elfmal umgelenkt werden. Die daraus entstehenden Umlenkkräfte müssen durch konstruktive Maßnahmen in die Brückenstege eingeleitet werden. Daher ist es von Vorteil, wenn die Spannglieder Typ E möglichst nahe an den Stegen platziert werden, wodurch der Ausbau der B1-Spannglieder erforderlich ist. In den Zeichnungen auf den Seiten 123 bis 125 wird die Bauphase 19, wo die Bodenplatte bereits betonierte, die A-Spannglieder verbunden und alle anderen Spannglieder eingebaut worden sind, dargestellt. Um die Spannglieder Typ E über dem Pfeiler umlenken zu können und um die daraus entstehende Umlenkkraft von der Konstruktion aufnehmen zu können, sind weitere Blöcke erforderlich. Diese Blöcke befinden sich über jenen, die bereits im Bauzustand vorhanden waren. Ihre Länge bestimmt sich aus der erforderlichen Länge des Umlenksattels für die Spannglieder E. Neben den Spanngliedern E befinden sich die Spannglieder ES, welche ebenfalls in diesen Blöcken umgelenkt werden.

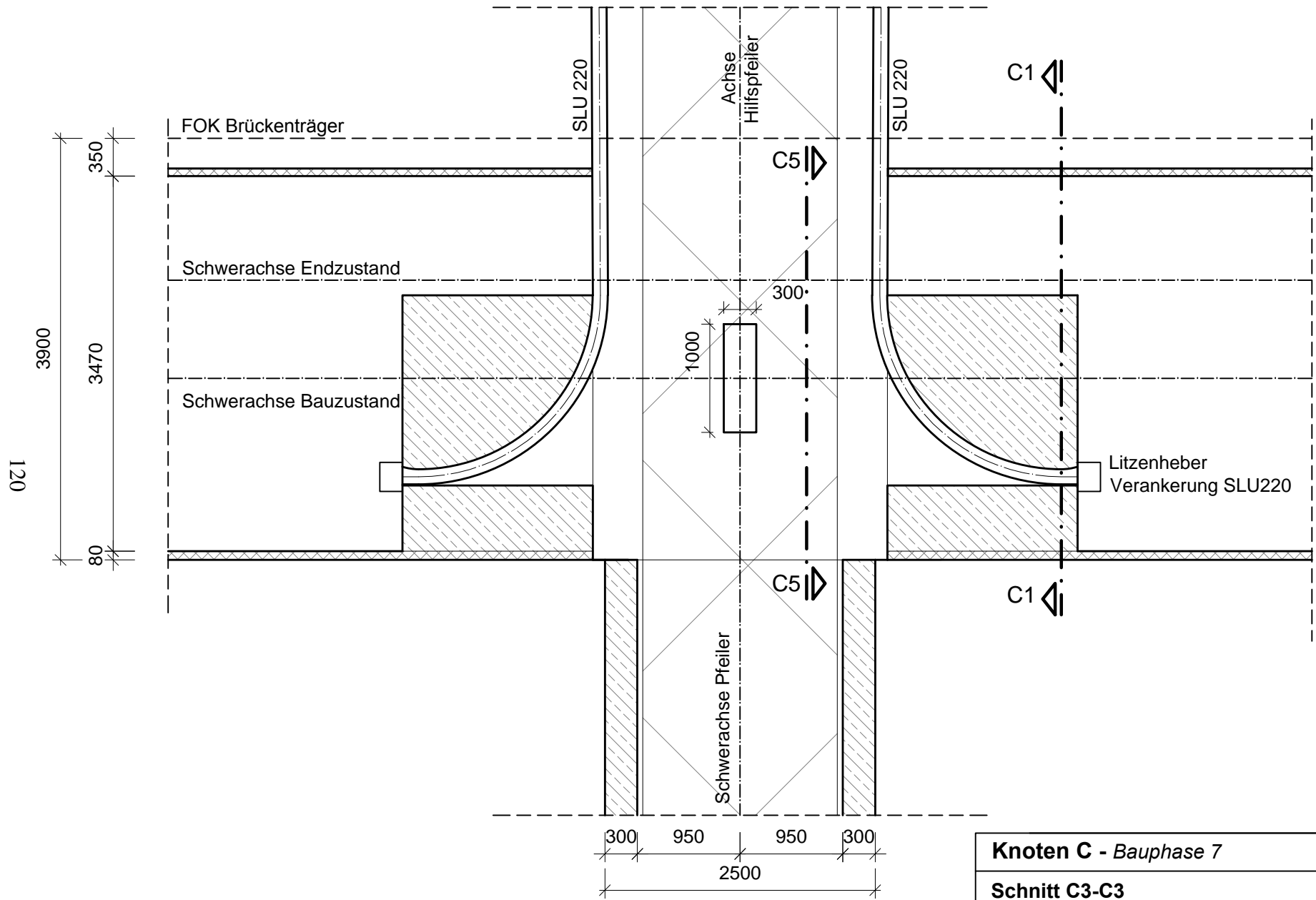
Im Endzustand der Brücke ist ein permanentes Schrägkabel erforderlich, welches über dem Pfeiler umgelenkt wird. Dieser Umlenksattel wird durch eine fertige Stahlkonstruktion der Firma VSL [VSL, 2013] ausgebildet (siehe Schnitt C6-C6 auf Seite 123), welche in einem Betonblock eingebaut wird. Dieser Betonblock befindet sich in der Mitte des Brückenträgerquerschnitts. Die Umlenkkräfte aus dem Schrägkabel werden mit Hilfe von Betondruckstreben zu den seitlichen Blöcken geleitet. Mit Hilfe von Zugstreben, welche durch einzulegende horizontale Bewehrung ausgebildet werden, werden die Umlenkkräfte aufgenommen. Der Schnitt C7-C7 auf der Seite 124 zeigt einen Schnitt genau in Pfeilermitte, wo sich der Umlenksattel an der höchstmöglichen Stelle befindet. Der nächste Schnitt C8-C8, auf Seite 125, verläuft durch den Endpunkt des Umlenksattels und stellt somit die tiefste Position des Stahleinbauteils dar. An dieser Stelle wurde auch das vorhin erwähnte Stabwerk modelliert. Bei Knoten C ist es ebenfalls erforderlich einen Durchgang von 1,6 m Höhe zum Zwecke einer Brückeninspektion offen zu halten. Dieser befindet sich unter dem Umlenksattel des Schrägkabels in der Mitte des Querschnitts des Brückenträgers. Über eine Einstiegsöffnung bei einem der Widerlager ist es dadurch möglich, den Hohlkastenquerschnitt des Brückenträgers zu inspizieren.



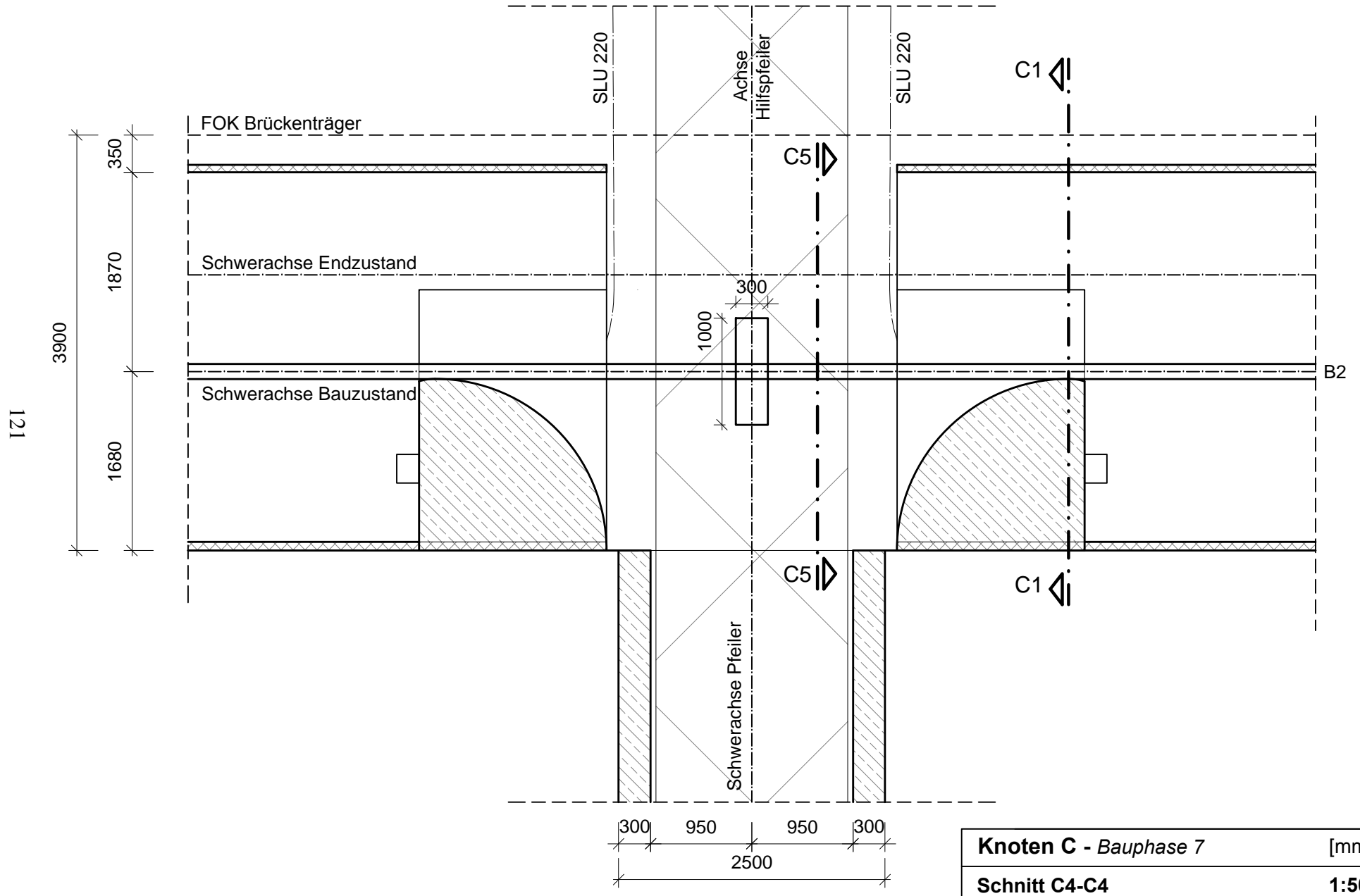
Knoten C - Bauphase 7	[mm]
Schnitt C1-C1	1:50



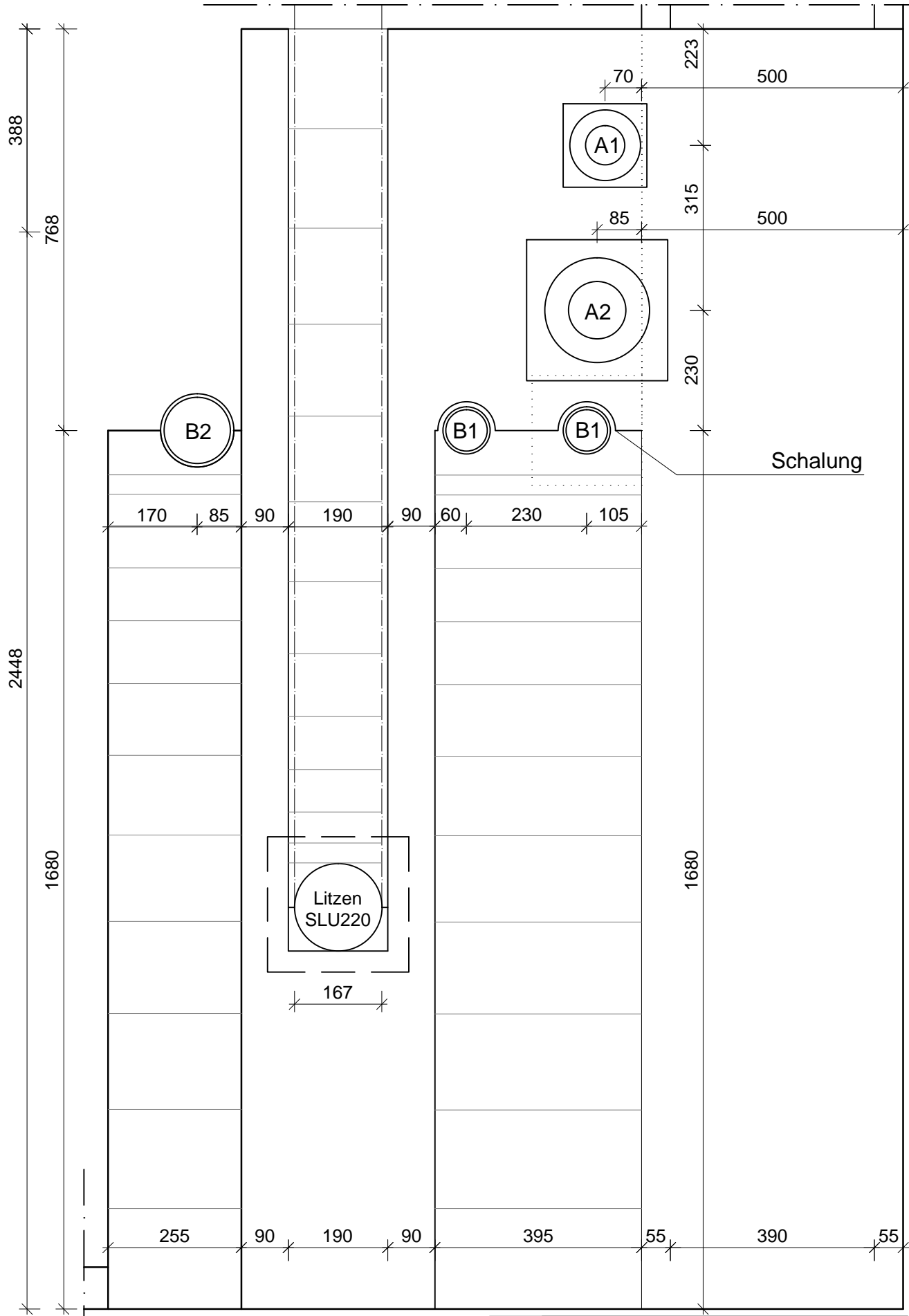
Knoten C - Bauphase 7	[mm]
Schnitt C2-C2	1:50



Knoten C - Bauphase 7	[mm]
Schnitt C3-C3	1:50

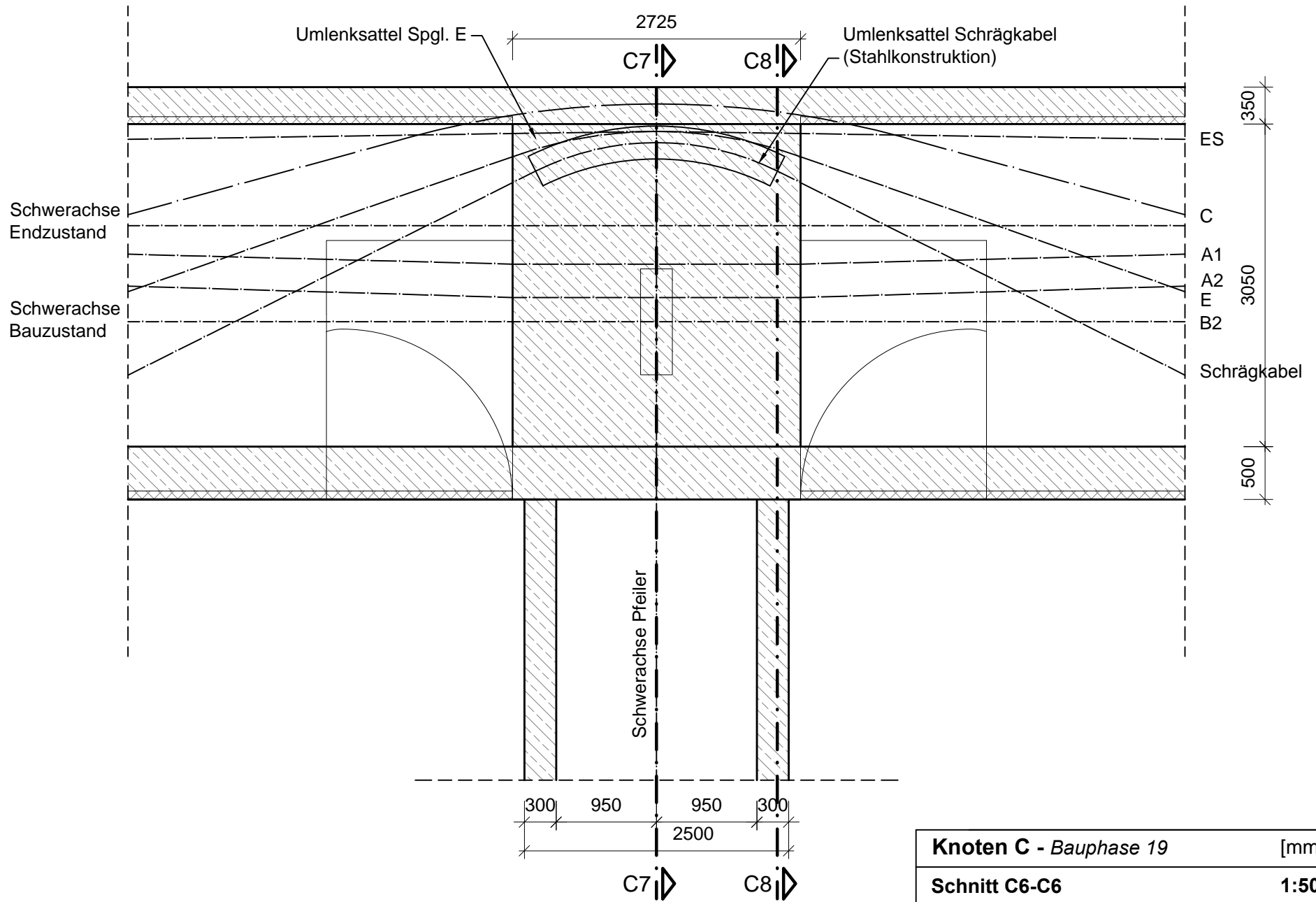


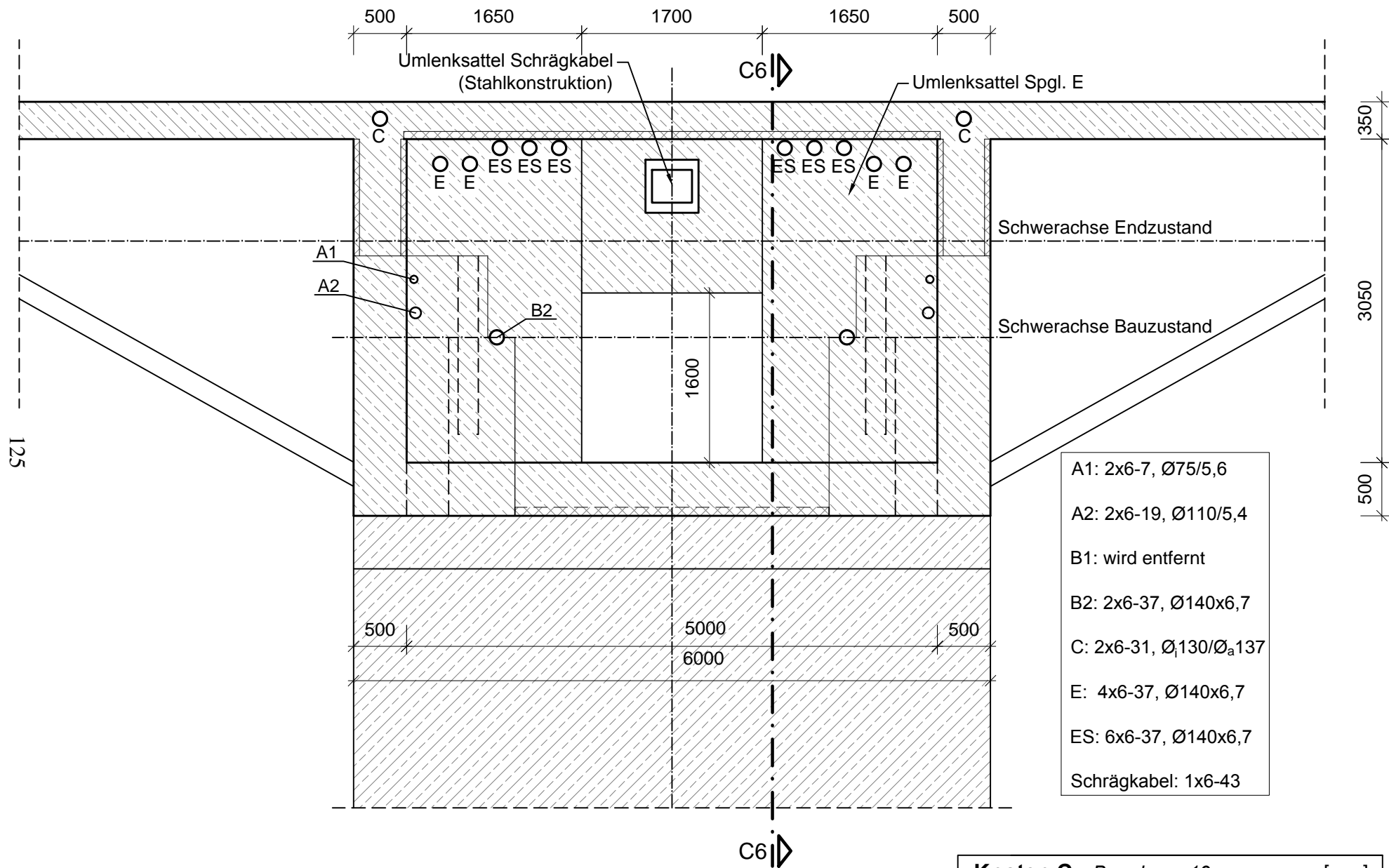
Knoten C - Bauphase 7	[mm]
Schnitt C4-C4	1:50



Knoten C - Bauphase 7	[mm]
Detail Ansicht C5-C5	1:10

123





Knoten C - Bauphase 19	[mm]
Schnitt C8-C8	1:50

3.6 Nachweise im Serviceability Limit State (SLS)

Um ein über die gesamte Nutzungsdauer gebrauchstaugliches Tragwerk zu erhalten, gilt es gemäß Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-2, 2012]) die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen. Hierzu zählen die Begrenzung der Rissbreiten, der Spannungen sowie der Verformungen.

Bei Spannbetonkonstruktionen wird, abhängig von der geforderten Expositionsklasse und der Art der Vorspannung, für den Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten, Dekompression unter einer bestimmten Einwirkungskombination gefordert (siehe Tabelle 7.101N in [ÖN EN 1992-2, 2012] und Tabelle 1 in [ÖN B 1992-2, 2014]). Dies bedeutet, dass der Beton innerhalb eines bestimmten Abstandes von den Hüllrohren überdrückt sein muss.

Da es sich bei dem vorliegenden Alternativentwurf nicht um ein Ausführungsprojekt sondern um eine Machbarkeitsuntersuchung handelt, halten sich die nachfolgenden Berechnungen nicht immer streng an die Vorgaben der Norm. Auf dieser Grundlage wurde beispielsweise festgelegt, dass für den Nachweis der Dekompression in den betrachteten Schnitten, jeweils der gesamte Querschnitt unter charakteristischer Belastung von Eigengewicht und Ausbaulast überdrückt sein soll. Des Weiteren werden bei den Berechnungen mögliche Streuungen der Vorspannkräfte nicht berücksichtigt. Unabhängig davon was Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Punkt 5.10.9) hierzu vorgibt, wird in der gegenständlichen Arbeit $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$ festgelegt. Diese Vereinfachung beeinflusst nur sehr unerheblich die Ergebnisse und wird deshalb als zulässig angesehen.

Der Nachweis der Dekompression stellt den Hauptteil dieses Kapitels dar. Im Weiteren wird aber auch auf die Begrenzung der Betondruckspannungen eingegangen. Steigen die Spannungen über einen kritischen Wert, unter der charakteristischen Einwirkungskombination, kann es zu Längsrissen im Beton kommen (siehe Punkt 7.2 in [ÖN EN 1992-2, 2012]). Die Betondruckspannungen sollten deshalb gemäß [ÖN EN 1992-2, 2012] und [ÖN B 1992-2, 2014] auf $k_1 \cdot f_{ck}$ begrenzt werden, wobei $k_1 = 0,6$ in der Norm festgelegt ist.

Ausgehend von den Ergebnissen der statischen Berechnungen des Lehrgerüstzustandes unter Eigengewicht (LK1) (siehe Kapitel 3.2.2) wurden verschiedene Typen von Spanngliedgeometrien entworfen, welche in Kapitel 3.3 ausführlich beschrieben wurden. Die Summe der Wirkungen dieser Spannglieder soll Dekompression unter der Lastkombination LK1 erzielen. Dies wird in dem folgenden Kapitel (3.6.1) ausgeführt. Da die Brücke nicht in einem Betoniervorgang auf einem Lehrgerüst hergestellt wird, ist es notwendig den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit auch für die einzelnen Bauphasen, sowie für den Bauendzustand zu führen. Dies geschieht in Kapitel 3.6.2.

3.6.1 SLS - Lehrgerüstzustand

Bei Brücken ist es durchaus üblich, dass sie abschnittsweise und nicht in einem Arbeitsgang hergestellt werden. Es ergeben sich allerdings unterschiedliche Momente

aus der Herstellung mittels Lehrgerüst (Lehrgerüstzustand: M_L) und der Herstellung in Bauabschnitten (Bauzustand: M_B). Die Differenz zwischen den beiden Zuständen ($M_L - M_B$) wird im Laufe der Zeit durch Kriechen des Betons abgebaut. Das heißt, dass sich die Schnittgrößen des Bauzustands jenen des Lehrgerüstzustands nähern [Mehlhorn, 2010].

In der gegenständlichen Arbeit werden die Schnittgrößenumlagerungen zufolge Kriechen nicht explizit berechnet, da dies den Umfang deutlich sprengen würde. Es werden die beiden Grenzzustände: Lehrgerüstzustand und Bauzustand bemessen. Dies ist auch für ausgeführte Praxisprojekte oftmals vertretbar [Mehlhorn, 2010].

Festpunktwechsel

Das statische System der Brücke im Endzustand sieht eine Einspannung des Pfeilerfußes vor. Nach Abschluss der Bauarbeiten wird die Brücke am rechten Widerlager in Brückenlängsrichtung unverschieblich gelagert sein, während sich der Brückenträger beim anderen Widerlager in horizontaler Richtung frei bewegen kann. Dies hat zur Folge, dass sich die Brückenkonstruktion infolge Verkürzung des Brückenträgers durch Kriechen, Schwinden und Temperaturabsenkung in Richtung des rechten Widerlagers bewegt. Da es sich um ein statisch unbestimmtes System handelt, wird diese Bewegung behindert und es entstehen Zwangsschnittgrößen.

Um einen Teil dieser Bewegung und somit einen Teil der Zwangsschnittgrößen zu reduzieren, wird während dem Bau der Brücke das linke Ende des Brückenträgers als Festpunkt ausgeführt. Nach der Betonage und dem Vorspannen des Brückenträgers findet ein Festpunktwechsel hin zum rechten Widerlager statt. Dieses Vorgehen bewirkt, dass sich die Brücke aufgrund elastischer Verkürzung zufolge Vorspannung sowie aufgrund einem Teil der Kriech- und Schwindverkürzungen zur linken Seite neigt. Nach dem Festpunktwechsel bewirken die fortlaufenden Kriech- und Schwindverformungen, dass sich die Brücke nach rechts zu neigen beginnt. Im Idealfall steht der Pfeiler zu einem gewünschten Zeitpunkt (zum Beispiel $t = 1 \text{ Jahr}$) wieder senkrecht. Durch dieses Vorgehen werden die aufzunehmenden Zwangsschnittgrößen erheblich reduziert.

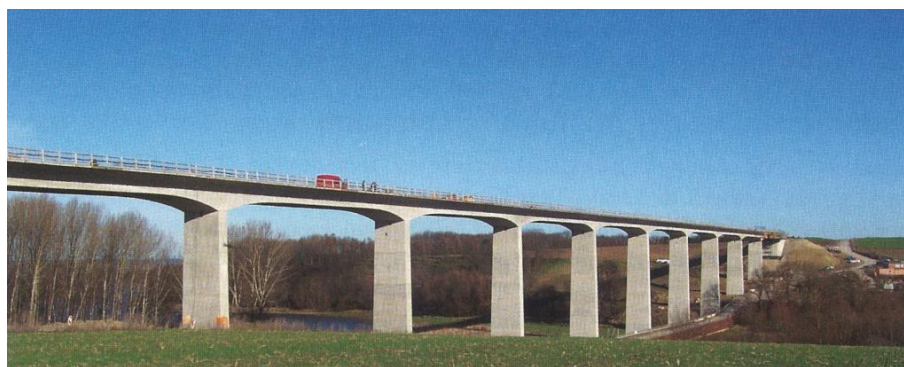


Abbildung 3.32: Seitenansicht Scherkondetalbrücke [Sonnabend, 2010].

Angewendet wurde ein derartiger Festpunktwechsel beispielsweise bei der Errichtung

der Scherkondetalbrücke (siehe Abbildung 3.32). Dabei handelt es sich um eine Eisenbahnbrücke mit zirka 576 m Länge, in semiintegraler Bauweise. Zwischen den beiden Widerlagern ruht der durchlaufende Brückenträger auf 13 Pfeilern, welche zum Großteil monolithisch mit dem Brückenträger verbunden sind.

Es wurde während des Bauvorgangs bei einem Widerlager ein Längsfestpunkt hergestellt. Ausgehend von diesem Festpunkt wurde der Überbau der Brücke ausgeführt. Der Wechsel auf den endgültigen Festpunkt erfolgte erst nach Fertigstellung des Überbaus. Dadurch konnten die auftretenden Auslenkungen der Pfeilerköpfe erheblich reduziert werden [Sonnabend, 2010].

Einwirkung: Lastkombination LK1

Die Nachweise der Begrenzung der Rissbreiten (Dekompression) und der Spannungen erfolgt im Lehrgerüstzustand unter charakteristischer Einwirkung des Eigengewichts. Dabei handelt es sich um die Lastkombination LK1, wie sie in Kapitel 3.2.2 erläutert wurde.

LF4: Zwang zufolge Kriechen und Schwinden vor Festpunktwechsel

Dieser Lastfall bildet die Einwirkungen aus Kriechen und Schwinden vor dem Festpunktwechsel ab. Es werden Stauchungen ε ermittelt, welche in äquivalente Temperaturänderungen ΔT umgerechnet und in RFEM auf das statische System angesetzt werden. Unterschieden wird bei der Ermittlung dieser Belastungen zwischen folgenden Systemelementen: Pfeiler unten (von Pfeilerfuß bis Knoten A), Pfeiler oben (zwischen Knoten A und C), Druckstreben und Brückenträger.

Im Pfeiler und in den Druckstreben entstehen nur Zwangsschnittgrößen infolge Schwinden. Diese Zwangsschnittgrößen werden durch Kriechen wieder zum Teil abgebaut. Pfeiler und Druckstreben kriechen zwar zufolge Eigengewicht, allerdings führt dies zu keinen Zwangsschnittgrößen. Das Kriechen des Brückenträgers hingegen wird durch die aus der Vorspannung entstehende Normalkraft verursacht. Kriechen zufolge Vorspannung des Brückenträgers verursacht Zwangsschnittgrößen, welche wiederum teilweise durch Kriechen abgebaut werden.

Die Zwangsschnittgrößen folgen somit einem zeitlichen Verlauf. Die zeitliche Entwicklung der Zwangsschnittgrößen kann mit Formel 3.12 angegeben werden. Diese Formel gilt für den zeitlichen Verlauf von Schnittgrößen ($X_{1(t)}$), die von einem sich langsam aufbauenden Zwang herrühren, wie es bei diesem Lastfall (Schwinden und Kriechen) der Fall ist [Kollegger, 2016]. Darin bezeichnet $X_{1(t)}^{elastisch}$ die Zwangsschnittgröße, $\varphi_{(t,t_0)}$ die Kriechzahl und ρ den Relaxationsbeiwert, welcher gemäß Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2015] mit $\rho = 0,8$ angenommen werden kann. Der Betrachtungszeitpunkt wird mit t_0 und

der Belastungszeitpunkt mit t bezeichnet.

$$X_{1(t)} = X_{1(t)}^{elastisch} \cdot \frac{1}{1 + \rho \cdot \varphi_{(t,t_0)}} \quad (3.12)$$

In den nun folgenden Ausführungen werden die äquivalenten Temperaturänderungen ΔT , für die spätere Eingabe in RFEM, berechnet. Die verwendeten Formeln wurden dem Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015] Anhang B, Punkt 3.1.4) entnommen. In den Berechnungen verwendete Eingangswerte aus den Querschnitten finden sich im Anhang auf Seite 202. Für die Betongüte wird C30/37 angenommen.

1. **Druckstreben:** Durch das Schwinden der Druckstreben entstehen nach dem Lagern des Brückenträgers auf den Widerlagern, Zwangsschnittgrößen im System. Die Schwindverformungen vor dem Festpunktwechsel werden im Folgenden berechnet.

(a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} A_c &= 8,0 \text{ m}^2 \\ u &= 12,0 \text{ m} \\ RH &= 80 \% \end{aligned} \quad (3.13)$$

(b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \\ \varepsilon_{cd,\infty} &= k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \\ h_0 &= \frac{2 \cdot A_c}{u} = 1.333 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.14)$$

mit C30/37 und $RH = 80 \%$ ergibt sich:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,29 \text{ ‰} \\ \text{und} \\ k_h &= 0,70 \end{aligned} \quad (3.15)$$

Da zu dem Zeitpunkt der hier ausgeführten Berechnungen der Bauzeitplan noch nicht zur Verfügung stand, wurden die Werte für t und t_0 folgendermaßen abgeschätzt: Vor dem Auflagern des Brückenträgers an den Widerlagern (nach zirka sechs Wochen) entstehen keine Zwangsschnittgrößen, da sich das System infolge Schwinden und Kriechen frei bewegen kann. Der Belastungszeitpunkt ergibt sich dadurch zu $t_0 = 6 \cdot 7 = 42 \text{ d}$. Vier Monate nach Herstellung der Widerlager wird angenommen, dass der Festpunktwechsel erfolgt, was in diesem Lastfall den Betrachtungszeitpunkt festlegt. Somit ergibt sich $t = 164 \text{ d}$. Die zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.16)$$

t_s definiert das Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens. Angenommen wird $t_s = 1 d$.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.17)$$

$$\beta_{ds}(164, 1) = 0,077$$

Somit ergibt sich die Trocknungsschwinddehnung ε_{cd} zu:

$$\varepsilon_{cd}(164) = 0,077 \cdot 0,70 \cdot 0,29 = 0,0156 \text{ ‰} \quad (3.18)$$

Die autogene Schwinddehnung ε_{ca} ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

mit

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.19)$$

und

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

Setzt man in die Gleichungen 3.19 ein erhält man:

$$\beta_{as}(164) = 0,923$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,05 \text{ ‰} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_{ca}(164) = 0,046 \text{ ‰}$$

Somit ergibt sich die Schwinddehnung zu:

$$\varepsilon_{cs} = 0,0156 + 0,046 = 0,0618 \text{ ‰} \quad (3.21)$$

Die Ermittlung der Kriechzahlen erfolgte mithilfe Microsoft Excel. Es werden die einzelnen Berechnungsschritte im Folgenden nicht ausgeführt, sondern lediglich die Eingangswerte und die Ergebnisse (Kriechzahlen φ_{t,t_0}) angegeben. Die Berechnung hält sich streng an die Vorgaben im Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015] Anhang B).

Mit den Eingangswerten 3.13 ergibt sich:

$$\varphi_{(164,42)} = 0,661 \quad (3.22)$$

Mit 3.12 und 3.21 ergibt sich:

$$X_{1(164)} = \varepsilon_{DS,LF4,164d} = 0,0404 \text{ ‰} \quad (3.23)$$

Mit einem Ausdehnungskoeffizient für Beton von $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} 1/K$ ergibt sich die anzusetzende Temperaturänderung für die Druckstreben im Lastfall LF4 zufolge Schwinddehnung:

$$\Delta T_{DS,LF4} = \frac{\varepsilon_{DS,LF4,164d}}{\alpha_T} = -4,0^\circ C \quad (3.24)$$

2. **Pfeiler unten:** Die Berechnungen für den Pfeiler im unteren Bereich erfolgt analog

zu jenen der Druckstreben. Es werden somit im Folgenden nur mehr die Eingangswerte und die Ergebnisse dargestellt.

(a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} A_c &= 9,0 \text{ m}^2 \\ u &= 36,0 \text{ m} \\ RH &= 80 \% \end{aligned} \quad (3.25)$$

(b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= 0,100 \text{ ‰} \\ \varphi_{(164,42)} &= 0,711 \\ X_{1(164)} &= \varepsilon_{PFu,LF4,164d} = 0,0637 \text{ ‰} \\ \Delta T_{PFu,LF4} &= \frac{\varepsilon_{PFu,LF4,164d}}{\alpha_T} = -6,4^\circ \text{C} \end{aligned} \quad (3.26)$$

3. **Pfeiler oben:** Die Berechnungen der äquivalenten Temperaturänderung ΔT infolge Schwinden, können für den oberen Bereich des Pfeilers zwischen Knoten B und Knoten C analog zu den Berechnungen für die Druckstreben erfolgen. Aus diesem Grund werden im Folgenden lediglich die Eingangswerte und die Ergebnisse dargestellt.

(a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} A_c &= 4,74 \text{ m}^2 \\ u &= 31,6 \text{ m} \\ RH &= 80 \% \end{aligned} \quad (3.27)$$

(b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= 0,142 \text{ ‰} \\ \varphi_{(164,42)} &= 0,819 \\ X_{1(164)} &= \varepsilon_{PFo,LF4,164d} = 0,0847 \text{ ‰} \\ \Delta T_{PFo,LF4} &= \frac{\varepsilon_{PFo,LF4,164d}}{\alpha_T} = -8,5^\circ \text{C} \end{aligned} \quad (3.28)$$

4. Brückenträger:

Bei dem Brückenträger führt das Kriechen infolge Vorspannung zu Zwangsbeanspruchungen und muss deshalb berücksichtigt werden.

(a) Eingangswerte:

Bei der Ermittlung des Querschnittsumfanges der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen u , wird die Oberseite des Querschnittes nur zur Hälfte berücksichtigt, da das Trocknen durch die vorhandene Abdichtung beeinträchtigt wird. Des Weiteren wird angenommen, dass der Beton beim Vorspannen 28 Tage

($t_0 = 28 d$) alt ist und der Betrachtungszeitpunkt bei 122 Tagen ($t = 122 d$) liegt. Der Beton des Brückenträgers wird somit jünger angenommen als jener des Pfeilers und der Druckstreben. Dies liegt daran, dass der Brückenträgerquerschnitt erst durch Ortbeton nach dem Klappvorgang komplettiert wird.

$$\begin{aligned} A_c &= 12,45 \text{ m}^2 \\ u &= 58,0 \text{ m} \\ RH &= 80 \% \\ E_{cm} &= 33.000 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (3.29)$$

(b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\varepsilon_{cs}(122) = 0,097 \text{ ‰} \quad (3.30)$$

(c) Ermittlung der Stauchung zufolge Kriechen:

Die elastische Stauchung des Betons infolge Druckspannungen wird mit den Betondruckspannungen zufolge Normalkraftanteil der Vorspannung und Eigengewicht (LK1) gemäß Tabelle 3.8 ermittelt. Mittelt man die Normalspannungen der letzten beiden Spalten für den Brückenträger in der Tabelle dieser Abbildung erhält man $\sigma_{p,i.M.} = -3,14 \text{ N/mm}^2$.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{el} &= \frac{\sigma_{p,i.M.}}{E_{cm}} = 0,095 \text{ ‰} \\ \varepsilon_c(t) &= \varepsilon_{el} \cdot \varphi_{(t,t_0)} \\ \varphi_{(122,28)} &= 0,800 \\ \varepsilon_c(122) &= 0,095 \cdot 0,800 = 0,076 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.31)$$

(d) Ermittlung der anzusetzenden Temperaturänderung zufolge Kriechen und Schwinden:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c+s,122d} &= \varepsilon_{cs}(122) + \varepsilon_c(122) = 0,173 \text{ ‰} \\ \varphi_{(122,28)} &= 0,800 \\ X_{1(122)} &= \varepsilon_{BT,LF4,122d} = 0,105 \text{ ‰} \\ \Delta T_{BT,LF4} &= \frac{\varepsilon_{BT,LF4,122d}}{\alpha_T} = -10,5^\circ \text{C} \end{aligned} \quad (3.32)$$

Tabelle 3.6 fasst die ermittelten äquivalenten Temperaturbelastungen infolge Kriechen und Schwinden für den Lastfall LF4 zusammen.

Bauteil	äquivalente Temperaturänderungen LF4 ΔT_{LF4} [$^{\circ}C$]
Druckstreben	-4,0
Pfeiler unten	-6,4
Pfeiler oben	-8,5
Brückenträger	-10,5

Tabelle 3.6: Äquivalente Temperaturänderungen LF4.

LF5: Zwang zufolge Kriechen, Schwinden und Temperaturänderungen nach Festpunktwechsel

Nach dem Festpunktwechsel vom linken zum rechten Widerlager, kriecht und schwindet die Konstruktion weiter bis zum Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$. Analog zu LF4 gilt, dass die Druckstreben und der Pfeiler nur durch Schwinden Zwangsschnittgrößen am System auslösen, der Brückenträger hingegen sowohl durch Schwinden und Kriechen. Alle genannten Zwangsschnittgrößen werden wiederum durch Kriechen reduziert (Formel 3.12 findet Verwendung).

Zusätzlich wird in diesem Lastfall eine gleichmäßige Temperaturänderung der Bauteile angesetzt. Gemäß Eurocode 2 ([ÖN B 1991-1-5, 2012] Abschnitt 6.1.3.4) darf für die Berechnung von Zwangsbeanspruchungen von Brückenbauteilen der Wert $\pm 10^{\circ}C$ angesetzt werden, sofern keine genaueren Untersuchungen vorliegen. Zwangsbeanspruchungen, die aus diesen Bauteiltemperaturänderungen entstehen, werden nicht durch Kriechen reduziert und werden somit in voller Größe angesetzt.

Sämtliche verwendeten Eingangswerte entsprechen, wenn nicht anders definiert, jenen bei den Berechnungen zu LF4.

1. Druckstreben:

(a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} t_0 &= 164 \text{ d} \\ t &= \infty \end{aligned} \quad (3.33)$$

(b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(\infty) &= [1 - \beta_{ds}(164, 1)] \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,187 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= [1 - \beta_{as}(164, 1)] \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,0039 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{cs} &= 0,187 + 0,0039 = 0,191 \text{ ‰} \\ \varphi_{(\infty,164)} &= 1,08 \\ X_{1(\infty)} &= \varepsilon_{DS,LF5,\infty} = 0,102 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.34)$$

(c) gleichmäßige Temperaturänderung der Bauteile:

$$\Delta T_{DS,T} = -10,0^{\circ}C \quad (3.35)$$

- (d) Ermittlung der anzusetzenden Temperaturänderung zufolge Kriechen, Schwinden und Abkühlung der Druckstreben:

$$\Delta T_{DS,LF5} = \frac{\varepsilon_{DS,LF5,\infty}}{\alpha_T} + \Delta T_{DS,T} = -20,2^\circ C \quad (3.36)$$

2. Pfeiler unten:

- (a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} t_0 &= 164 d \\ t &= \infty \end{aligned} \quad (3.37)$$

- (b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(\infty) &= [1 - \beta_{ds}(164, 1)] \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,149 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= [1 - \beta_{as}(164, 1)] \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,0039 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{cs} &= 0,149 + 0,0039 = 0,153 \text{ ‰} \\ \varphi_{(\infty,164)} &= 1,143 \\ X_{1(\infty)} &= \varepsilon_{PFu,LF5,\infty} = 0,079 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.38)$$

- (c) gleichmäßige Temperaturänderung des Bauteils:

$$\Delta T_{PFu,T} = -10,0^\circ C \quad (3.39)$$

- (d) Ermittlung der anzusetzenden Temperaturänderung zufolge Kriechen, Schwinden und Abkühlung des unteren Pfeilerbereichs:

$$\Delta T_{PFu,LF5} = \frac{\varepsilon_{PFu,LF5,\infty}}{\alpha_T} + \Delta T_{PFu,T} = -17,9^\circ C \quad (3.40)$$

3. Pfeiler oben:

- (a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} t_0 &= 164 d \\ t &= \infty \end{aligned} \quad (3.41)$$

- (b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(\infty) &= [1 - \beta_{ds}(164, 1)] \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,122 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= [1 - \beta_{as}(164, 1)] \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,0039 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{cs} &= 0,122 + 0,0039 = 0,126 \text{ ‰} \\ \varphi_{(\infty,164)} &= 1,188 \\ X_{1(\infty)} &= \varepsilon_{PFo,LF5,\infty} = 0,064 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.42)$$

- (c) gleichmäßige Temperaturänderung des Bauteils:

$$\Delta T_{PFo,T} = -10,0^\circ C \quad (3.43)$$

- (d) Ermittlung der anzusetzenden Temperaturänderung zufolge Kriechen, Schwinden und Abkühlung des oberen Pfeilerbereichs:

$$\Delta T_{PFo,LF5} = \frac{\varepsilon_{PFo,LF5,\infty}}{\alpha_T} + \Delta T_{PFo,T} = -16,4^\circ C \quad (3.44)$$

4. Brückenträger:

- (a) Eingangswerte:

$$\begin{aligned} t_0 &= 122 \text{ d} \\ t &= \infty \end{aligned} \quad (3.45)$$

- (b) Ermittlung der Schwinddehnung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(\infty) &= [1 - \beta_{ds}(122, 1)] \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,156 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= [1 - \beta_{as}(122, 1)] \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 0,0055 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{cs} &= 0,156 + 0,0055 = 0,162 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.46)$$

- (c) Ermittlung der Stauchung zufolge Kriechen:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{el} &= \frac{\sigma_{p.i.M.}}{E_{cm}} = 0,095 \text{ ‰} \\ \varepsilon_c(t) &= \varepsilon_{el} \cdot (\varphi_{(\infty,28)} - \varphi_{(122,28)}) \\ \varphi_{(\infty,28)} &= 1,622 \\ \varphi_{(122,28)} &= 0,800 \\ \varepsilon_{c(\Delta(\infty-122))} &= 0,095 \cdot (1,622 - 0,800) = 0,078 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.47)$$

- (d) gleichmäßige Temperaturänderung des Bauteils:

$$\Delta T_{BT,T} = -10,0^\circ C \quad (3.48)$$

- (e) Ermittlung der anzusetzenden Temperaturänderung zufolge Kriechen, Schwinden und Abkühlung des Brückenträgers:

$$\begin{aligned} X_{1(\infty)} &= \varepsilon_{BT,LF5,\infty} = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{c(\Delta(\infty-122))}) \cdot \frac{1}{1 + \rho \cdot \varphi_{(\infty,122)}} \\ \varphi_{(\infty,122)} &= 1,223 \\ \varepsilon_{BT,LF5,\infty} &= 0,120 \text{ ‰} \\ \Delta T_{BT,LF5} &= \frac{\varepsilon_{BT,LF5,\infty}}{\alpha_T} + \Delta T_{BT,T} = -22,0^\circ C \end{aligned} \quad (3.49)$$

Tabelle 3.7 fasst die ermittelten äquivalenten Temperaturbelastungen infolge Kriechen, Schwinden und Temperaturänderungen für den Lastfall LF5 zusammen.

Bauteil	äquivalente Temperaturänderungen LF5 ΔT_{LF5} [°C]
Druckstreben	-20,2
Pfeiler unten	-17,9
Pfeiler oben	-16,4
Brückenträger	-22,0

Tabelle 3.7: Äquivalente Temperaturänderungen LF5.

Ergebnisse der statischen Berechnungen

Die in den vorhergehenden zwei Abschnitten ermittelten Belastungen (siehe Tabelle 3.6 und Tabelle 3.7) wurden auf das statische System angesetzt und berechnet. Die Ergebnisse (Schnittgrößen, Verformungen und Spannungen in den Kontrollquerschnitten (KQS)) finden sich im Anhang ab Seite 242 (LF4) beziehungsweise Seite 245 (LF5).

Für die Führung der Nachweise der Begrenzung der Rissbreiten und der Spannungen wurden die Spannungen in den Kontrollquerschnitten zufolge Eigengewicht, Vorspannung und Zwangsbeanspruchungen in einer Excel Tabelle aufsummiert. Eine Übersicht über die berechneten KQS findet man auf Seite 34 (Abbildung 3.17). Das eingesetzte Schema zur Ermittlung der Spannungen wurde in Kapitel 3.2.2 beschrieben.

Das Ergebnis der Berechnungen ist in Tabelle 3.9 zu sehen. Der mittlere Spaltenblock in dieser Tabelle stellt die Schnittgrößen und Spannungen zufolge der Vorspannung dar. Dazu wurden die Berechnungsergebnisse der einzelnen Spanngliedtypen (A1, A2, B2, C, E, ES, LF) aus dem Kapitel 3.3 zusammengefasst und mit P bezeichnet. Die Berechnungen der einzelnen Spanngliedtypen berücksichtigen bereits die sofortigen Spannkraftverluste. Verluste der Spannkraft zufolge Kriechen und Schwinden wurden mit 10 % angenommen und in die Tabelle eingearbeitet. Auf eine genaue Ermittlung der Kriech- und Schwindverluste wurde verzichtet, da geringfügig andere Werte die Aussage dieser Machbarkeitsstudie nicht beeinflussen.

Der rechte Spaltenblock der Tabelle zeigt die Schnittgrößen und Spannungen nach der Überlagerung ($1,0 \cdot LK1 + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot LF4 + 1,0 \cdot LF5$). In den äußersten rechten zwei Spalten sind die Spannungen in den KQS zu sehen, welche für den SLS Nachweis herangezogen werden. Es ergeben sich durchgehend nur Druckspannungen (negatives Vorzeichen), womit der Nachweis der Dekompression erfüllt ist. Des Weiteren ist der Nachweis der Begrenzung der Spannungen erbracht, da keine Druckspannung den Wert $k_1 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 30 = 18,0 \text{ N/mm}^2$ überschreitet.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenkippverfahrens

Normalkraftanteil zum Zeitpunkt $t=\infty$ am Lehrgerüstzustand					Schnittgrößen und Spannungen zufolge:						
					LK 1	Vorspannung P (Summe der Typen: A, B2, C, E, ES, LF): $t=\infty$			Σ LK1 und Vorspannung		
						Alle Werte charakteristisch. Verluste aus Kriechen und Schwinden: 10%					
KQS	Querschnitt	A [m ²]	Wy,o [m ³]	Wy,u [m ³]	N _G [kN]	N _P [kN]	$\sigma_{P,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{P,unten}$ [N/mm ²]	N _{G+P} [kN]	$\sigma_{N,G+P,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{N,G+P,unten}$ [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-36	-41.135	-3,30	-3,30	-41.171	-3,31	-3,31
BT102	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-37	-41.141	-3,30	-3,30	-41.178	-3,31	-3,31
BT103	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-79	-50.632	-4,07	-4,07	-50.711	-4,07	-4,07
BT104	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-71	-44.212	-3,55	-3,55	-44.283	-3,56	-3,56
BT105	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-67	-39.790	-3,20	-3,20	-39.857	-3,20	-3,20
BT106	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-67	-41.006	-3,29	-3,29	-41.073	-3,30	-3,30
BT107	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	54.815	-91.795	-7,37	-7,37	-36.980	-2,97	-2,97
BT108	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	54.815	-90.425	-7,26	-7,26	-35.610	-2,86	-2,86
BT109	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	54.815	-91.687	-7,36	-7,36	-36.872	-2,96	-2,96
BT110	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	54.815	-91.487	-7,35	-7,35	-36.672	-2,95	-2,95
BT111	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	54.815	-91.466	-7,35	-7,35	-36.651	-2,94	-2,94
BT112	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	54.815	-90.992	-7,31	-7,31	-36.177	-2,91	-2,91
BT113	BT_S_EZ	13,702	-22,738	11,527	54.815	-89.064	-6,50	-6,50	-34.249	-2,50	-2,50
BT114	BT_S_EZ	13,702	-22,738	11,527	54.815	-89.186	-6,51	-6,51	-34.371	-2,51	-2,51
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-66.859	3.069	0,38	0,38	-63.790	-7,97	-7,97
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-61.499	3.095	0,39	0,39	-58.404	-7,30	-7,30
DS303	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-59.215	3.095	0,39	0,39	-56.120	-7,01	-7,01
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-110.548	2.487	0,28	0,28	-108.061	-12,01	-12,01
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-103.044	2.487	0,28	0,28	-100.557	-11,17	-11,17
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	-31.353	36	0,01	0,01	-31.317	-6,61	-6,61

Tabelle 3.8: Spannungen zufolge Normalkraft aus LK1 und Vorspannung.

Bei den SLS Nachweisen am Lehrgerüstzustand wird der Zeitpunkt $t = \infty$ betrachtet. Die Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt $t = 0$ (Bauendzustand) wird im nächsten Kapitel 3.6.2 beleuchtet. Zusätzlich wird in Tabelle 3.10 eine Überlagerung der Spannungen zum Zeitpunkt $t = 0$ am Lehrgerüstzustand durchgeführt. Dies sollte vor allem in der Entwurfsphase der Spannglieder zeigen, ob die Vorspannung, durch Vernachlässigung der zeitabhängigen Verluste (Kriechen und Schwinden), zu stark auf den Querschnitt des Brückenträgers drückt. Dazu wurde im Unterschied zu den Berechnungen in Tabelle 3.9, ohne Spannkraftverluste zufolge Kriechen und Schwinden, sowie ohne LF5 gerechnet.

Die rechten beiden Spalten (Tabelle 3.10) zeigen, dass auch für diesen Zustand der Dekompressionsnachweis erfüllt ist. Lediglich auf der Unterseite bei KQS BT106 treten geringe Zugspannungen ($\sigma = 0,35 \text{ N/mm}^2$) auf. Dies ist im Endzustand allerdings kein Problem, da zu diesem Zeitpunkt schon eine durchgehende Bewehrung in den Stegen und der Bodenplatte vorhanden ist. Penibel genau muss bei der späteren Berechnung der Bauzustände (Kapitel 3.6.2) darauf geachtet werden, dass in Bereichen der Elementfugen keine Zugspannungen auftreten.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Nachweis der Dekompression zum Zeitpunkt $t = \infty$ am Lehrgerüstzustand				Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Vorspannung P (Summe der Typen: A, B2, C, E, ES, LF): $t = \infty$ Alle Werte charakteristisch. Verluste aus Kriechen und Schwinden: 10%										Σ LK1, Schwinden, Kriechen, DeltaTemp und Vorspannung			
KQS	Quer- schnitt	A [m²]	Wy,0 [m³]	Wy,u [m³]	N _p [kN]	M _{y,p} [kNm]	V _{z,p} [kN]	σ _{p,oben} [N/mm²]	σ _{p,unten} [N/mm²]	N _{G+P} [kN]	M _{y,G+P} [kNm]	V _{z,G+P} [kN]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]			
BT101	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-41,135	-18,252	2,842	-2,44	-5,52	-40,864	-16,215	-7,302	-2,52	-5,26			
BT102	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-41,141	-20,533	2,842	-2,33	-5,80	-40,871	-10,517	-6,962	-2,79	-4,56			
BT103	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-50,632	-88,887	-1,750	0,13	-14,88	-50,404	32,180	-408	-5,57	-0,13			
BT104	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-44,212	-39,495	-2,258	-1,69	-8,36	-43,976	7,760	5,772	-3,90	-2,59			
BT105	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-39,790	21,217	-15,528	-4,20	-0,61	-39,550	17,883	-5,162	-4,02	-1,00			
BT106	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-41,006	90,842	-9,060	-7,58	7,16	-40,766	30,371	3,429	-4,71	-0,18			
BT107	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-91,795	63,464	9,270	-10,37	-0,25	-36,473	27,226	1,273	-4,21	-0,22			
BT108	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-90,425	35,208	11,656	-8,92	-2,98	-35,103	18,329	4,763	-3,68	-0,59			
BT109	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-91,687	-12,000	1,555	-6,80	-8,82	-36,364	279	-3,215	-2,93	-2,89			
BT110	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-91,487	-7,180	-316	-7,01	-9,02	-36,164	28,880	1,283	-4,27	-0,19			
BT111	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-91,466	-3,964	-318	-7,16	-7,83	-36,143	-5,127	5,527	-2,66	-3,53			
BT112	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-90,992	6,001	-2,154	-7,59	-6,58	-35,670	-29,696	5,814	-1,46	-6,48			
BT113	BT_S_EZ	13,702	-22,738	11,527	-89,064	89,916	-8,534	-10,45	1,30	-33,742	-29,303	2,674	-1,17	-5,00			
BT114	BT_S_EZ	13,702	-22,738	11,527	-89,186	100,698	-7,317	-10,94	2,23	-33,864	-33,476	4,484	-1,00	-5,38			
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	3,069	3,222	-75	-0,82	1,59	-64,068	-13,892	2,689	-2,80	-13,22			
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	3,095	1,355	-41	-0,12	0,89	-58,628	-2,956	2,047	-6,22	-8,44			
DS303	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	3,095	232	-41	0,30	0,47	-56,344	-14,841	-2,889	-1,48	-12,61			
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	2,487	10,125	-238	-0,70	1,25	-108,072	13,398	-326	-13,30	-10,72			
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	2,487	2,198	-238	0,06	0,49	-100,568	2,811	-314	-11,45	-10,90			
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	36	-1,030	247	0,28	-0,26	-30,990	-1,280	309	-6,20	-6,88			

Beton: C 30/37 fck= 30,0 N/mm²
 Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*fck= 18,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

Tabelle 3.9: Spannungen zufolge LK1, LF4, LF5 und Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Nachweis der Dekompression zum Zeitpunkt t=0 am Leherüstzustand										Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Σ LK1 und Vorspannung									
Vorspannung P (Summe der Typen: A, BZ, C, E, ES, LF): t=0 Alle Werte charakteristisch. Verluste aus Kriechen und Schwinden: 0%																			
KQS	Querschnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Np [kN]	M _{y,P} [kNm]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	N _{G+P} [kN]	M _{y,G+P} [kNm]	V _{z,G+P} [kN]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]					
BT101	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-45,705	-20,280	3,158	-2,71	-6,14	-45,741	-18,249	-6,954	-2,81	-5,89					
BT102	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-45,712	-22,814	3,158	-2,59	-6,45	-45,749	-12,830	-6,614	-3,07	-5,24					
BT103	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-56,258	-98,763	-1,944	0,14	-16,54	-56,337	21,440	-570	-5,54	-1,91					
BT104	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-49,124	-43,883	-2,509	-1,87	-9,29	-49,195	2,007	5,553	-4,05	-3,71					
BT105	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-44,211	23,574	-17,253	-4,66	-0,68	-44,278	18,700	-6,855	-4,44	-1,28					
BT106	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-45,562	100,936	-10,067	-8,42	7,93	-45,629	38,767	2,454	-5,49	0,35					
BT107	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-101,994	70,516	10,300	-11,52	-0,21	-47,179	32,553	2,434	-5,33	-0,43					
BT108	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-100,472	39,120	12,951	-9,92	-3,31	-45,657	20,174	6,189	-4,62	-1,21					
BT109	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-101,874	-13,333	1,728	-7,55	-9,80	-47,059	-3,777	-2,911	-3,60	-4,24					
BT110	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-101,652	-7,978	-351	-7,79	-9,93	-46,837	23,393	1,379	-4,87	-1,71					
BT111	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-101,629	-4,404	-353	-7,95	-8,70	-46,814	-11,566	5,623	-3,21	-5,17					
BT112	BT_F_EZ	12,452	-21,186	8,216	-101,102	6,668	-2,393	-8,43	-7,31	-46,287	-35,684	5,706	-2,03	-8,06					
BT113	BT_S_EZ	13,702	-22,738	11,527	-98,960	99,907	-9,482	-11,62	1,44	-44,145	-26,832	1,857	-2,04	-5,55					
BT114	BT_S_EZ	13,702	-22,738	11,527	-99,096	111,887	-8,130	-12,15	2,47	-44,281	-29,978	3,802	-1,91	-5,83					
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	3,410	3,580	-83	-0,92	1,77	-63,449	-15,224	2,741	-2,22	-13,64					
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	3,439	1,505	-46	-0,13	0,99	-58,060	-2,982	2,037	-6,14	-8,38					
DS303	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	3,439	2,58	-45	0,33	0,53	-55,776	-15,132	-2,898	-1,30	-12,65					
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	2,763	11,250	-264	-0,78	1,39	-107,785	7,515	-187	-12,70	-11,25					
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	2,763	2,442	-264	0,07	0,54	-100,281	1,540	-175	-11,29	-10,99					
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	40	-1,144	274	0,31	-0,29	-31,313	-756	180	-6,41	-6,81					

Beton: C 30/37 fck= 30,0 N/mm²
 Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*fck= 18,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

Tabelle 3.10: Spannungen zufolge LK1 und Vorspannung zum Zeitpunkt t = 0.



Abbildung 3.33: Ansicht der Egggrabenbrücke [Quelle: www.pezhejduk.at].

Die Vorspannung des Brückenträgers soll Dekompression unter Eigengewicht und Ausbaulast bewirken. Dass dies erreicht wurde, zeigen die obigen Ausführungen. Während der Entwurfsphase wurden alle Spanngliedtypen separat betrachtet und erst im Anschluss überlagert. Durch die Kontrolle der Spannungen im Querschnitt (siehe Tabelle 3.8), welche sich nur aus den Normalkräften zufolge Vorspannung und Eigengewicht ergeben ($\sigma_{G+P} = \frac{N_G}{A_c} + \frac{N_P}{A_c}$), lassen sich Rückschlüsse darauf ziehen, wie stark ein Querschnitt vorgespannt ist. Übliche Werte liegen hierfür zwischen $\sigma_{N,G+P} = -2,0 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{N,G+P} = -5,0 \text{ N/mm}^2$.

Die Egggrabenbrücke (siehe Abbildung 3.33) im Großarlal (Salzburg, Österreich) ist ein Beispiel für eine weitaus stärker vorgespannte Konstruktion. Es handelt sich dabei um eine sehr schlanke Bogenbrücke, welche im Grundriss gekrümmt ist. Die Fahrbahnplatte ist eine 500 mm starke, sowohl in Längs- als auch in Querrichtung vorgespannte, Betonplatte. Die zentrisch eingebaute Vorspannung erreicht Druckspannungen von $\sigma_{G+P} \approx -8,0 \text{ N/mm}^2$ in Längsrichtung und $\sigma_{G+P} \approx -5,0 \text{ N/mm}^2$ in Querrichtung. Durch diese starke Vorspannung konnte fast gänzlich auf den Einbau von zusätzlicher schlaffer Bewehrung verzichtet werden [Berger et al., 2010]. Tabelle 3.8 zeigt die Ermittlung von $\sigma_{N,G+P}$ für den gegenständlichen Entwurf. Die rechten zwei Spalten belegen, dass die Vorspannung des Brückenträgers mit Werten zwischen $\sigma_{N,G+P} = -2,50 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{N,G+P} = -4,07 \text{ N/mm}^2$ (Mittelwert aller KQS: $\sigma_{N,G+P} = -3,14 \text{ N/mm}^2$) in einem durchaus üblichen Bereich liegt.

3.6.2 Statische Berechnungen der Bauphasen und des Bauendzustands

Im vorhergehenden Kapitel erfolgte der SLS-Nachweis für den Lehrgerüstzustand. Da die Brücke nicht in einem Guss auf einem Lehrgerüst, sondern Schritt für Schritt in unterschiedlichen Bauphasen errichtet wird, müssen die statischen Nachweise ebenfalls in all diesen Zuständen erfüllt sein. In diesem Kapitel erfolgt die Nachweisführung für jede einzelne Bauphase, wie sie in Kapitel 3.4 beschrieben wurden.

Vorgehensweise Statische Berechnungen

Die Brücke besteht aus einzelnen Fertigteilenelementen, welche mit Ortbeton ergänzt werden. Vor den Ortbetonergänzungen werden die Fertigteile nur durch die Vorspannung zusammengehalten. Das wichtigste Augenmerk bei den folgenden statischen Berechnungen liegt darauf, dass im Bereich der Elementfugen keine Zugspannungen auftreten dürfen, welche sie nicht übertragen könnten. Geringe Zugspannungen in den Fertigteilen selbst können durch im Fertigteilwerk eingelegte Bewehrung aufgenommen werden. Die Nachweisführung entspricht somit weitgehend einem Dekompressionsnachweis, wie er bereits für den Lehrgerüstzustand geführt wurde (siehe Kapitel 3.6.1). Des Weiteren wird auf die Begrenzung der Betondruckspannungen ($k_1 \cdot f_{ck}$) geachtet.

Ein maßgebender Unterschied zu dem SLS Nachweis am Lehrgerüstzustand besteht darin, dass nicht jede Bauphase separat für sich betrachtet werden darf. Im Zuge des Bauablaufes kommt es zu Änderungen des statischen Systems und der Querschnitte. Die Spannungen der Bauphase vor der ersten Änderung wurden deshalb "eingefroren". In den darauf folgenden Bauphasen wurden nur die Änderungen (Belastung beziehungsweise Vorspannung) auf das entsprechende statische System angesetzt und die entstehenden Spannungen zu jenen der vorhergehenden Phase hinzu addiert. Die statischen Berechnungen der Schnittgrößen erfolgten abermals in RFEM, die Umrechnung in Spannungen und deren Addition in Excel-Tabellen.

Die Spannungsberechnung erfolgte in ausgewählten Schnitten (Kontrollquerschnitte KQS) nach dem Schema $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$. Die Kontrollquerschnitte entsprechen jenen des Endzustands, wie sie bereits in den vorhergehenden Kapiteln verwendet wurden. Eine Übersicht der Querschnitte im Bauzustand mit den zugehörigen Querschnittswerten findet sich im Anhang auf Seite 248.

Die Spannungen σ_{unten} und σ_{oben} beziehen sich immer auf die unterste beziehungsweise oberste Querschnittsfaser des Ausgangszustandes (Querschnitt "BT_KZ" auf Seite 248 ganz oben). Das bedeutet, auch nach Ergänzung der Fahrbahnplatte, gibt σ_{oben} die Spannung auf der Oberseite der oberen Fertigteilplatte des Querschnitts an. Dies ist eine Vereinfachung, um die gleiche Excel-Tabelle auch für die letzte Bauphase heranziehen zu können. Da der Großteil der Einwirkungen bereits vor der Betonage der Fahrbahnplatte auf die Querschnitte wirkt, kann diese Vereinfachung für zulässig angesehen werden. Die auf die Fahrbahnplatte hinzukommenden Spannungen haben dadurch ohnehin nur eine geringe Größenordnung.

Die Spannungen an den Randfasern des Ausgangsquerschnitts werden von der ersten bis zur letzten Bauphase aufsummiert. Dies ist der Grund, weshalb die Druckspannungen in den späteren Bauphasen hohe Werte annehmen und den Grenzwert zur Begrenzung der Spannungen ($k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30,0 \text{ N/mm}^2$) nur knapp unterschreiten. Da es sich in der gegenständlichen Arbeit um eine Machbarkeitsstudie handelt, kann die ausschließliche Betrachtung der obersten und untersten Querschnittsfasern als zulässig betrachtet werden. Würde man weitere Spannungspunkte (zum Beispiel unterer und oberer

Rand des Füllbetons) berechnen, wie dies bei einem Ausführungsprojekt zu erfolgen hätte, würde man sehen, dass diese Spannungen weitaus kleinere Werte annehmen.

Die hohe Ausnutzung des Betons des Ausgangsquerschnitts ist in der Realität so nicht vorhanden. Kriechen des Betons führt zu Umlagerungen der Kräfte innerhalb der, mit Ortbeton ergänzten, Querschnitte. Zum Zeitpunkt ($t = \infty$) kann davon ausgegangen werden, dass die Fertigteile und der Füllbeton annähernd gleich beansprucht werden.

Am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien, wurden Untersuchungen zu Spannungsumlagerungen, in durch Ortbeton ergänzten Fertigteilträgern, durchgeführt. Es wurde ein Versuchsträger, welcher aus vorgefertigten Elementen besteht, ähnlich den Stegen der Brücke im gegenständlichen Entwurf, angefertigt. Dieser Fertigteilquerschnitt wurde mit einem Messsystem versehen und anschließend schrittweise vorgespannt und ausbetoniert. Die Messungen des Monitoringsystems zeigten, dass sich die in den Fertigteilen anfänglich sehr hohen Spannungen allmählich auf den Füllbeton umlagerten [Suza und Kollegger, 2015].

Die Ergebnisse der in diesem Kapitel beschriebenen statischen Berechnungen finden sich im Anhang ab Seite 250. Hierbei sind zuerst jeweils die Ergebnisse der RFEM-Berechnungen angeführt und im Anschluss daran die Tabelle mit den Spannungsberechnungen. Je nach Bauphase handelt es sich um ein oder zwei Lastfälle. Lastfall 1 "Eigengewicht" berücksichtigt Lasten zufolge Ortbetonergänzungen, sowie Kräfte, welche die Wirkung der Abspannungen ersetzen. Ändert sich in der jeweiligen Bauphase etwas an der Vorspannung des Systems wird dies in Lastfall 2 "Vorspannung" berücksichtigt.

Bei den Tabellen für die Spannungsberechnungen gibt es zwei verschiedene Typen. Bis zur Bauphase 7 ändert sich weder das statische System, noch der Querschnitt. Deshalb war es bis zu dieser Bauphase nicht notwendig Spannungen zu addieren. Ab Bauphase 8 werden die Spannungen zur jeweils vorhergehenden Bauphase hinzuaddiert. In beiden Tabellen befinden sich im linken Teil Angaben zu den Querschnitten, in dem nächsten Block wird der Lastfall 1 "Eigengewicht" ausgewertet und in dem darauffolgenden Abschnitt der Lastfall 2 "Vorspannung". In den rechten beiden Spalten findet die Addition der Spannungen statt. Die Werte dieser Spalten zeigen somit das Ergebnis der Berechnungen. Treten in einem Kontrollquerschnitt Zugspannungen auf, so werden die entsprechenden Werte blau hinterlegt. Gibt es Überschreitungen der maximal zulässigen Betondruckspannungen, würden diese orange markiert werden.

Der Unterschied zwischen den beiden Tabellen-Typen besteht darin, dass ab Bauphase 8 nur die Δ -Schnittgrößen und Δ -Spannungen berechnet werden. Die Spannungen der jeweils vorhergehenden Bauphase finden sich in diesen Tabellen in der viert- und drittletzten Spalte. Zu diesen werden die neu ermittelten Spannungen $\Delta - \sigma$ hinzuaddiert.

Bei wiederum beiden Tabellen gibt es eine Spalte mit der Bezeichnung " N_G berücksichtigen?". Ist der entsprechende Wert "1" gesetzt, erfolgt die Spannungsberechnung dem gewohnten Schema. Scheint in einer Zeile jedoch der Wert "0" auf, werden die Spannungen zufolge Normalkraft N_G nicht berücksichtigt. Diese Vorgehensweise war bis zur

Bauphase 7, aufgrund einer Diskrepanz zwischen dem realen und dem statischen System, notwendig. Für die Berechnungen in RFEM wurde am linken Ende des halben Brückenträgers (Knoten C) ein festes Knotenlager gesetzt. Durch die Neigung der Druckstreben und des Brückenträgers entstehen somit im Brückenträger zwischen Knoten B und C positive Normalkräfte. In der Realität gibt es diese Zugkräfte nur in den Spanngliedern B1 und B2, aber nicht im Brückenträger selbst. Aus diesem Grund wurde in den Excel Tabellen dieser Fehler durch Vorgabe " N_G berücksichtigen? = 0", wenn notwendig, ausgeglichen. Eine genauere Modellierung des statischen Systems, durch Abbildung der Spannglieder in RFEM, war nicht möglich, da RFEM nicht zulässt in der gleichen Stabachse ein Zugelement und einen Balkenstab zu definieren.

Die gewählte Lagerungsbedingung der Druckstrebe mit einem festen Knotenlager bildet die Verhältnisse des realen Systems sehr gut ab. In vertikaler Richtung ist dieser Punkt durch die Litzenheber gehalten und in horizontaler Richtung wird er durch den Hubrahmen bei Knoten A geführt. Deshalb waren hierfür keine weiteren Korrekturfaktoren notwendig.

Die Einwirkungen in den Bauphasen 4 bis 7 sind im Anhang auf Seite 249 dargestellt. Dabei handelt es sich nur um jene Lasten, welche nicht ohnehin in RFEM automatisch Berücksichtigung finden. Deshalb wurden die Eigengewichte der Querschnitte nicht eigens auf das System als Belastung angesetzt, sondern durch das Programm selbst berechnet. Separat angesetzt wurden die Eigengewichtslasten aller zusätzlichen Einbauten (Blöcke, Bleche bei den Gelenken, Bügelbewehrung), sowie ein Aufschlag für eventuelle Gewichtstoleranzen (5% des Eigengewichts) der Fertigteile. Die zur Stabachse vorliegenden Exzentrizitäten der Einbauten wurden ermittelt und durch gewichtslose Kragträger im RFEM-Modell berücksichtigt.

Betrachtung ausgewählter Bauphasen

1. Bauphase 4 (siehe Anhang A ab Seite 250)

Die Berechnungen der Bauphasen starten mit Bauphase (BP) 4. In dieser Phase werden die Brückenträger und Druckstreben durch die Litzenheber bei Knoten A hochgezogen. Um ein ungewolltes Aufklappen des Systems in dieser Phase zu verhindern, müssen die Brückenträger am oberen Ende zusammen gehalten werden. Aus diesem Grund wurde bei diesem Punkt in dem statischen System ein in horizontaler Richtung unverschiebliches Knotenlager gesetzt. Man könnte den Brückenträger auch an dem anderen Ende horizontal halten. Allerdings würden die an der Unterseite entstehenden Zugspannungen infolge des Biegemoments den Querschnitt aufreißen lassen.

In der Spannungsauswertung dieser Bauphase sieht man, dass in KQS BT106 an der Unterseite Zugspannungen ($\sigma_{G+P,unten} = 2,31 \text{ N/mm}^2$) auftreten. Dies liegt an einer, für diese Bauphase zu starken Vorspannung (Typ A1 und A2) des Brückenträgers. Aus diesem Grund wurde untersucht, ob es möglich wäre den Klappvorgang nur mit

den Spanngliedern Typ A1 zu bewerkstelligen. Allerdings zeigte sich bei der Berechnung dieser Variante sehr schnell, dass dies nicht möglich ist. Es würden in einigen weiteren Kontrollquerschnitten deutlich höhere Zugspannungen auftreten. Deshalb wurde diese Variante nicht weiter verfolgt. Somit müssen die Zugspannungen in KQS BT106 durch Einlegen von Bewehrung in den Fertigteilen aufgenommen werden. Gibt es Elementfugen in diesem Bereich, muss die Bewehrung beispielsweise durch Muffenverbindungen gekoppelt werden. Reißt der Querschnitt trotz Bewehrung, ist dies kein großes Problem für die Dauerhaftigkeit, da die entstehenden Risse in den folgenden Bauphasen wieder stark überdrückt werden.

Bei Knoten B entsteht eine Auflagerkraft von 158 kN in horizontaler Richtung. Das bedeutet, dass die Druckstreben während des Hochziehens der Konstruktion mit dieser Kraft auf den Pfeiler drücken. Dies muss, durch die Anordnung von beispielsweise Schwerlastrollen zwischen Pfeiler und Druckstreben, berücksichtigt werden.

2. **Bauphase 5 bis Bauphase 7** (siehe Anhang A ab Seite 254)

In diesen Bauphasen wird der Klappvorgang der Konstruktion abgebildet. Den RFEM-Ergebnissen der Bauphase 5 (Anhang ab Seite 254) ist eine horizontale Lagerkraft bei Knoten B von 124 kN zu entnehmen. Dies ist die, für die Einleitung des Klappvorganges, notwendige Kraft. Aufgebracht wird diese durch den Einsatz von hydraulischen Pressen, welche die Konstruktion auseinander drücken.

Der Klappvorgang selbst wurde in vier Zwischenschritte (BP 6A bis 6D) unterteilt. Diese Unterteilung kann selbstverständlich beliebig fein fortgesetzt werden. Für den gegenständlichen Alternativentwurf reicht diese Detaillierung allerdings aus.

Für eine erste Abschätzung der Vorspannung im Zuge des Entwurfszustandes, wurden nur der Klappausgangs- und Klappendzustand (BP 5 und 7) betrachtet. Dabei wurde allerdings übersehen, dass die Druckstreben in den Zwischenzuständen (bei zirka 45° Neigung) einer maßgebenden Belastung unterliegen. In diesen Zuständen herrscht bereits ein großes Feldmoment bei einer gleichzeitig erst relativ kleinen Normalkraft vor. Dies würde zu Zugspannungen an der Unterseite der Druckstreben führen. Aus diesem Grund wurde eine Vorspannung der Druckstreben (Typ DS siehe Seite 51) vorgesehen.

Eine alternative Lösung zur Vorspannung wäre die Ausführung mittels schlaffer Bewehrung in den Fertigteilen der Druckstreben. Dies hätte allerdings sehr aufwändige Kopplungsstellen der Bewehrung an den Elementfugen zur Folge. Eine mögliche Ausführung für eine derartige Kopplung der Bewehrung zeigt Abbildung 3.34.

3. **Bauphase 8** (siehe Anhang A ab Seite 282)

In Bauphase 8 wird erstmals die Wirkung einer Abspannung abgebildet. Dies wird durch Ansatz von Kräften in den Systemlinien der Abspannungen erreicht. Die

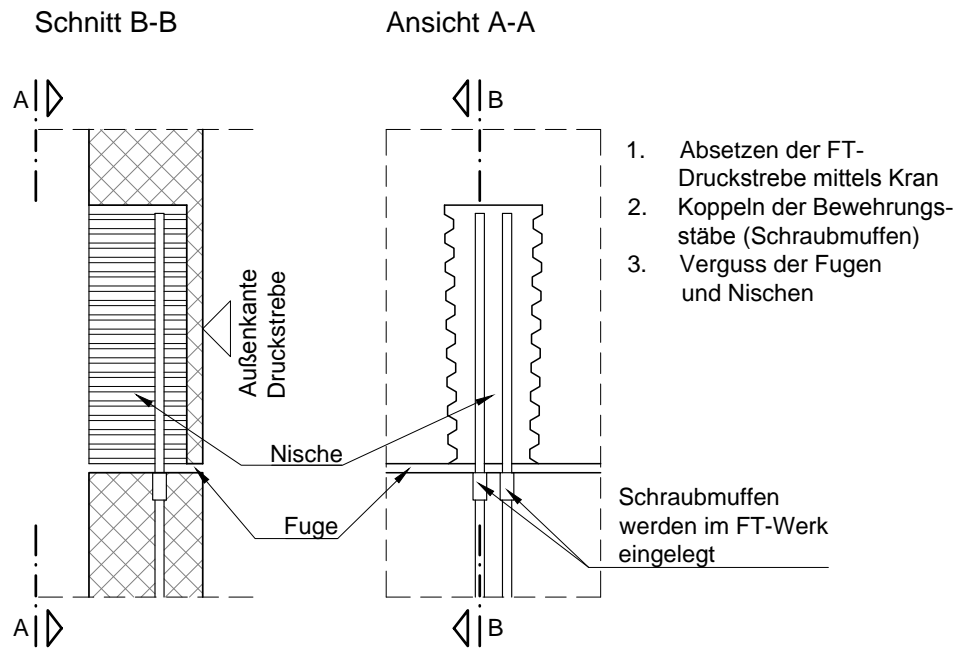


Abbildung 3.34: Variante zur Kopplung der Bewehrung der FT-Druckstreben.

Abspannungen der Kragarmspitzen (Abspannung I) führen zu der Plattform auf den Hilfspfeilern. Diese wiederum übertragen die vertikalen Kraftkomponenten auf den Pfeiler. Dies wurde durch den Ansatz einer Vertikalkraft (in dieser Bauphase 1.060,2 kN) auf den Brückenpfeiler berücksichtigt. Somit entsteht eine Gleichgewichtsgruppe der Kräfte. Bei dem späteren Entfernen der temporären Abspannungen müssen die Kräfte in umgedrehter Wirkung auf das System angesetzt werden.

In den Druckstreben treten im KQS DS 201 geringe Zugspannungen auf. Der Querschnitt in diesem Bereich (Knoten A) wird mittels Ortbeton hergestellt. Somit stellt es kein Problem dar, diese Beanspruchungen durch Einlegen von schlaffer Bewehrung aufzunehmen.

4. Bauphase 9 (siehe Anhang A ab Seite 288)

In dieser Bauphase werden die Einschubträger symmetrisch von beiden Widerlagern her eingeschoben. Für die statischen Nachweise der Einschubträger und der Vorbauschnäbel finden sich im Anhang ab Seite 293 RFEM-Berechnungen für drei verschiedene Situationen (Zustand A, B und C). Jede dieser drei Situationen stellt einen maßgebenden Zustand dar.

Zustand A ist hierbei der maßgebende Fall für den Kippnachweis der Einschubträger. Alle Belastungen auf den Träger, die links von Auflager B angreifen, wirken ungünstig und alle Lasten rechts von B wirken günstig für den Nachweis gegen Kippen. Wendet man gemäß Eurocode 0 ([ÖN EN 1990/A1, 2013], Tabelle A2.4(A)) die zugehörigen Teilsicherheitsfaktoren (ungünstig: $\gamma_{G,sup} = 1,05$; günstig: $\gamma_{G,inf} = 0,95$)

an, so ist für Zustand A der Nachweis gegen Kippen gerade noch erfüllt. Aus diesem Nachweis ergab sich die Länge des Vorbausnabels (zwei HE-B 450 je Einschubträger). Bewegt man die Einschubträger weiter Richtung Brücke, so muss der Vorbausnabel auf die Kragarmspitze der Brückenkonstruktion (Auflager C) auffahren können. Günstig für den gesamten Einschubvorgang wirkt das Eigengewicht der Endquerträger (500 kN). Durch dieses Gegengewicht konnte der Vorbausnabel kürzer und schlanker dimensioniert werden. Des Weiteren unterliegen die Einschubträger im Zustand A dem maximalen Kragmoment ($M_{G,B,min} = -4,386 \text{ MNm}$)

Zustand B stellte die maßgebende Situation für die Dimensionierung dar. Die Kraft, welche der Vorbausnabel aufzunehmen hat (Auflagerkraft C), steigt zwar beim weiteren Einschieben noch an, allerdings nimmt das Kragmoment durch die Verkürzung der Kragarmlänge ab.

In Zustand C ist der Einschubvorgang abgeschlossen. Maßgebend ist in diesem Zustand das Feldmoment mit $M_{G,Feld,max} = 2,194 \text{ MNm}$.

Die temporären Spannglieder in den Einschubträgern (Typ TO und TU) wurden geplant, um die beschriebenen maßgebenden Einwirkungen während des Einschubvorganges aufnehmen zu können. Die Berechnungen hierzu wurden, im Gegensatz zu den anderen Spanngliedtypen, nicht mittels RFTENDON, sondern händisch durchgeführt und finden sich im Anhang auf Seite 294.

5. **Bauphase 11** (siehe Anhang A ab Seite 298)

Bauphase 11 beinhaltet das Ausbetonieren der Druckstreben. Hierzu werden je Seite zwei Abspannungen (je Seite 4 mal 6-15) angebracht und die Druckstreben mit Beton gefüllt. Im Zuge dieses Arbeitsganges werden auch die Einbauten bei Knoten B hergestellt. Dies wird durch den Ansatz von Einzelkräften im Bereich der Knoten abgebildet. Während des Betoniervorganges müssen die Kräfte in den Abspannungen dem Betonierfortschritt angepasst werden. Dies ist allerdings Gegenstand einer Ausführungsstatik und wird in dieser Arbeit nicht untersucht. Die in der gegenständlichen Berechnung angesetzten Kräfte für die Abspannungen (2.400 kN je zwei 6-15 Spannglieder) beziehen sich auf den Abschluss der Betonierarbeiten, wenn die volle Belastung auf das System wirkt.

6. **Bauphase 12** (siehe Anhang A ab Seite 302)

Um die Spannglieder C anspannen zu können, sind Umlenksättel in den Stegen erforderlich, welche in der Bauphase 12 hergestellt werden. Dazu werden Teile der Stege ausbetoniert. Die Berechnungen dazu ergeben Zugspannungen in dem Kontrollquerschnitt BT114 ($\sigma_{G+P,oben} = 2,28 \text{ N/mm}^2$). Dieser befindet sich bei der Ortbetonergänzung des Brückenträgers über dem Pfeiler. Somit ist es möglich schlaffe Bewehrung einzulegen. An die Stirnseiten der Fertigteile des Brückenträgers könnte diese, durch im Fertigteilwerk vorgesehene Schraubmuffen oder Schweiß-

gründe, angeschlossen werden. In der nächsten Bauphase ist dieser Bereich ohnehin wieder vollständig überdrückt.

7. Bauphase 18 (siehe Anhang A ab Seite 325)

In dieser Bauphase erfolgt die Herstellung der Fahrbahnplatte. In der Praxis wird dies abschnittsweise in mehreren Schritten erfolgen. Für die Berechnung wurde allerdings als Vereinfachung angenommen, dass die Fahrbahnplatte in einem Arbeitsgang auf die Konstruktion aufgebracht wird.

8. Bauphase 19 (siehe Anhang A ab Seite 331)

Die letzte Bauphase beinhaltet das Entfernen der temporären Abspannungen, den Einbau des Schrägkabels, das Vorspannen der verbleibenden Spannglieder und das Aufbringen der Ausbaulast. Es handelt sich somit um den Bauendzustand, also die fertiggestellte Konstruktion zum Zeitpunkt ($t = 0$).

In dem Kontrollquerschnitt BT114 verbleiben den Berechnungen zufolge an der Oberseite geringe Zugspannungen ($\sigma_{G+P,oben} = 0,60 \text{ N/mm}^2$). Es dürfte sich bei dieser Stelle nur um einen sehr begrenzten Bereich handeln, da im nächstgelegenen Kontrollquerschnitt (BT113), der nur 1,30 m entfernt ist, die Oberseite hohen Druckspannungen unterliegt ($\sigma_{G+P,oben} = -8,12 \text{ N/mm}^2$). Des Weiteren kriecht das System von diesem Zustand ausgehend, hin zum Lehrgerüstzustand (siehe Ergebnisse in Tabelle 3.9), in welchem der Querschnitt in KQS114 an der Oberseite gedrückt ($\sigma_{G+P,oben} = -1,00 \text{ N/mm}^2$) wird.

Kontrolle der Auflagerreaktionen Bauphasen - Lehrgerüstzustand

Um zu überprüfen, ob in den Berechnungen der Bauphasen alle Einwirkungen, sprich alle Ortbetonergänzungen, richtig erfasst wurden, wurde eine Gegenüberstellung zu den Berechnungen des Lehrgerüstzustandes durchgeführt. Tabelle 3.11 zeigt die Berechnungen, welche hierzu erforderlich waren.

In der oberen Tabelle der Abbildung erfolgte die Addition der vertikalen Auflagerreaktionen der Bauphasen. Bauphase 1 beinhaltet die Lasten des Brückenpfeilers, welche in den RFEM-Berechnungen der Bauphasen nicht erfasst wurden. Bis inklusive Bauphase 7 erfolgt kein Systemwechsel, deshalb wird erst ab dieser Bauphase summiert. Bauphasen, welche in der Tabelle nicht enthalten sind, wie zum Beispiel Bauphase 10, enthalten nur Änderungen der Vorspannung.

Der untere Teil in Tabelle 3.11 zeigt die Berechnung der Eigengewichtslasten des Lehrgerüstzustandes. Die Addition der Lagerkräfte von Lastkombination LK1 ergibt einen Wert von 132.029 kN (RFEM-Berechnung siehe Seite 211). In dieser Berechnung wurden Lasten zufolge der Bügelbewehrung, den Gitterträgern und den angenommenen Gewichtstoleranzen der Fertigteile nicht berücksichtigt. Um trotzdem die gewünschte Kontrolle durchführen zu können, wurden diese Lasten nachträglich hinzuaddiert (siehe untere Zeilen in Tabelle 3.11).

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Der Vergleich zeigt, dass es eine Abweichung von lediglich 55 kN (= 0,041%) zwischen den vertikalen Auflagerreaktionen des Lehrgerüstzustandes und der Summe der Bauzustände gibt. Diese geringe Abweichung kann getrost vernachlässigt werden.

Summe der vertikalen Lagerraktionen der Bauphasen: Eigengewicht und Ausbaulast					
Bauphase	Auflagerkraft links [kN]	Auflagerkraft Pfeiler oben [kN]	Auflagerkraft Pfeiler unten [kN]	Auflagerkraft rechts [kN]	Summen [kN]
BP1			17.791		17.791
BP 7 links		938	6.921		7.859
BP 7 rechts		938	6.921		7.859
BP 8			1.668		1.668
BP 9	956		1.022	956	2.934
BP 11	35		14.952	26	15.013
BP 12	116		4.708	109	4.933
BP 16	1.433		6.205	1.422	9.060
BP 17	502		3.762	499	4.763
BP 18	4.674		31.369	4.649	40.692
BP 19	2.632		15.646	2.621	20.899
					Summe gesamt:
Summen	10.348	1.876	110.965	10.282	133.471

Summe der vertikalen Lagerraktionen am Lehrgerüstzustand Eigengewicht und Ausbaulast					
Bauphase	Auflagerkraft links [kN]	Auflagerkraft Pfeiler oben [kN]	Auflagerkraft Pfeiler unten [kN]	Auflagerkraft rechts [kN]	Summen [kN]
Lehrgerüstzustand LK 1	10.764		110.539	10.726	132.029
bei der Berechnung des Lehrgerüstzustands nicht berücksichtigte Lasten:					
Belastung		Belastung [kN/m]	Länge x [m]	Faktor links/rechts	
Gitterträger Boden- und Fahrbahnplatte		1,55	209	1	324
Toleranzen Brückenträger		2,00	209	1	418
Toleranzen Druckstreben		3,25	43,2	2	281
Bügel Brückenträger Ø16/10		2,59	43,6	2	226
Bügel Brückenträger Ø16/20		1,29	45,0	2	116
Bügel Brückenträger Ø12/20		0,73	15,0	2	22
					Summe gesamt:
					133.416

Abweichung/Fehler: 0,041 %

Tabelle 3.11: Kontrolle der Auflagerreaktionen Bauphasen - Lehrgerüstzustand.

3.7 Nachweise im Ultimate Limit State (ULS)

3.7.1 Lastannahmen

Die Lastannahmen für die Nachweise des Grenzzustandes der Tragfähigkeit erfolgten gemäß Eurocode 1 ([ÖN EN 1991-2, 2012]). Der Querschnitt wurde, entsprechend den Vorgaben in dieser Norm, in sechs Fahrstreifen plus Restfläche eingeteilt und mit dem LM1 belastet. Diese Belastung sieht vor, dass den drei maßgebenden Fahrstreifen Achslasten und eine gleichmäßig verteilte Belastung zugeordnet werden. Die verbleibenden drei Fahrstreifen und die Restfläche sind mit einer gleichmäßig verteilten Last zu belasten. Die charakteristischen Werte für das LM1 können Eurocode 1 ([ÖN EN 1991-2, 2012], Tabelle 4.2) entnommen werden.

Für die Nachweisführung im gegenständlichen Entwurf ergaben sich zwei maßgebende Laststellungen in Querrichtung, wie sie in Abbildung 3.35 zu sehen sind. Die obere Darstellung in dieser Abbildung zeigt die Laststellung "Vollbelastung". Hierbei sind alle Fahrstreifen, die Restfläche sowie die Gehwege belastet. Durch die exzentrische Lastanordnung (Fahrstreifen 1, 2 und 3 sind höher belastet als der Rest) wird der Brückenträger auf Torsion beansprucht. Belastet man allerdings den Brückenträgerquerschnitt nur auf einer Hälfte, ergeben sich größere Torsionsmomente. Aus diesem Grund wurde zusätzlich die Laststellung "halbseitige Belastung", wie sie in der Abbildung 3.35 unten abgebildet ist, für die Nachweisführung definiert. Diese ergibt die für den Querschnitt maßgebenden Torsionsmomente.

Bei den Lastangaben in Abbildung 3.35 handelt es sich um charakteristische Werte. Diese müssen für die ULS-Nachweis noch mit einem Teilsicherheitsfaktor multipliziert werden. Eurocode 0 ([ÖN EN 1990/A1, 2013], Tabelle A.2.4(B)) schreibt hierzu für ungünstige Einwirkungen infolge Straßen- oder Fußgängerverkehr auf Brücken $\gamma_Q = 1,35$ vor. Bei günstiger Wirkung werden die veränderlichen Lasten nicht angesetzt.

EK4: Eigengewicht und "Vollbelastung"

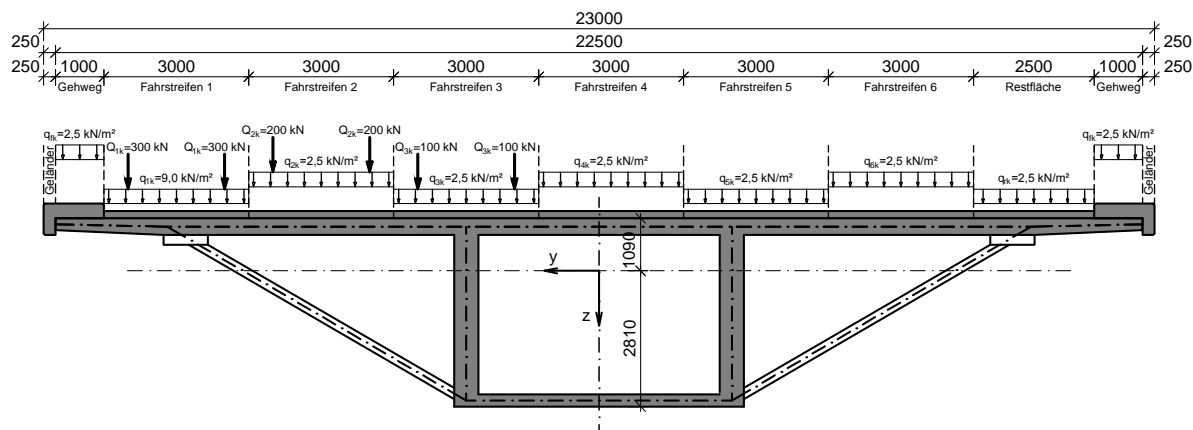
Um die maßgebenden Bemessungssituationen zu erhalten, ist es bei mehrfeldrigen Brücken notwendig, die ungünstigsten Laststellungen in Längsrichtung ausfindig zu machen. Dies kann durch die Anwendung von Einflusslinien erfolgen, was vor allem für die Vorbemessung eingesetzt wird. Im Großteil der Fälle wird jedoch heutzutage eine andere Möglichkeit gewählt. Durch die Anwendung von EDV-Programmen ist es unter vertretbarem Aufwand möglich geworden, die Lasten in kurze Pakete zu unterteilen und als einzelne Lastfälle auf das statische System anzusetzen und zu berechnen. Anschließend werden diese Lastfälle dahingehend überlagert, dass man die maßgebenden Schnittgrößen erhält. Die Bemessung erfolgt dann für die jeweils maßgebende Schnittgröße, unter gleichzeitiger Wirkung der zu dieser Laststellung zugehörigen Schnittgrößen (zum Beispiel: M_{max} und $N_{zugeh.}$).

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Laststellung: (Vollbelastung) [mm]

Lastmodell LM1:

Anordnung Fahrstreifen und zugehörige Belastungen



Belastung:

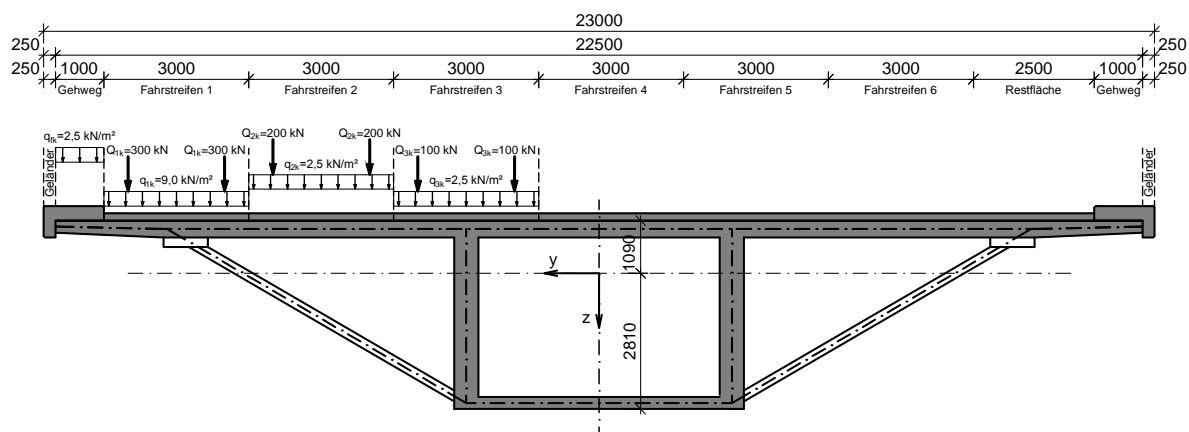
$$\Sigma \text{ Achslasten} = \text{Einzeltorsionsmoment} = 300 \cdot (9,75 + 7,75) + 200 \cdot (6,75 + 4,75) + 100 \cdot (3,75 + 1,75) = 8.100 \text{ kNm}$$

$$\Sigma \text{ Gleichlasten} = \text{Streckentorsionsmoment} = (9,0 - 2,5) \cdot 3 \cdot 8,75 = 170,625 \text{ kNm/m}$$

Laststellung: (halbseitige Belastung) [mm]

Lastmodell LM1:

Anordnung Fahrstreifen und zugehörige Belastungen



Belastung:

$$\Sigma \text{ Achslasten} = \text{Einzeltorsionsmoment} = 300 \cdot (9,75 + 7,75) + 200 \cdot (6,75 + 4,75) + 100 \cdot (3,75 + 1,75) = 8.100 \text{ kNm}$$

$$\Sigma \text{ Gleichlasten} = \text{Streckentorsionsmoment} = 2,5 \cdot 1 \cdot 10,75 + 9 \cdot 3 \cdot 8,75 + 2,5 \cdot 3 \cdot (5,75 + 2,75) = 326,875 \text{ kNm/m}$$

Abbildung 3.35: Untersuchte Laststellungen LM1.

Für die gegenständliche Machbarkeitsstudie wurde diese Vorgehensweise unter vereinfachten Vorgaben eingesetzt. Die Vereinfachungen betreffen die Feinheit der Unterteilung der Brücke in Belastungsabschnitte. Um nicht, für den Detaillierungsgrad der Arbeit, unnötig viele Lastfälle zu erhalten, erfolgte die Einteilung der Lastfälle wie sie in den Abbildungen 3.36 und 3.37 ersichtlich ist. Die Achslasten des Lastmodells LM1 wurden zusammengefasst und als Einzeleinwirkungen in den Zehntelpunkten des Brückenträgers angesetzt. Die gleichmäßig verteilten Flächenlasten wurden über die Breite des Querschnittes aufsummiert und als Linienlasten auf das statische System in vier verschiedenen Lastfällen (einmal je Feld) angesetzt.

Die Überlagerung und Berechnung dieser Lastfälle mit den ständigen Einwirkungen zufolge Eigengewicht erfolgte mittels RFEM. Gemäß Eurocode 0 ([ÖN EN 1990/A1, 2013], Tabelle A.2.4(B)) wurden die charakteristischen Einwirkungen infolge Eigengewicht (LK1 siehe Seite 33) im ungünstigen Fall mit $\gamma_{G,sup} = 1,35$ multipliziert und bei günstiger Wirkung mit $\gamma_{G,inf} = 1,00$ unverändert beibehalten.

Die Ergebnisse der RFEM-Berechnungen finden sich im Anhang ab Seite 337. Bei den Schnittgrößenverläufen und auch den Verformungsberechnungen handelt es sich um einhüllende Ergebnisse. Sie zeigen die komplette Bandbreite der möglichen Werte, je nach Laststellung. Durch die Aufnahme der Torsionsmomente (M_T) des Brückenträgers, erfährt der Brückenpfeiler, erstmals in den gegenständlichen Berechnungen, auch Biegemomente um seine starke Achse (M_z).

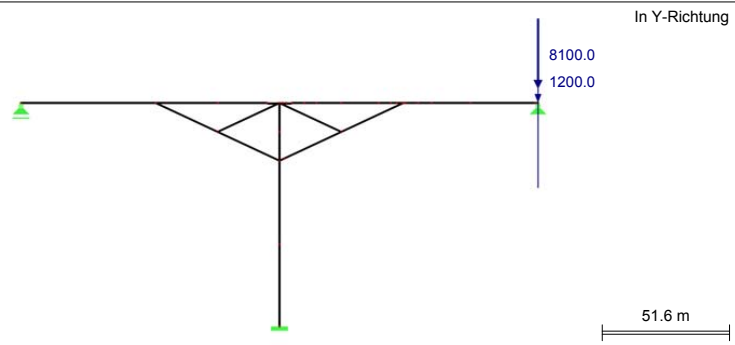
EK8: Eigengewicht und "halbseitige Belastung"

Die Berechnungen dieser Ergebniskombination erfolgten analog zu jenen der zuvor beschriebenen EK4. Für EK8 wurde die "halbseitige Belastung" von LM1 herangezogen, wie sie in der Abbildung 3.35 unten ersichtlich ist. Die Einwirkungen auf das statische System und die Ergebnisse finden sich im Anhang ab Seite 340.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

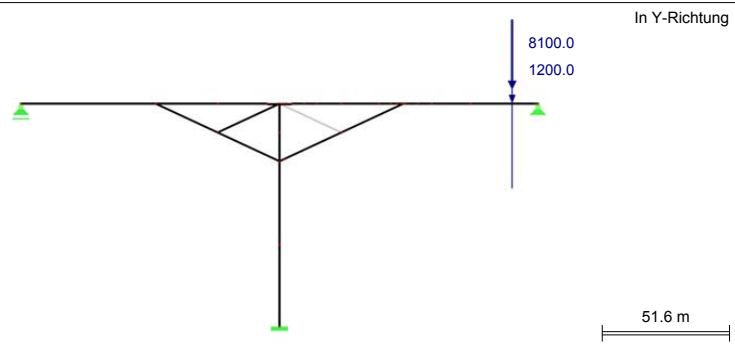
■ MODELL

LF35: T_Achslast 1
Belastung [kN], [kNm]



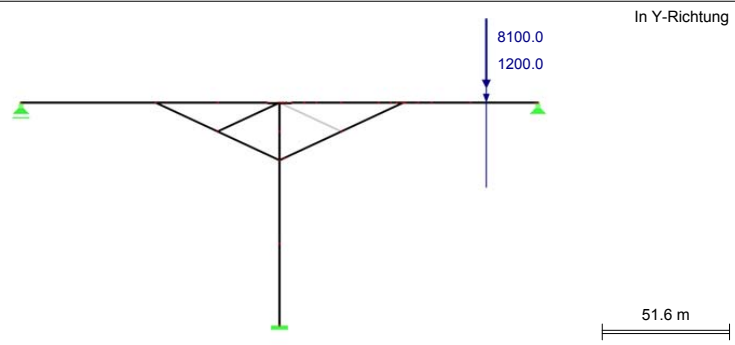
■ MODELL

LF36: T_Achslast 2
Belastung [kN], [kNm]



■ MODELL

LF37: T_Achslast 3
Belastung [kN], [kNm]



■ MODELL

LF55: T_Achslast 21
Belastung [kN], [kNm]

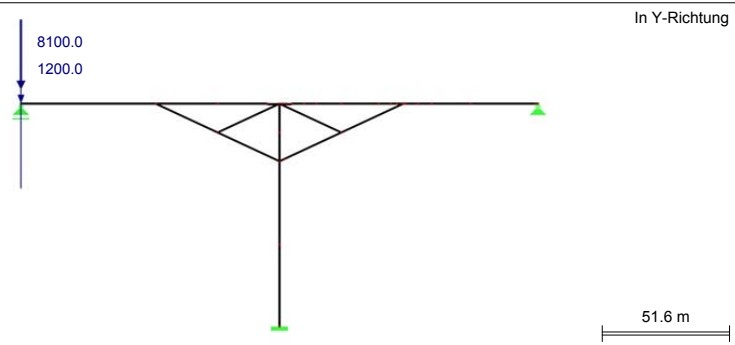
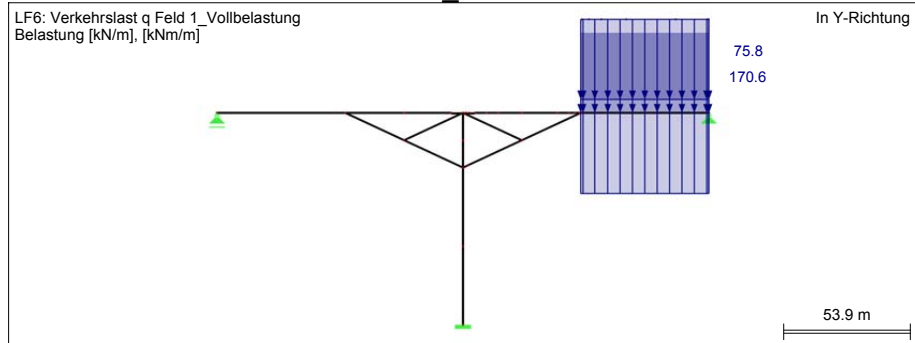


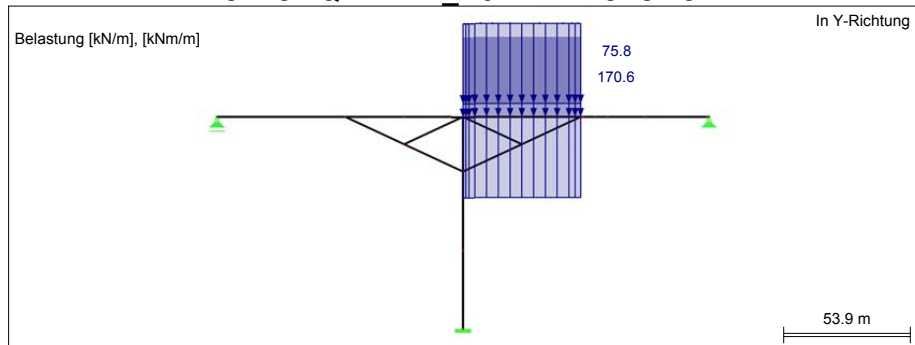
Abbildung 3.36: Achslasten EK4.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

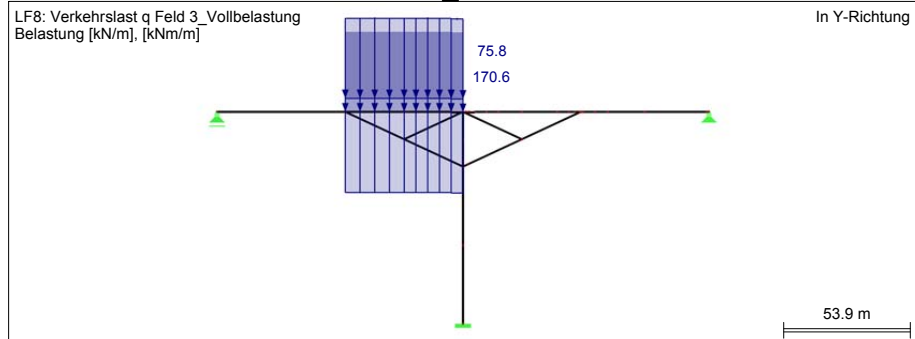
■ LF6: VERKEHRSLAST Q FELD 1_VOLLBELASTUNG



■ LF7: VERKEHRSLAST Q FELD 2_VOLLBELASTUNG



■ LF8: VERKEHRSLAST Q FELD 3_VOLLBELASTUNG



■ LF9: VERKEHRSLAST Q FELD 4_VOLLBELASTUNG

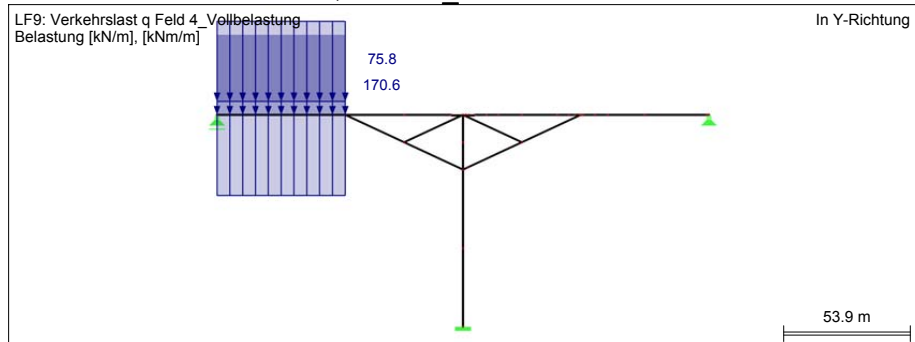


Abbildung 3.37: Gleichmäßig verteilte Belastung EK4.

3.7.2 ULS - Biegung und Normalkraft

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Biege- und Normalkrafttragfähigkeit wurde für den Brückenträger an vier Stellen (siehe Abbildung 3.38) geführt.

Übersicht Schnitte ULS-Nachweise ohne Maßstab [m]

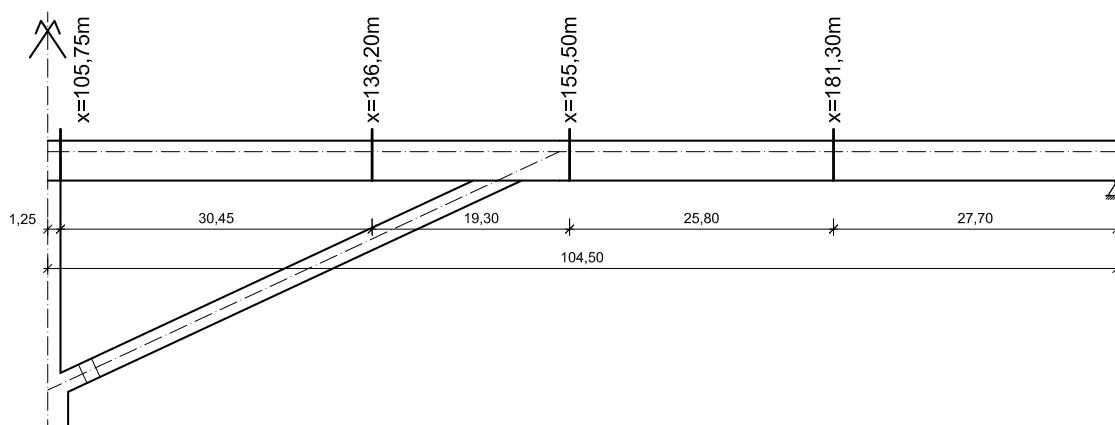


Abbildung 3.38: Übersicht der im ULS geführten Schnitte.

Es wurden nur Querschnittsnachweise, keine Stabilitätsnachweise geführt, da dies den Umfang der gegenständlichen Arbeit gesprengt hätte. Im Falle einer Ausführungsstatik sind Stabilitätsnachweise auf jeden Fall zu erbringen. Des Weiteren gibt es die Anforderung an Ingenieurbauwerke, dass diese auch im Falle von außergewöhnlichen Einwirkungen (Terrorismus, etc.) nicht versagen dürfen. Das Schrägkabel in dem gegenständlichen Entwurf stellt ein sehr empfindliches Bauteil für Sabotageakte dar. Aus diesem Grund muss sichergestellt werden, dass die Druckstreben auch nach Durchtrennen des Schrägkabels nicht versagen und somit weiterhin die Tragfähigkeit der Brücke gewährleisten würden. Derartige Nachweise für den Katastrophenfall müssen in weiterführenden Untersuchungen betrachtet werden.

Eine weitere Vereinfachung für die Nachweisführung in den folgenden Berechnungen wurde durch die Vernachlässigung der mitwirkenden Plattenbreiten vorgenommen. Der Eurocode 2 schreibt dies sowohl für ULS, als auch für SLS-Nachweise vor ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Abschnitt 5.3.2.1). Für die Ergebnisse der gegenständlichen Machbarkeitsstudie hat diese Vernachlässigung jedoch keinen großen Einfluss und wird deshalb als zulässig angesehen.

Die Führung der Querschnittsnachweise im ULS der Biege- und Normalkrafttragfähigkeit erfolgte mithilfe des Programms "INCA2". Es wurden die einwirkenden Schnittgrößen ($M_{y,ed}$, $M_{z,ed,zugehoerig}$ und $N_{ed,zugehoerig}$) und die Vorspannungssituation im jeweiligen betrachteten Schnitt eingegeben und eine eventuell notwendige zusätzliche Bewehrung ermittelt. Interne Spannglieder mit nachträglichem Verbund (Typ C und Typ LF) wurden in INCA2 durch Definition einer Vordehnung ε_P berücksichtigt. Bei den anderen Vorspannungstypen

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

handelt es sich um Spannglieder, welche nicht mit dem Querschnitt im Verbund stehen. Die Zusatzdehnungen $\Delta\varepsilon_P$ infolge einer Verlängerung der Spannglieder aufgrund von Bauteilverformungen, ist bei Spanngliedern ohne Verbund wesentlich geringer als bei im Verbund liegender Vorspannung. Aus diesem Grund wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Streckgrenze der Spannglieder im Normalfall nicht erreicht [Zilch und Zehetmaier, 2010]. Deshalb wird die Wirkung der externen Spannglieder in den folgenden Berechnungen durch den Ansatz von Kräften (P) und nicht durch eine Vordehnung berücksichtigt.

Mit dem Programm INCA2 ist es nicht möglich mehrere Normalkräfte auf einen Querschnitt anzusetzen. Deshalb war es erforderlich, die einwirkende Normalkraft N_{ed} mit den Kräften aus den externen Vorspannungen (P) zu einer resultierenden Normalkraft zusammenzufassen und die Lage des Angriffspunkts zu ermitteln. In den Tabellen 3.12 bis 3.15 sind die Berechnungen zu sehen, welche hierfür notwendig waren. Die hierbei verwendeten Höhenlagen der Spannglieder ist der Abbildung 3.39 zu entnehmen. Aus RFTENDON wurden die Kräfte infolge Vorspannung in den jeweiligen Schnitten entnommen. Dabei handelt es sich um die Vorspannkraft nach Abzug der sofortigen Spannkraftverluste (P_{m0}) zum Zeitpunkt $t = 0$. Die Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden wurden analog zu den SLS-Nachweisen (siehe Seite 136) mit 10 % angenommen und abgezogen, wodurch sich die Kräfte in den Spanngliedern zum Zeitpunkt $t = \infty$ ($P_{mt=\infty}$) ergaben.

ULS Biegung und Normalkraft: Ermittlung der Normalkraft und deren Angriffspunkt betrachtete Stelle: über Pfeiler (im Anschnitt) (BT114) $x=105,75\text{m}$				
		$M_{y,ed} = -226.751 \text{ kNm}$	$\text{zug. } N_{ed} = 81.281 \text{ kN}$	
		$\text{zug. } M_{z,ed} = 3.346 \text{ kNm}$		
Einwirkung/ externe Spannglieder	Angriffspunkt z (von UK Brückenträger) [m]	N_{ed} bzw. P_{m0} gem. RFTendon [kN]	$P_{mt=\infty}$ [kN] $\Delta P_{c+s+r}=10\%$	$P_{mt=\infty} \cdot z$ [kNm]
N_{ed} (im SP angreifend)	2,810	81.281	81.281	- 228.400
Spannglieder A1 (2x6-7)	2,225	2.509	2.258	5.024
Spannglieder A2 (2x6-19)	1,910	6.810	6.129	11.706
Spannglieder B2 (2x6-37)	1,680	13.148	11.833	19.880
Spannglieder E (4x6-37)	3,280	24.317	21.885	71.784
Spannglieder ES (6x6-37)	3,460	42.338	38.104	131.841
Summen			1.071	11.835
Angriffspunkt N für INCA:	11,048 m	N für INCA=	1.071 kN	

Tabelle 3.12: Eingabewerte INCA2: $x=105,75 \text{ m}$ (über Pfeiler).

Die Ergebnisse der Bemessungen in INCA2 finden sich im Anhang auf den Seiten 345 bis 348. Für die Ermittlung einer eventuell erforderlichen schlaffen Zusatzbewehrung wurde Betonstahl der Güte B550 verwendet. Diese Bewehrung ist in den INCA2-Ergebnissen der Bewehrungsgruppe 2 zugeordnet.

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

ULS Biegung und Normalkraft: Ermittlung der Normalkraft und deren Angriffspunkt betrachtete Stelle: Feld innen x=136,2m					
		$M_{y,ed} = 104.796 \text{ kNm}$		$\text{zug.}N_{ed} = 79.291 \text{ kN}$	
		$\text{zug.}M_{z,ed} = 4.623 \text{ kNm}$			
Einwirkung/ externe Spannglieder	Angriffspunkt z (von UK Brückenträger) [m]	N_{ed} bzw. P_{m0} gem. RFTendon [kN]	$P_{mt=\infty}$ [kN] $\Delta P_{c+s+r}=10\%$	$P_{mt=\infty} \cdot z$ [kNm]	
N_{ed} (im SP angreifend)	- 2,810	79.291	79.291	-	222.808
Spannglieder A1 (2x6-7)	- 3,008	- 2.558	- 2.302	-	6.925
Spannglieder A2 (2x6-19)	- 2,802	- 6.942	- 6.248	-	17.506
Spannglieder B2 (2x6-37)	- 1,680	- 13.096	- 11.786	-	19.801
Spannglieder E (4x6-37)	- 0,450	- 26.196	- 23.576	-	10.609
Spannglieder ES (6x6-37)	- 3,003	- 42.338	- 38.104	-	114.427
Summen			- 2.726	-	53.539
Angriffspunkt N für INCA:	19,640 m	N für INCA=	-2.726 kN		

Tabelle 3.13: Eingabewerte INCA2: x=136,20 m (inneres Feld).

ULS Biegung und Normalkraft: Ermittlung der Normalkraft und deren Angriffspunkt betrachtete Stelle: über Druckstrebe (im Anschnitt) (BT106) x=155,5m					
		$M_{y,ed} = -155.537 \text{ kNm}$		$\text{zug.}N_{ed} = 1.406 \text{ kN}$	
		$\text{zug.}M_{z,ed} = 823 \text{ kNm}$			
Einwirkung/ externe Spannglieder	Angriffspunkt z (von UK Brückenträger) [m]	N_{ed} bzw. P_{m0} gem. RFTendon [kN]	$P_{mt=\infty}$ [kN] $\Delta P_{c+s+r}=10\%$	$P_{mt=\infty} \cdot z$ [kNm]	
N_{ed} (im SP angreifend)	- 2,810	1.406	1.406	-	3.951
Spannglieder A1 (2x6-7)	- 3,465	- 2.568	- 2.311	-	8.008
Spannglieder A2 (2x6-19)	- 3,080	- 6.966	- 6.269	-	19.310
Spannglieder E (4x6-37)	- 3,353	- 26.280	- 23.652	-	79.305
Summen			- 30.827	-	102.672
Angriffspunkt N für INCA:	-3,331 m	N für INCA=	-30.827 kN		

Tabelle 3.14: Eingabewerte INCA2: x=155,50 m (über Druckstrebe).

ULS Biegung und Normalkraft: Ermittlung der Normalkraft und deren Angriffspunkt betrachtete Stelle: Feld außen x=181,3m					
		$M_{y,ed} = 243.357 \text{ kNm}$		$\text{zug.}N_{ed} = -1.549 \text{ kN}$	
		$\text{zug.}M_{z,ed} = 739 \text{ kNm}$			
Einwirkung/ externe Spannglieder	Angriffspunkt z (von UK Brückenträger) [m]	N_{ed} bzw. P_{m0} gem. RFTendon [kN]	$P_{mt=\infty}$ [kN] $\Delta P_{c+s+r}=10\%$	$P_{mt=\infty} \cdot z$ [kNm]	
N_{ed} (im SP angreifend)	- 2,810	- 1.549	- 1.549	-	4.353
Spannglieder A1 (2x6-7)	- 2,691	- 2.596	- 2.336	-	6.287
Spannglieder A2 (2x6-19)	- 1,988	- 7.043	- 6.339	-	12.601
Spannglieder E (4x6-37)	- 0,450	- 28.100	- 25.290	-	11.381
Summen			- 35.514	-	34.621
Angriffspunkt N für INCA:	-0,975 m	N für INCA=	-35.514 kN		

Tabelle 3.15: Eingabewerte INCA2: x=181,30 m (äußeres Feld).

Der Nachweis für die maßgebende Stelle in den Innenfeldern (bei $x = 136,20$ m) ist ohne zusätzliche Bewehrung erfüllt. Eine gemäß Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015]) erforderliche Mindestbewehrung muss allerdings auf jeden Fall eingelegt werden. Um das Stützmoment im Anschnitt des Brückenpfeilers und die zugehörige Normalkraft aufnehmen zu können, ist an dieser Stelle $x = 105,75$ m zusätzlich eine schlaife Bewehrung mit der Fläche $A_{s,erf} = 1.012 \text{ cm}^2$ erforderlich. Der Bewehrungsschwerpunkt muss hierbei in der Mitte der Fahrbahnplatte oder darüber liegen. Im Bereich der Druckstreben (Schnitt bei $x = 155,50$ m) sind hingegen nur $A_{s,erf} = 107 \text{ cm}^2$ schlaife Zusatzbewehrung notwendig. In den beiden äußeren Feldern müssen zusätzlich jeweils $A_{s,erf} = 383 \text{ cm}^2$ Bewehrung verlegt werden. Diese kann in der Bodenplatte angeordnet werden. Der Schwerpunkt dieser Bewehrung darf hierbei nicht höher als im Mittelpunkt der Bodenplatte liegen. Andernfalls müssten die Berechnungen angepasst werden.

Für den Brückenpfeiler und die Druckstreben wurden, wie bereits in der Einleitung zu diesem Kapitel erwähnt, keine Stabilitätsnachweise zur Berücksichtigung der Einflüsse aus der Theorie zweiter Ordnung geführt. Der zirka 90 m hohe Pfeiler ist im Endzustand unten eingespannt und oben, bei teilweiser Einspannung, in Brückenlängsrichtung unverschieblich gehalten. Unter Vernachlässigung der teilweisen Einspannung am oberen Ende ergibt sich, gemäß Eulerfall 3, eine Knicklänge von $l_k = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 90 = 63 \text{ m}$. In Querrichtung wird die Verschiebung des Brückenpfeilers, durch die Biegesteifigkeit des Brückenträgers (EI_z), ebenfalls behindert. Die maßgebende Schlankheit ergibt sich somit zu:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{20,75}{9,00}} = 1,52 \text{ m} \quad (3.50)$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = \frac{63,0}{1,52} = 41,5$$

Die Schlankheit eines Brückenpfeilers im Endzustand, sollte bei unverschieblichem Pfeilerkopf nicht mehr als zirka 50 bis 70 betragen [Menn, 1986]. Der Pfeiler im gegenständlichen Entwurf liegt somit mit $\lambda_y = 41,5$ in einer Größenordnung, wo bei Führung des Stabilitätsnachweises keine Probleme auftreten sollten.

Im Bauzustand ist die Schlankheit des Pfeilers deutlich höher. Mit aufgesetztem Hilfspfeiler ergibt sich eine Gesamthöhe von 116,7 m. Da in diesen Zuständen der Pfeiler seitlich nicht gehalten wird, kann die Knicklänge unter Anwendung von Eulerfall 1 mit $l_k = 2,0 \cdot l = 2,0 \cdot 116,7 = 233,4 \text{ m}$ abgeschätzt werden. Dabei handelt es sich um eine Abschätzung auf der sicheren Seite, da der Großteil der Lasten nicht am oberen Ende des Pfeilers angreift. Bei einer genauen Berechnung des Systems würde sich somit ein kleinerer Wert für die Knicklänge ergeben. Mit der getroffenen Abschätzung ergibt sich die maßgebende Schlankheit des Brückenpfeilers zu:

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = \frac{233,4}{1,52} = 153,5 \quad (3.51)$$

Wenn ein freistehender Brückenpfeiler im Bauzustand keine Auflasten zu übernehmen hat, sind Schlankheitswerte bis zirka $\lambda = 220$ möglich [Menn, 1986]. Der Pfeiler des

Alternativentwurf für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

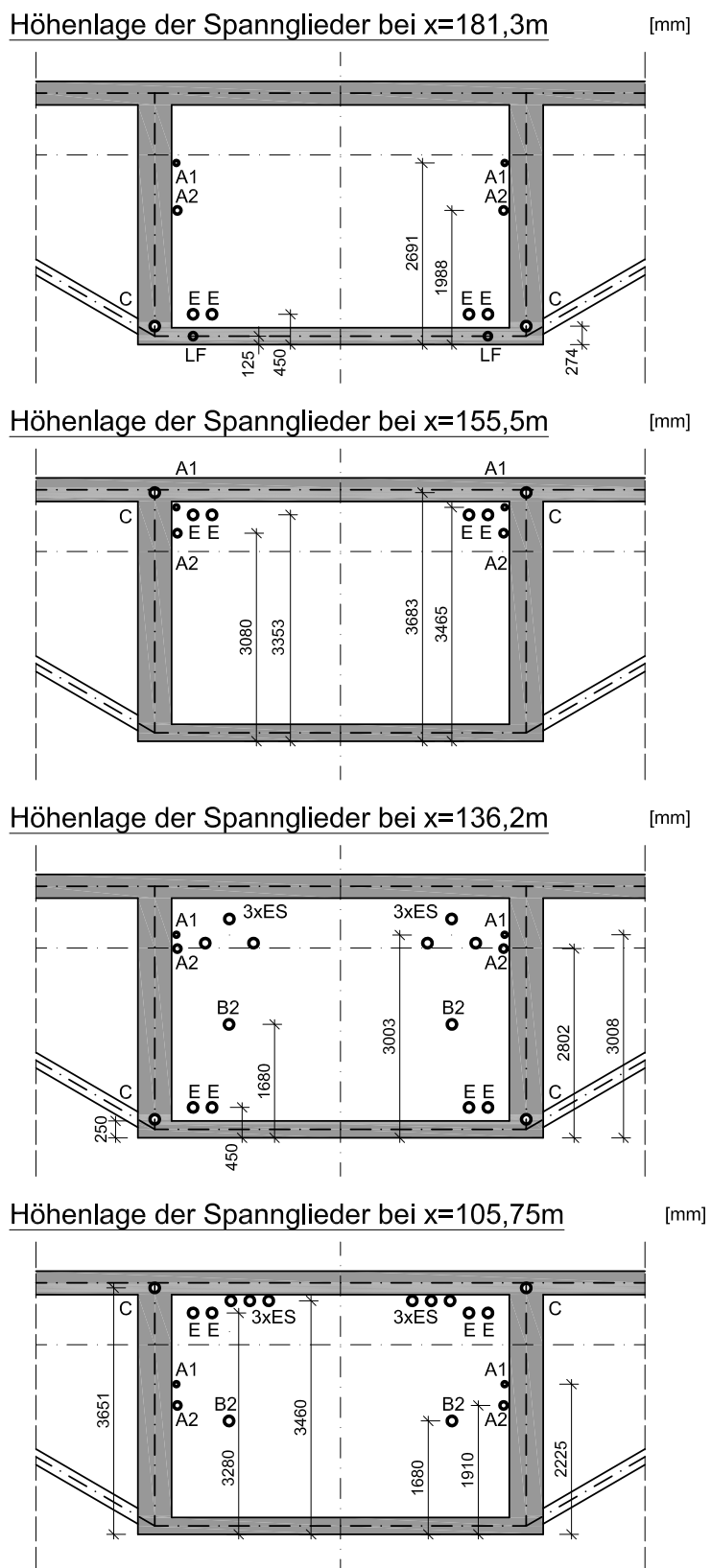


Abbildung 3.39: Höhenlagen der Spannglieder in den im ULS geführten Schnitten.

vorliegenden Entwurfs hat neben seinem Eigengewicht zusätzliche Lasten abzutragen, allerdings liegt er mit einer Schlankheit von $\lambda_y = 153,5$ deutlich unter dem genannten Grenzwert. Unter einer Reduzierung der vorhandenen Schlankheit, im Zuge einer genauen Stabilitätsbetrachtung, kann somit davon ausgegangen werden, dass der Brückenpfeiler die an ihn gestellten Stabilitätsanforderungen erfüllt.

Zusätzlich wird mit der Berechnung (3.52) gezeigt, dass die Spannungen im Bemessungszustand, im maßgebenden Schnitt des Pfeilers (Pfeilerfuß), mit $\sigma_{ed} = -21,3 \text{ N/mm}^2$ in einer akzeptablen Größenordnung liegen.

Einwirkungen (EK8):

$$M_{y,ed,zugehoerig} = -12,40 \text{ MNm}, M_{z,ed,zugehoerig} = 30,36 \text{ MNm}, N_{ed} = -160,58 \text{ MN}$$

Querschnittswerte:

$$W_y = 10,375 \text{ m}^3, W_z = 13,583 \text{ m}^3, A = 9,00 \text{ m}^2 \quad (3.52)$$

Spannungsberechnung:

$$\sigma_{ed} = \frac{-160,58}{9,00} + \frac{-12,40}{10,375} + \frac{-30,36}{13,583} = -21,3 \text{ N/mm}^2$$

3.7.3 ULS - Querkraft und Torsion

Eine Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit erfolgte bereits in einem sehr frühen Entwurfsstadium, da diese die Breite der Stege und somit einen wichtigen Teil der Querschnittsgeometrie bestimmt. Die Spannglieder leisten durch die Neigung der Spanngliedachsen einen wesentlichen Beitrag zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit. Negativ wirkt sich das Hüllrohr der Spannglieder Typ C aus. Da diese in den Stegen des Brückenträgers liegen und der Durchmesser der Hüllrohre ein Achtel der Stegbreite übersteigt (siehe [ÖN EN 1992-1-1, 2015], Punkt 6.2.3 (6)), muss die Breite der Stege für die Nachweisführung abgemindert werden.

Bei gleichzeitiger Wirkung von Querkraft und Torsion ist der Nachweis für die kombinierte Beanspruchung zu führen. Da es sich bei dem Querschnitt des Brückenträgers um einen geschlossenen Hohlkasten handelt, hat dieser eine sehr hohe Torsionssteifigkeit. Für die Aufnahme der Torsionsbeanspruchung ist gemäß dem Fachwerkmodell des Eurocodes 2 ([ÖN EN 1992-2, 2012]) eine umlaufende Bewehrung (Bodenplatte, Stege, Fahrbahnplatte) notwendig, welche üblicherweise als Bügelbewehrung ausgeführt wird. Zusätzlich ist eine Torsionslängsbewehrung zu bemessen und der Nachweis der Betondruckstreben zu erfüllen. In den folgenden Berechnungen werden nur die Betondruckstreben der Stege nachgewiesen und die erforderliche Bügelbewehrung der Stege ermittelt. Diese Einschränkung wird für die gegenständliche Machbarkeitsstudie als ausreichend angesehen, da es sich bei den Stegen um die maßgebenden Querschnittselemente infolge der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion handelt.

Der Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-2, 2012], Punkt 6.3.2) empfiehlt für kastenförmige Querschnitte, dass jede Wand separat für die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft

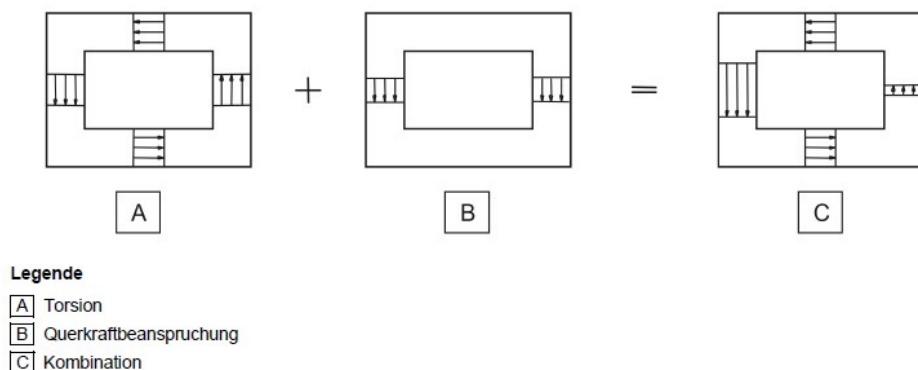


Abbildung 3.40: Innere Spannungsüberlagerung in den verschiedenen Wänden eines Kastenquerschnitts ([ÖN EN 1992-2, 2012], Bild 6.104).

und Torsion bemessen wird. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Betons sollte hierbei in Bezug auf den Bemessungsquerkraftwiderstand $V_{Rd,max}$ geprüft werden ([ÖN EN 1992-2, 2012], Punkt 6.3.2). Die Neigung der Betondruckstreben Θ darf hierzu identisch angenommen werden ([ÖN EN 1992-2, 2012], Punkt 6.3.2 (102)). Dass die Vorgabe des Eurocodes Sinn macht jede Wand eines Hohlkastens separat zu bemessen, zeigt die Abbildung 3.40. Durch die Überlagerung der Spannungen, infolge der Wirkungen aus Querkraft und Torsion, kommt es in jeder Wand zu einer anderen Beanspruchung.

Die Bügelbewehrung der Stege erfolgt durch zweischnittige Bügel aus Betonstahl der Güte B550. Diese werden, um das Verlegen der oberen Längsbewehrung zu ermöglichen, oben offen ausgeführt. Um die Verankerung der Bügel trotzdem sicherzustellen, werden je Bügelschenkel zwei durchgehende Längsstäbe an den oberen Enden angeschweißt. Die Ausführung erfolgt gemäß Eurocode 2 (siehe Abbildung 3.11, Variante c). Die Zeichnung auf Seite 23 zeigt die geplante Bügelform im unteren, jene auf Seite 22 die Bügelform im oberen Bereich.

Die Nachweisführung erfolgte für die Ergebniskombinationen EK4 und EK8, welche ab Seite 149 beschrieben wurden. Infolge der Laststellung "Vollbelastung" (wird in EK4 berücksichtigt) des Lastmodells LM1 (siehe Abbildung 3.35, oben) ergeben sich höhere Werte der einwirkenden Querkräfte ($V_{ed,V}$). Hingegen bedeutet die "halbseitige Belastung" (wird in EK8 berücksichtigt) eine höhere Torsionsbeanspruchung für den Querschnitt. Da die Nachweisführung für die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion zu erfolgen hat, ist es nicht im Vorhinein möglich eine dieser beiden Einwirkungskombinationen für maßgebend zu erklären.

Die Ergebnisse der Berechnungen können den Tabellen 3.16 (EK4) und 3.17 (EK8) entnommen werden, welche im Folgenden erläutert werden. Die Nachweisführung erfolgte jeweils, wie schon bei den SLS-Nachweisen, in den Kontrollquerschnitten (KQS) des Brückenträgers, welche der Abbildung 3.41 zu entnehmen sind. Der erste Block in den beiden Tabellen gibt die Einwirkungen infolge Querkraft und Torsion für die jeweilige Einwirkungskombination an.

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit - Laststellung: "Vollbelastung"													
KQS	Querschnitt	Einwirkungen: ULS Eigengewicht, Ausbaulast und LM1 (RFEM: "EK4")				Σ Vorspannung Verluste C+S: 10%	ULS Querkraft: "EK4" + Σ Vorspannung Beton: C40/50 Neigung der Betondruckstreben: 31°				a _{sw,eff} [cm ² /m für 2 Stege		
		aus Torsion					min Ved [kN] am QS	max Ved [kN] am QS	Ausnutzung Betondrucks trebe	Betondruckstrebe VRD,max,QS [kN]		NW	
		min Ved,T [kN] je Steg	max Ved,T [kN] je Steg	max Abs(Ved,T)x2 [kN] (reine Rechengröße)									Ved [kN]
Querkraft		min Ved,V [kN] am QS	max Ved,V [kN] am QS	min Ved,T [kN] je Steg	max Ved,T [kN] je Steg			min Ved [kN] am QS	max Ved [kN] am QS	Ausnutzung Betondrucks trebe	Betondruckstrebe VRD,max,QS [kN]	NW	a _{sw,eff} [cm ² /m für 2 Stege
BT101	BT_F_EZ	-18.547	-12.312	0	2.032	4.064	3.158	-19.453	-13.218	95,2 %	20.432	68,9	
BT102	BT_F_EZ	-18.007	-11.854	0	2.015	4.030	3.158	-18.879	-12.726	92,4 %	20.432	66,8	
BT103	BT_F_EZ	274	3.501	-227	1.239	2.477	-1.944	807	4.034	19,3 %	20.954	14,3	
BT104	BT_F_EZ	10.052	14.293	-552	781	1.561	-2.509	9.104	13.345	64,8 %	20.602	47,3	
BT105	BT_F_EZ	13.205	18.009	-667	781	1.561	-17.253	-2.487	2.317	12,2 %	20.360	8,8	
BT106	BT_F_EZ	16.196	21.569	-885	704	1.770	-10.067	7.899	13.272	65,0 %	20.426	47,0	
BT107	BT_F_EZ	-14.164	-10.191	-529	1.002	2.004	10.300	-5.868	-1.895	29,0 %	20.202	20,8	
BT108	BT_F_EZ	-12.397	-8.690	-529	947	1.895	12.951	-1.341	2.366	11,8 %	20.127	8,4	
BT109	BT_F_EZ	-8.701	-5.575	-636	724	1.449	1.728	-8.422	-5.296	41,7 %	20.196	29,8	
BT110	BT_F_EZ	1.015	3.975	-892	430	1.784	-351	2.448	5.408	26,8 %	20.185	19,1	
BT111	BT_F_EZ	6.934	11.033	-1.220	311	2.439	-353	9.020	13.119	65,0 %	20.184	46,5	
BT112	BT_F_EZ	9.816	14.697	-1.443	204	2.885	-2.393	10.308	15.189	75,4 %	20.158	53,8	
BT113	BT_S_EZ	14.259	19.901	-1.597	207	3.194	-9.482	7.971	13.613	71,5 %	19.042	50,3	
BT114	BT_S_EZ	15.076	20.852	-1.624	207	3.249	-8.130	10.195	15.971	83,8 %	19.048	59,0	

Tabelle 3.16: ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK4.

		Nachweis der Querkrafttragfähigkeit - Laststellung: "halbseitige Belastung"														
KQS	Quer-schnitt	Einwirkungen: ULS Eigengewicht, Ausbaulast und LM1 (RFEM: "EK8")					Σ Vor-spannung Verluste C+S: 10%					ULS Querkraft: "EK8" + Σ Vorspannung Beton: C40/50 Neigung der Betondruckstreben: 31°				
		Querkraft					aus Torsion					min Ved [kN] am QS	max Ved [kN] am QS	Ausnutzung Betondrucks trebe	Betondruck-strebe VRd,max,QS [kN]	a _{sw,eff} [cm ² /m für 2 Stege
		min Ved,V [kN] am QS	max Ved,V [kN] am QS	min Ved,T [kN] je Steg	max Ved,T [kN] je Steg	max Abs(Ved,T)×2 [kN] (reine Rechengröße)	Ved [kN]									
BT101	BT_F_EZ	-17.090	-12.768	0	3.086	6.171	3.158	-20.103	-15.781	20.432	71,2					
BT102	BT_F_EZ	-16.583	-12.309	0	3.054	6.107	3.158	-19.532	-15.258	20.432	69,2					
BT103	BT_F_EZ	590	3.045	-227	1.774	3.547	-1.944	2.193	4.648	20.954	16,5					
BT104	BT_F_EZ	10.228	13.313	-642	1.104	2.208	-2.509	9.927	13.012	20.602	46,1					
BT105	BT_F_EZ	13.381	16.796	-863	1.104	2.208	-17.253	-1.664	1.751	20.360	6,2					
BT106	BT_F_EZ	16.372	20.145	-1.177	1.028	2.354	-10.067	8.659	12.432	20.426	44,0					
BT107	BT_F_EZ	-13.199	-10.298	-711	1.410	2.820	10.300	-5.719	-2.818	20.202	20,3					
BT108	BT_F_EZ	-11.542	-8.797	-711	1.306	2.612	12.951	-1.203	1.542	20.127	5,5					
BT109	BT_F_EZ	-8.057	-5.682	-818	987	1.974	1.728	-8.303	-5.928	20.196	29,4					
BT110	BT_F_EZ	1.310	3.584	-1.200	531	2.399	-351	3.358	5.632	20.185	19,9					
BT111	BT_F_EZ	7.229	10.221	-1.719	412	3.438	-353	10.314	13.306	20.184	47,1					
BT112	BT_F_EZ	10.111	13.674	-2.038	305	4.076	-2.393	11.794	15.357	20.158	54,4					
BT113	BT_S_EZ	14.553	18.564	-2.335	310	4.670	-9.482	9.741	13.752	19.042	50,8					
BT114	BT_S_EZ	15.371	19.459	-2.387	310	4.774	-8.130	12.015	16.103	19.048	59,5					

Tabelle 3.17: ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK8.

Für die Querkraft wurden diese Werte direkt aus den Querkraftverläufen der RFEM-Ergebnisse (siehe Anhang ab Seite 337) entnommen ($\min V_{ed,V}$ und $\max V_{ed,V}$). Der Zusatz "am QS" bedeutet hierbei, dass es sich um einen Wert handelt, welcher für den gesamten Querschnitt und somit für beide Stege in Summe gilt.

Die Einwirkungen infolge Torsion ($\min V_{ed,T}$ und $\max V_{ed,T}$) wurden durch Anwendung der 1. Bredtschen Formel ermittelt:

$$V_{ed,T} = \frac{M_T}{2 \cdot A_k} \cdot z \quad (3.53)$$

Bei M_T handelt es sich um das Torsionsmoment, welches aus den RFEM-Berechnungen direkt übernommen werden konnte. A_k gibt die Fläche des Querschnitts an, welche von den Mittellinien der Hohlkastenwände (zwei Stege, Bodenplatte, Fahrbahnplatte) eingeschlossen wird. Der innere Hebelarm wird mit z bezeichnet. Für eine spätere Überlagerung der Einwirkungen infolge Querkraft und Torsion, war es notwendig den maximalen Absolutbetrag von $\min V_{ed,T}$ beziehungsweise $\max V_{ed,T}$ zu verdoppeln. Dies stellt eine reine Rechengröße dar, war aber notwendig, da die Querkraft für den Gesamtquerschnitt, also beide Stege, angegeben wurde.

Zusätzlich zu den Einwirkungen aus Querkraft und Torsion, galt es die Querkraftverläufe infolge Vorspannung zu berücksichtigen. Dies geschah in der Spalte, welche mit Σ Vorspannung bezeichnet ist. Hierin wurden die Querkräfte aller Spanngliedtypen, welche im Endzustand im Brückenträger vorhanden sind (A, B2, C, E, ES, LF), aufsummiert und Spannkraftverluste in der Höhe von 10 % infolge Kriechen Schwinden abgezogen. Diese Abschätzung der Spannkraftverluste erfolgte in gleicher Weise wie die Berechnungen der SLS-Nachweise (siehe Kapitel 3.6.1). Die Vorspannung wirkt, durch die Neigung der Spanngliedachsen im Bereich von Auflagerungen des Brückenträgers (Brückenpfeiler, Druckstreben und Widerlager), günstig für die Querkrafttragfähigkeit. Zusätzlich können die Querkräfte, welche aus der statisch unbestimmten Wirkung der Spannglieder herrühren, positiv für die Führung des Nachweises beitragen.

Der letzte Block in den beiden Tabellen beinhaltet die Überlagerung der Einwirkungen und die Nachweisführung. Die Spalten $\min V_{ed}$ und $\max V_{ed}$ sind das Ergebnis der jeweils ungünstigsten Überlagerung aus den Einwirkungen infolge Querkraft, Torsion und Vorspannung, um die Minimal- und Maximalwerte zu erhalten. Diese Form der Überlagerung war notwendig, da die Einwirkungen infolge Torsion beide Vorzeichen annehmen können. Wenn man die Lastanordnung von LM1 (siehe Abbildung 3.35) um die z-Achse des Querschnitts spiegelt kommt es zu solch einem Vorzeichenwechsel der Torsionsmomente.

Der Nachweis der Betondruckstreben erfolgte gemäß Eurocode 2 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Formel 6.9) mit der Formel 3.54 für $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot\Theta + \tan\Theta} \quad (3.54)$$

Der Spannungszustand im Druckgurt wird durch den Beiwert α_{cw} berücksichtigt. Dieser ist abhängig von der Vorspannungssituation. Für die Ermittlung dieses Wertes ist die mittlere Druckspannung im Beton infolge des Bemessungswertes der Normalkraft

(σ_{cp}) erforderlich. Diese Werte wurden den Berechnungen in Tabelle 3.8 auf Seite 137 entnommen ($\sigma_{cp} = \sigma_{N,G+P}$) und für die weitere Berechnung von α_{cw} verwendet.

Die Spannglieder Typ C verlaufen in nachträglich verpressten Metallhüllrohren mit einem äußeren Durchmesser von $\varnothing_a = 137 \text{ mm}$. Dieser Wert liegt über einem Achtel der Stegbreite ($500/8 = 62,5 \text{ mm}$) und somit muss gemäß Norm ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Formel 6.16) die rechnerische Stegbreite gemäß Formel 3.55 abgemindert werden.

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma \varnothing = 500 - 0,5 \cdot 137 = 437,5 \text{ mm} \quad (3.55)$$

Für den Füllbeton der Stege wird C40/50 verwendet, wodurch sich für $f_{cd} = 26,7 \text{ N/mm}^2$ ergibt. Um möglichst wenig Bügelbewehrung einlegen zu müssen, wurde die Neigung der Betondruckstreben mit $\Theta = 31^\circ$ am unteren Ende des zulässigen Bereiches gewählt.

Mit diesen Eingangsparametern ergeben sich die Werte in der vorletzten Spalte in den Tabellen 3.16 und 3.17. Es handelt sich hierbei um den Querkraftwiderstand für den gesamten Querschnitt, das bedeutet für beide Stege. Die erforderliche Bügelbewehrungsfläche wurde durch Anwendung der Formel 3.56 ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Formel 6.8) ermittelt.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta \quad (3.56)$$

In der letzten Spalte der Tabellen finden sich die erforderlichen Bügelbewehrungsflächen für jeden Kontrollquerschnitt (gilt für beide Stege in Summe) für die Aufnahme der Einwirkungen infolge der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion. Um ein Abstufen dieser Bügelbewehrung in Brückenträgerlängsrichtung zu ermöglichen, wurde der Verlauf der erforderlichen Bügelbewehrungsfläche ($a_{sw,erf} = A_{sw}/s$) auf der gesamten Länge des Brückenträgers ermittelt. Das Ergebnis dieser Berechnung ist durch die Abbildung 3.41 dargestellt. In Rot ist die gewählte Bügelbewehrung eingetragen. Die Einhaltung der Mindest- und Maximalabstände zwischen den Bügeln wurde hierbei gemäß Eurocode 2 berücksichtigt. Des Weiteren ist das auf die Länge bezogene Gewicht der Bügelbewehrung angegeben. Da die Bügel bereits in den Ausgangsquerschnitt des Brückenträgers, welcher geklappt wird, eingebaut werden, waren diese Lasten in den statischen Berechnungen der Bauphasen von Anfang an zu berücksichtigen.

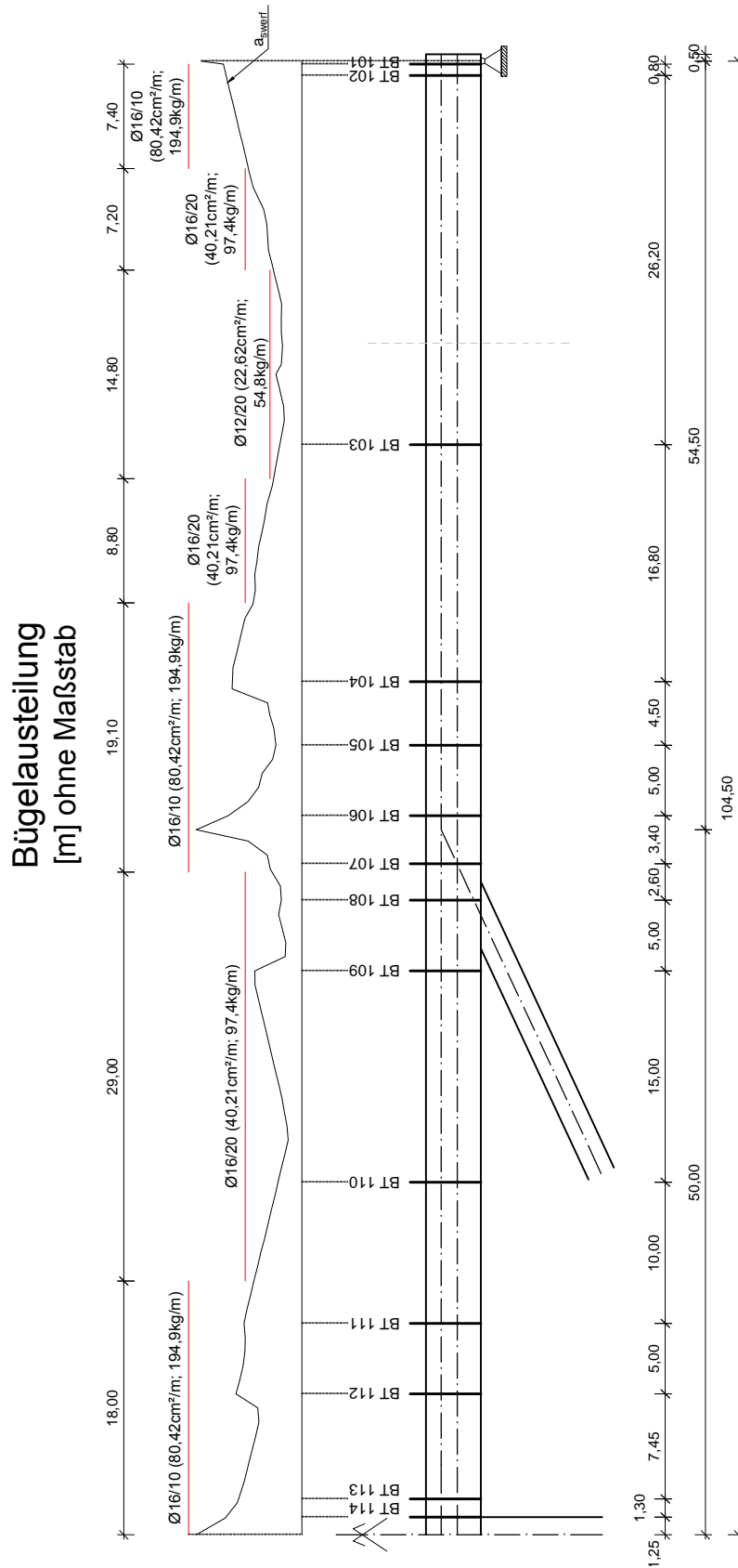


Abbildung 3.41: Bügelabteilung im Brückenträger.

3.8 Massenermittlung

Nach der Fertigstellung des Entwurfs konnte für den Endzustand der gegenständlichen Brücke eine Massenermittlung durchgeführt werden.

In den bisherigen Ausführungen wurde die Brückenkonstruktion an sich (Brückenträger, Pfeiler, Druckstreben) konstruiert und bemessen, das Fundament wurde als gegeben hingenommen. Um in späterer Folge einen realistischen Vergleich der Massen zwischen dem gegenständlichen Entwurf und dem überarbeiteten Originalentwurf herstellen zu können, wurde das Fundament bemessen. Dazu wurden die Massen der bestehenden San Leonardo Brücke berechnet (siehe Kapitel 4.2) und mit diesen die Bodenpressung unter dem Fundament ermittelt. Mit den Massen aus dem Alternativentwurf wurde dann eine Fundamentgröße ermittelt, mit der ähnliche Bodenpressungen entstehen.

Die nun folgende Massenermittlung zeigt, dass insgesamt 6.203 m³ Beton für den Bau des gegenständlichen Alternativentwurfs erforderlich sind. Davon entfallen 2.854 m³ auf den Überbau, welcher den Brückenträger mit seinen Fertigteildruckstreben samt allen Einbauten beinhaltet. Für den Bau der Druckstreben und des Pfeilers sind insgesamt 1.491 m³ Beton und für das Fundament 1.859 m³ Beton erforderlich. Die genaue Aufgliederung und Berechnung kann der Tabelle auf Seite 349 im Anhang A entnommen werden.

Die Ermittlung der erforderlichen schlaffen Bewehrung erfolgte auf Basis von Erfahrungswerten, wie sie beispielsweise in [Menn, 1986] zu finden sind. Damit ergeben sich insgesamt 712 to Bewehrungsstahl. Eine Übersicht ist in Tabelle 5.1 zu sehen.

	to Bewehrung	m ³ Beton	Betongewicht in to
Überbau	428	2.854	7.010
Druckstrebe und Pfeiler	135	1.491	3.656
Fundament	149	1.859	4.559
Gesamt	712	6.203	15.225

Tabelle 3.18: Übersicht Bewehrungsmassen, Betonmassen und Betongewicht des Alternativentwurfs unter Anwendung des Brückenklappverfahrens.

Eine Ermittlung der erforderlichen Spanngliedmassen konnte auf Grundlage der ausgearbeiteten Spanngliedentwürfe erfolgen. Für die permanente Vorspannung der Brücke in Längsrichtung sind 107 to Spannstahl erforderlich, für die Quervorspannung der Fahrbahnplatte werden 21 to benötigt. Für die temporären Spannglieder B1, TO und TU sowie die temporären Abspannungen I,II und III kommen 13 to Spannstahl zum Einsatz. Das permanente Schrägkabel hat ein Gewicht von 3 to. Dies ergibt insgesamt 143 to Spannstahl.

4 Überarbeitung des Entwurfs für die San Leonardo Freivorbaubrücke auf Basis der Eurocodes

In der Festschrift, welche im Zuge des 100-jährigen Bestandsjubiläums der Baufirma Dyckerhoff & Widmann erschienen ist, schreibt Herbert Schambeck über das Entwerfen verschiedenster Brücken und nennt einige herausragende Brückenentwürfe [Schambeck, 1965]. Unter anderem wird die San Leonardo Brücke erwähnt. In einer Bachelorarbeit [Priebnig] wurde eine Vielzahl von zweifeldrigen Talbrücken recherchiert. All diese Brücken wurden mittels Freivorbau- oder dem Taktschiebeverfahren errichtet. Alternativ könnten sie auch mit dem Brückenklappverfahren gebaut werden. Eine dieser Brücken aus der Bachelorarbeit von [Priebnig] stellt die, im Freivorbauverfahren errichtete, San Leonardo Brücke dar. Am Beginn von Kapitel 3 wurde die San Leonardo Brücke schon kurz beschrieben. Sie befindet sich in Sizilien und dient der Talüberführung einer Autobahn. In Abbildung 4.1 ist eine Ansicht des bestehenden San Leonardo Viadukts zu sehen.

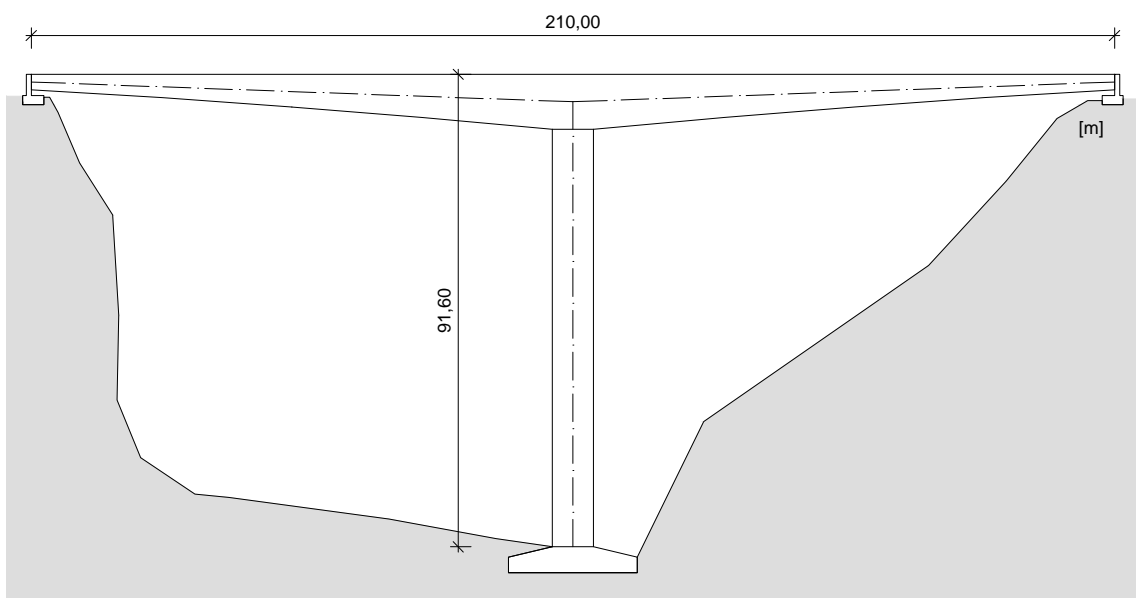


Abbildung 4.1: Ansicht San Leonardo Talbrücke.

Beim klassischen Freivorbau wird, von einem Pfeiler ausgehend, zu den Widerlagern hin nach dem Waagebalkenprinzip gebaut. Dabei wird beim Pfeiler der so genannte Pfeilertisch ausgebildet, von dem ausgehend, der Baufortschritt mit einem Freivorbauwagen je

Seite erfolgen kann. Durch das annähernd gleichzeitige Bauen, ausgehend vom Pfeiler, ist der Überbau im Gleichgewicht und auf den eingespannten Pfeiler kommen nur geringe Biegebeanspruchungen. Nach [Geißler, 2014] wird die Baumethode des Freivorbau, vor allem für die Herstellung von Brücken mit gevoutetem Überbau und einer größeren Stützweite bei Tälern, wo keine ortsfeste Schalung in Frage kommt, eingesetzt. Auch bei der Talbrücke San Leonardo ist solch ein gevouteter Überbau ausgeführt worden. Die bestehende Brücke wurde in den Jahren 1968 bis 1970, als eine Alternative zur ausgeschriebenen Brücke, von der Firma DSI gebaut. Bestimmender Baustoff der Brücke ist Spannbeton. Der Querschnitt ist in den Stegen sowie in der Fahrbahnplatte stark vorgespannt (siehe Abbildung 4.2). Durch den großen Anteil an Vorspannung und durch die Berechnung nach alter Normenlage, konnte ein sehr schlanker Querschnitt gebaut werden. Der Querschnitt der bestehenden Brücke ist in Abbildung 4.3 zu sehen. Es handelt sich hierbei um einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt mit 400 mm breiten Stegen. Auffällig ist, dass der Randbalken direkt mit der Fahrbahn verbunden ist.

Um die bestehende Brücke mit dem Alternativentwurf unter Anwendung des Brückenkippverfahrens vergleichen zu können, wurde eine neue Dimensionierung der Fahrbahnplatte sowie der Stege der bestehenden Brücke durchgeführt. Dabei wurde die aktuelle Normenlage, der Eurocode 2 sowie die erforderliche Belastung laut Eurocode 1 - Teil Brückenbau [ÖN EN 1991-2, 2012] angewendet.

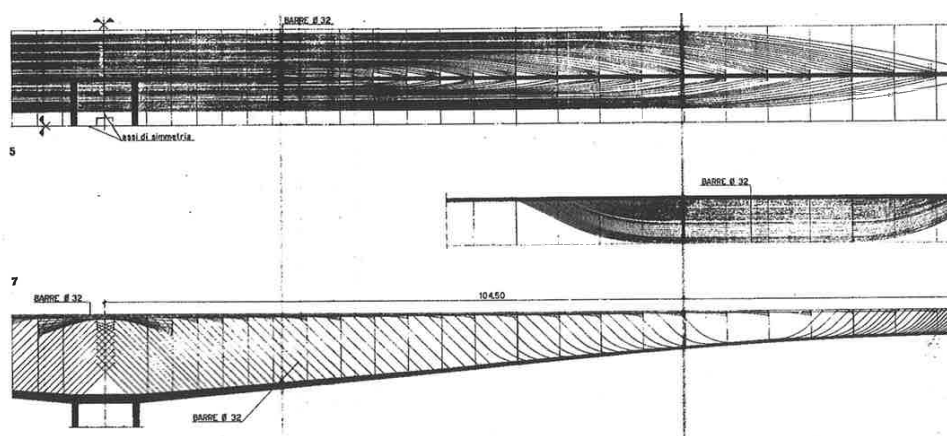


Abbildung 4.2: Vorspannung Original San Leonardo Viadukt [Belloni].

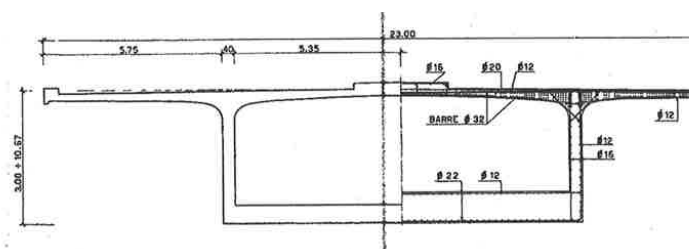


Abbildung 4.3: Querschnitt der bestehenden San Leonardo Brücke [Belloni].

4.1 Statische Berechnungen der Talbrücke San Leonardo

4.1.1 Dimensionierung der Fahrbahnplatte

Für eine neue Dimensionierung der Fahrbahnplatte wurde ein Dekompressionsnachweis geführt. Ein ein Meter langer Streifen des Brückenquerschnitts wurde herausgeschnitten und als zweidimensionales System im Programm RFEM (Version 5.05) der Firma Dlubal modelliert. Das eingegebene statische System ist in Abbildung 4.4 zu sehen. Im Schnittpunkt der Schwerachse der Bodenplatte mit den Schwerachsen der Stege wurde jeweils ein vertikal unverschiebliches Knotenlager gesetzt. Um ein statisch bestimmtes System zu erhalten, wurde in der Mitte der Bodenplatte ein horizontal unverschiebliches Knotenlager eingeführt. Für den Dekompressionsnachweis muss das System laut [ÖN EN 1992-2, 2012], in Abhängigkeit der Expositionsklasse des eingesetzten Betons und der Art der Vorspannung, mit einer bestimmten Einwirkungskombination belastet werden. Bei der hier durchgeführten Berechnung wird der Querschnitt mit charakteristischen Eigengewichts- und Ausbaulasten beansprucht.

In Abbildung 4.3 ist zu sehen, dass die Stege im Anschluss an die Fahrbahnplatte ausgerundet ausgeführt wurden. Dies wurde bei der Überarbeitung geändert, hier wurden die Fahrbahnplatte, wie in Abbildung 4.4 zu sehen, gevoutet ausgeführt.

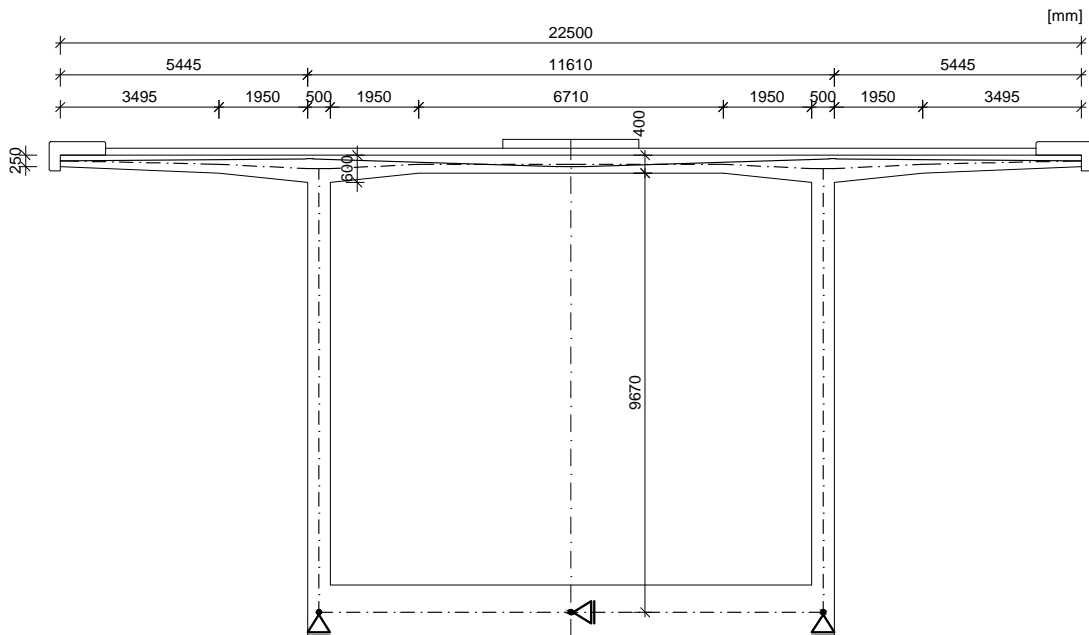


Abbildung 4.4: statisches System - Berechnung Fahrbahnplatte.

Das Eigengewicht des Querschnitts wird vom Programm RFEM mit einer Wichte von $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$ automatisch berechnet. Zusätzlich zum Eigengewicht des Hohlkastenquerschnitts, wurde noch die Ausbaulast berücksichtigt. Dabei handelt es sich

um das Eigengewicht des Randbalkens, das Eigengewicht des Asphaltaufbaus sowie das Eigengewicht des in Abbildung 4.4 eingezeichneten Mittelstreifens. Für die Ermittlung des Gewichts des Randbalkens wurde dieser, wie in Abbildung 4.5 zu sehen, in zwei Teilflächen unterteilt. Auf die Teilfläche RBI, mit einer Breite von 0,25 m, wirkt eine Flächenlast von 16,25 kN/m² und auf die Teilfläche RBII, mit einer Breite von 1,0 m, wirkt eine Flächenlast von 7,50 kN/m². Der Asphaltaufbau wurde mit einer gesamten Stärke von 150 mm angenommen und mit einer Wichte von $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$ berechnet. Der Mittelstreifen weist eine Dicke von 200 mm auf.

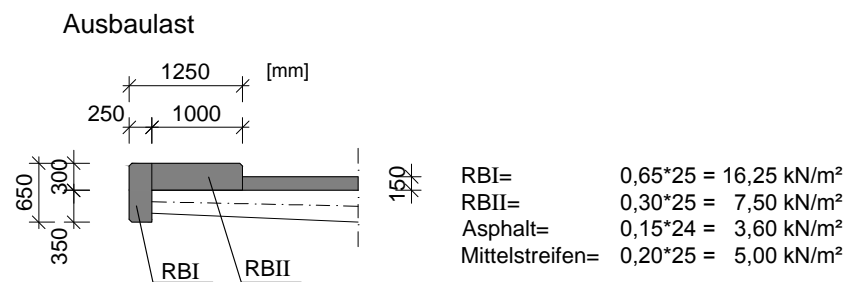


Abbildung 4.5: Ausbaulast.

Um unter der Belastung aus Eigengewicht und Ausbaulast den Dekompressionsnachweis der Fahrbahnplatte zu erfüllen, wird eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte vorgesehen. Dafür wird ein vier-litziges Spannglied vom Typ S der Firma VSL ([VSL, 2011]) eingesetzt. Der Verlauf des Spannglieds ist in Abbildung 4.6 zu sehen. Das Spannglied wurde in die Fahrbahnplatte mit Hilfe des Programmaufsatzes für RFEM, RFTENDON eingefügt.

Lage Spannglied Quervorspannung
1 Spannglied je Meter (S 6-4)

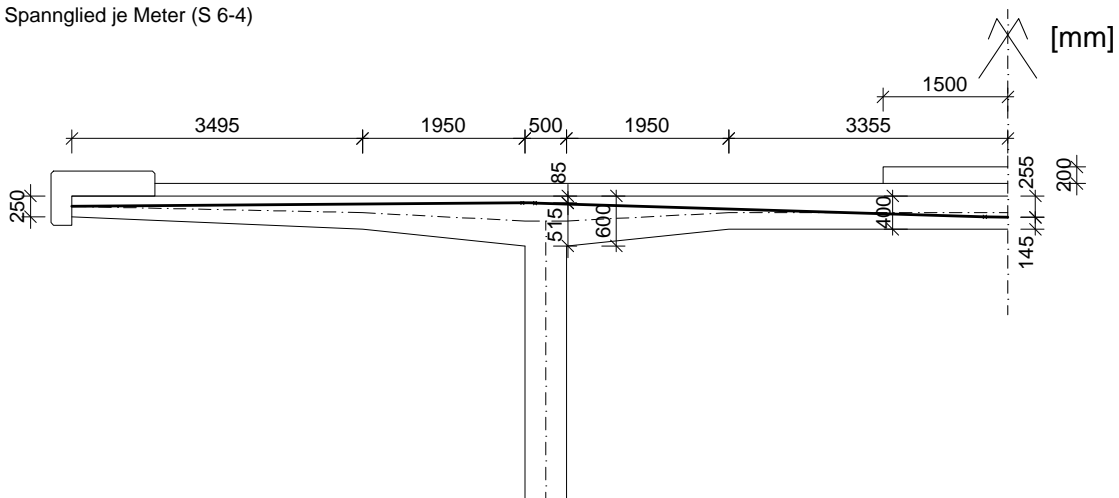


Abbildung 4.6: Verlauf Spannglieder Quervorspannung Fahrbahnplatte.

Mit der oben angeführten Belastung wurden drei Lastfälle erstellt. Der Lastfall 1 beinhaltet nur das Eigengewicht der Struktur, der Lastfall 2 beinhaltet die oben beschriebene Ausbaulast und im Lastfall 3 wurde die Vorspannung definiert. Der Lastfall 1 und 2 wurde zu einer Lastkombination mit dem Kombinationsfaktor von 1,0 zusammengefügt. Die Schnittgrößen der Berechnung der Fahrbahnplatte sind im Anhang B unter Punkt B.1 zu sehen. Die erste Seite zeigt die Schnittgrößen Normalkraft und Biegemoment aus der Lastkombination "nur Eigengewicht", die zweite Seite zeigt die Schnittgrößen Normalkraft und Biegemoment infolge Vorspannung. Auf Seite 354 im Anhang B ist die Ermittlung der Spannungen zufolge der Lastkombination "nur Eigengewicht", zufolge Vorspannung sowie die Überlagerung dieser Spannungen zu sehen. Dabei ist zu erkennen, dass der Nachweis der Dekompression überall, bis auf den Punkt direkt über dem Auflager erfüllt ist. Da zufolge des statischen Systems Knotenlager eine Singularität darstellen, die es in Realität so nicht gibt, ist dieser Punkt nicht relevant für die Bemessung der Fahrbahnplatte.

4.1.2 Querschnitt

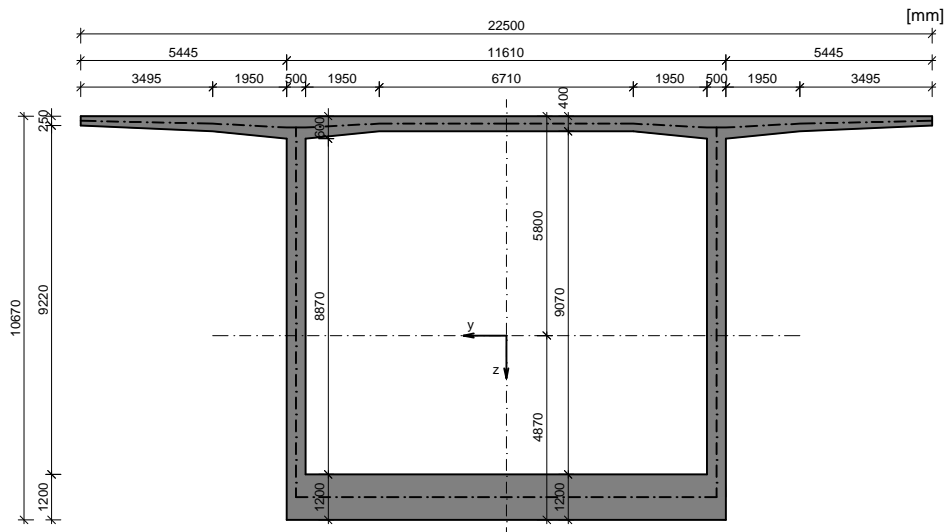
Nach der erfolgreichen Führung des Dekompressionsnachweises für die Fahrbahnplatte, können die in Abbildung 4.7 gezeigten Querschnitte für die weiteren Berechnungen verwendet werden. Dargestellt sind hier der Querschnitt über dem Pfeiler (BT1_ 1) und jener bei den Widerlagern (BT11_ 03). Auf Grund der veränderlichen Unterseite des Querschnitts in Brückenlängsrichtung, verändert sich die Höhe der Stege. Für die Berechnung wurde der gevoutete Querschnitt im CAD-Programm mit einer quadratischen Parabel konstruiert. Die halbe Brücke (vom Pfeiler bis zu einem Widerlager) wurde in zehn Abschnitte unterteilt. An diesen Punkten wurden die Querschnittshöhen gemessen und in RFEM eingegeben. Zwischen den definierten Querschnitten wurde ein linearer Verlauf angenommen.

Die Außenabmessungen des Pfeilers wurden im Zuge einer Reise nach Sizilien von Professor Kollegger direkt am Bauwerk gemessen. Die Wandstärke mit 700 mm wurde aus dem Aufsatz von Dott. Ing. Giorgio Belloni entnommen [Belloni].

Überarbeitung des Entwurfs für die San Leonardo Freivorbaubrücke auf Basis der Eurocodes

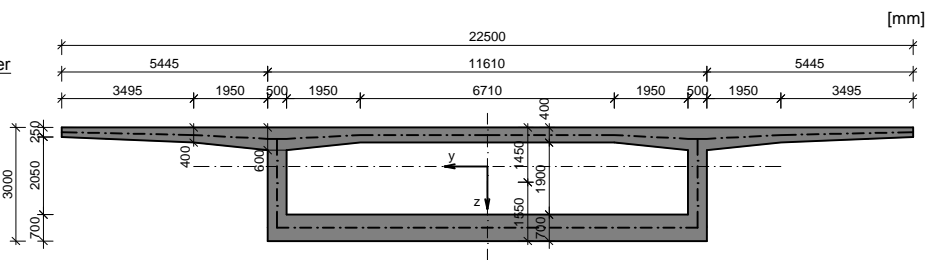
Brückenträger-Pfeiler (BT1_1)

$A = 32,26 \text{ m}^2$
 $W_{y,o} = -105,83 \text{ m}^3$
 $W_{y,u} = 125,96 \text{ m}^3$
 $I_y = 613,63 \text{ m}^4$
 $g_{ges} = 806,5 \text{ kN/m}$



Brückenträger-Widerlager BT11_03

$A = 15,04 \text{ m}^2$
 $W_{y,o} = -18,98 \text{ m}^3$
 $W_{y,u} = 9,91 \text{ m}^3$
 $I_y = 19,53 \text{ m}^4$
 $g = 376 \text{ kN/m}$



Pfeiler

$A = 24,95 \text{ m}^2$
 $W_{y,o} = -60,86 \text{ m}^3$
 $W_{y,u} = 60,86 \text{ m}^3$
 $I_y = 243,45 \text{ m}^4$
 $g = 623,75 \text{ kN/m}$

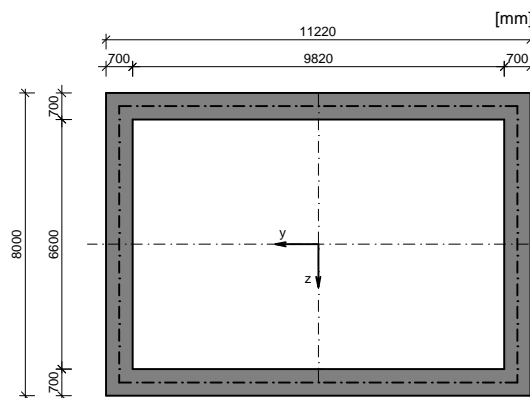


Abbildung 4.7: Querschnitte San Leonardo Freivorbaubrücke.

4.1.3 Nachweise im Ultimate Limit State (ULS)

Endzustand

Zur Überarbeitung des Originalentwurfs der San Leonardo Brücke wurden die Berechnungen im ULS, ähnlich zu jenen Berechnungen für den Alternativentwurf mittels Brückenklappverfahren (siehe Kapitel 3.7), durchgeführt.

Die Belastung von Brücken ist im Eurocode 1 ([ÖN EN 1991-2, 2012]) geregelt. Dort ist die Aufteilung der Fahrbahn in einzelne Fahrstreifen abgebildet, welche dann unterschiedlich, teilweise mit Achslasten und Gleichlasten und teilweise nur mit Gleichlasten, zu belasten sind. Um die maßgebenden Laststellungen zu erhalten, sind die Fahrstreifen auf der Brücke beliebig vertauschbar. Demzufolge ergaben sich für die Nachrechnung der bestehenden Brücke zwei Laststellungen, welche in Abbildung 4.8 zu sehen sind. Bei der oberen Laststellung "Vollbelastung" befinden sich die Fahrstreifen mit den Achslasten am Kragträger des Querschnitts. Auf der restlichen Fahrbahnbreite ist eine Gleichlast mit $2,5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Durch die höhere Belastung am auskragenden Teil des Querschnitts entsteht eine Torsionsbeanspruchung. Diese erhöht sich in der Laststellung "halbseitige Belastung", da die entlastenden Gleichlasten im rechten Teil des Querschnitts weggelassen werden. Bei den in Abbildung 4.8 angegebenen Lasten handelt es sich um charakteristische Werte. Für die spätere Berechnung werden diese Werte noch mit dem Teilsicherheitsfaktor $\gamma_Q = 1,35$ laut Eurocode 0 [ÖN EN 1990/A1, 2013], Tabelle A.2.4(B) beaufschlagt.

Um die für die Bemessung der Konstruktion maßgebenden Schnittgrößen ermitteln zu können, ist es notwendig auch in Brückenlängsrichtung verschiedene Laststellungen zu betrachten. Mit Hilfe des Programms RFEM wurden Belastungsblöcke aus Gleichlast und Streckentorsionsmoment sowie Einzellasten und Torsionsmomente infolge der Achslasten angesetzt. Die Einzellasten wurden in den Zehntelpunkten in Brückenlängsrichtung positioniert (siehe Abbildung 4.9), die Gleichlasten wurden einmal rechts und einmal links des Mittelpfeilers platziert (siehe Abbildung 4.10).

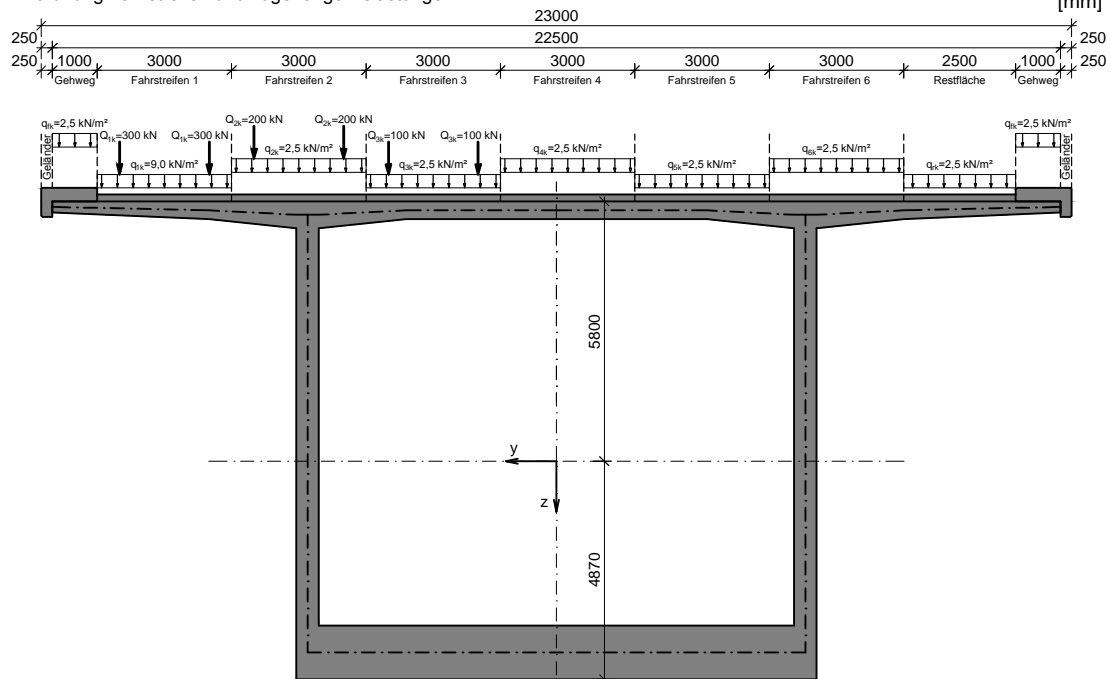
Für die spätere Nachweisführung wurden zwei so genannte Ergebniskombinationen in RFEM erstellt. Diese ermöglichen die Ermittlung der maximalen Schnittgrößen infolge Eigengewichtslast, Ausbaulast und den veränderlichen Lasten. Die Schnittgrößen infolge der Ergebniskombination EK4, zu finden im Anhang B auf Seite 355, stellen einhüllende Verläufe infolge "Vollbelastung" dar. Auf Seite 358 im Anhang B finden sich die einhüllenden Schnittgrößen aus der "halbseitigen Belastung", sprich aus der Ergebniskombination EK8.

Überarbeitung des Entwurfs für die San Leonardo Freivorbaubrücke auf Basis der Eurocodes

Laststellung: (Vollbelastung)

Lastmodell LM1:

Anordnung Fahrstreifen und zugehörige Belastungen



Belastung:

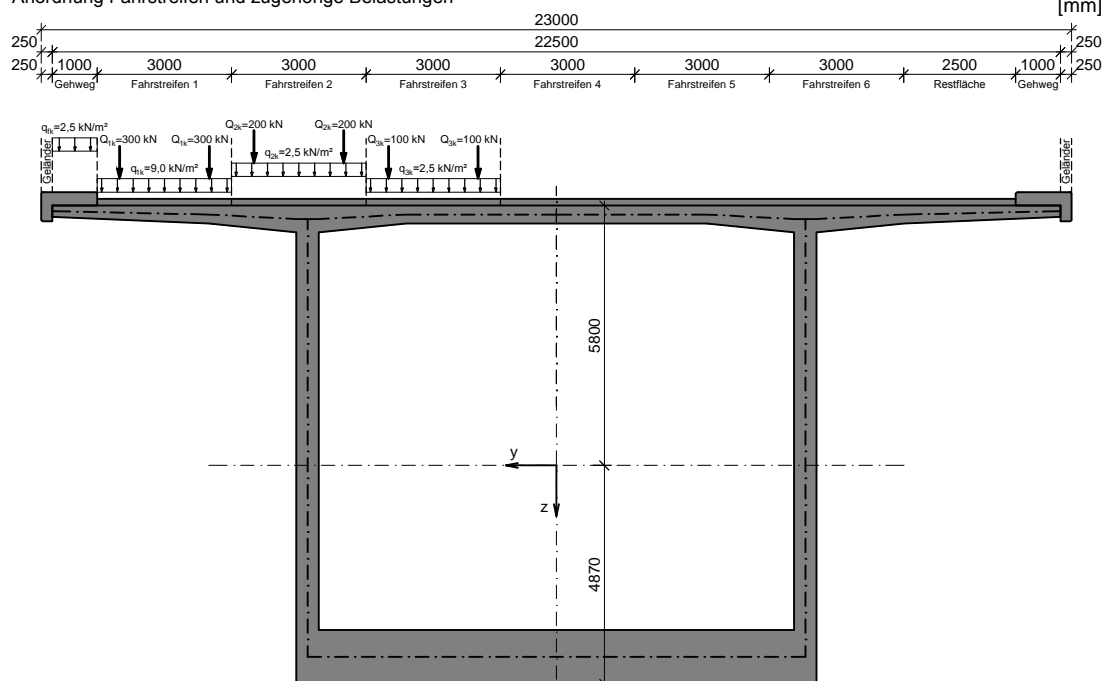
$$\Sigma \text{ Achslasten} = \text{Einzeltorsionsmoment} = 300 \cdot (9,75 + 7,75) + 200 \cdot (6,75 + 4,75) + 100 \cdot (3,75 + 1,75) = 8.100 \text{ kNm}$$

$$\Sigma \text{ Gleichlasten} = \text{Streckentorsionsmoment} = (9,0 - 2,5) \cdot 3 \cdot 8,75 = 170,625 \text{ kNm/m}$$

Laststellung: (halbseitige Belastung)

Lastmodell LM1:

Anordnung Fahrstreifen und zugehörige Belastungen



Belastung:

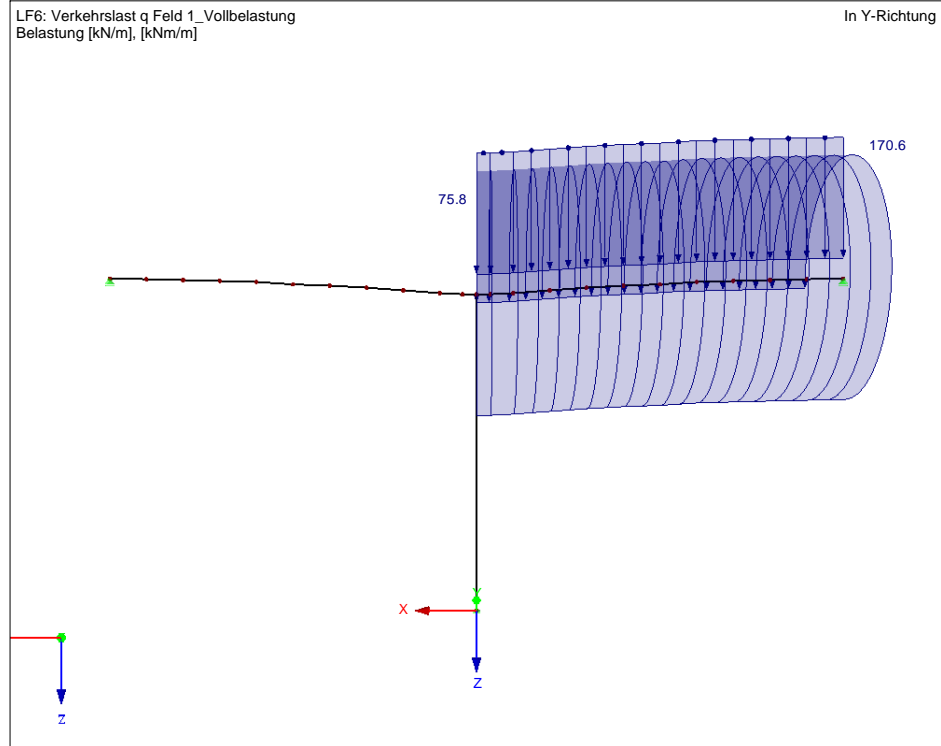
$$\Sigma \text{ Achslasten} = \text{Einzeltorsionsmoment} = 300 \cdot (9,75 + 7,75) + 200 \cdot (6,75 + 4,75) + 100 \cdot (3,75 + 1,75) = 8.100 \text{ kNm}$$

$$\Sigma \text{ Gleichlasten} = \text{Streckentorsionsmoment} = 2,5 \cdot 1 \cdot 10,75 + 9 \cdot 3 \cdot 8,75 + 2,5 \cdot 3 \cdot (5,75 + 2,75) = 326,875 \text{ kNm/m}$$

Abbildung 4.8: Untersuchte Laststellungen LM1 - Freivorbaubrücke.

Überarbeitung des Entwurfs für die San Leonardo Freivorbaubrücke auf Basis der Eurocodes

■ LF6: VERKEHRSLAST Q FELD 1_VOLLBELASTUNG



■ LF7: VERKEHRSLAST Q FELD 2_VOLLBELASTUNG

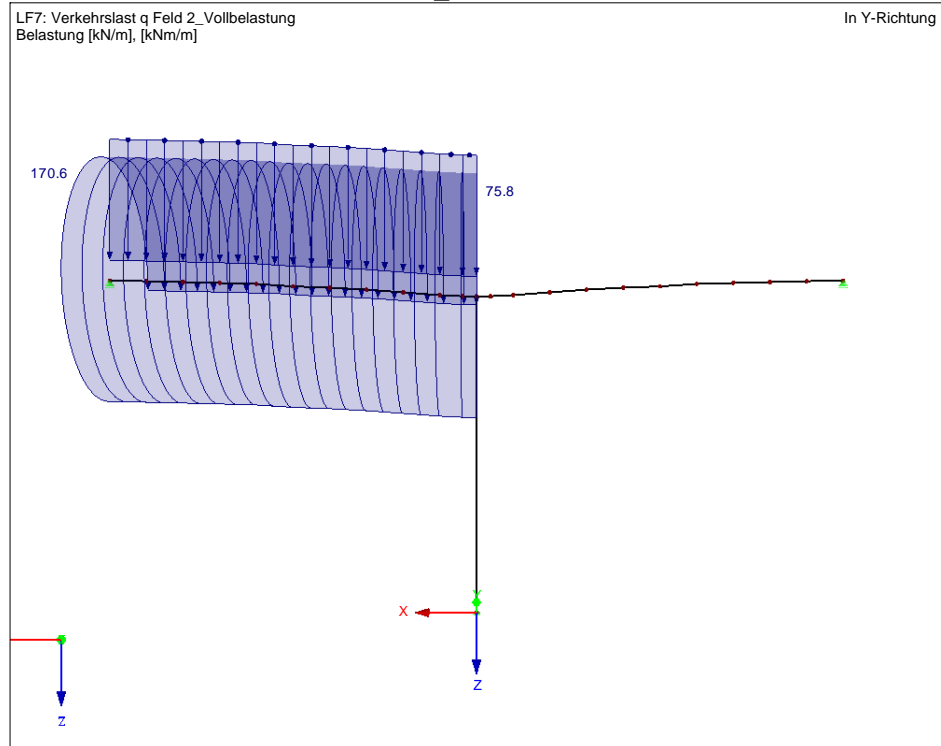
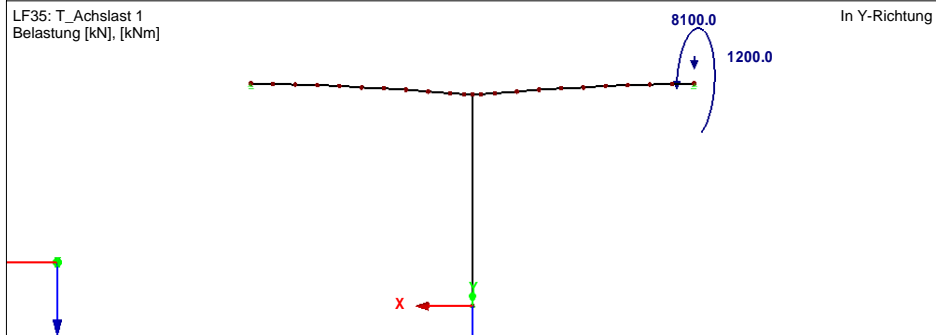
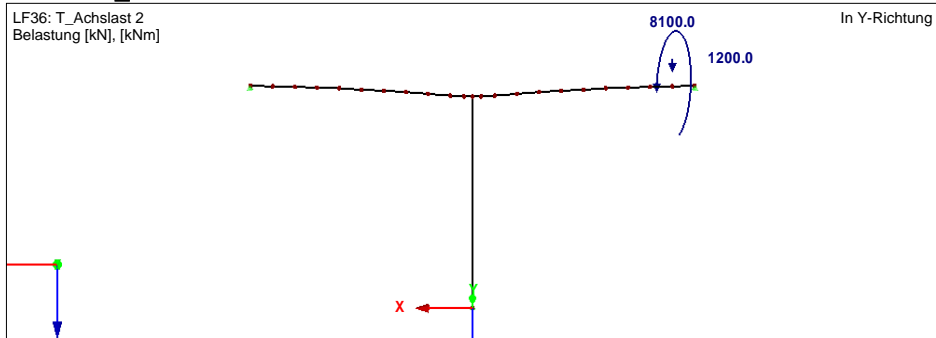


Abbildung 4.9: Achslasten ULS - Freivorbaubrücke.

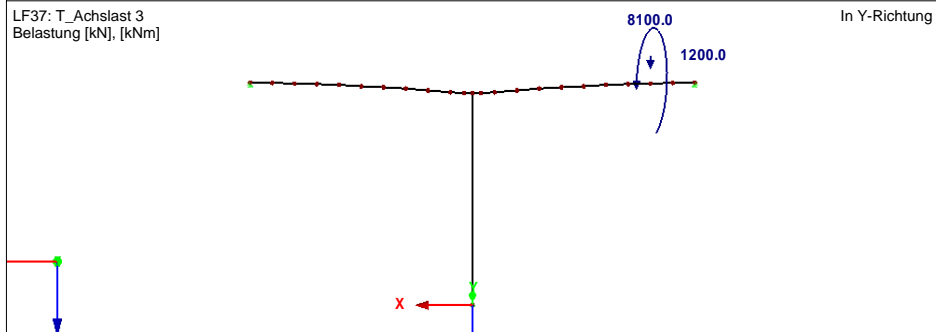
■ LF35: T_ACHSLAST 1



■ LF36: T_ACHSLAST 2



■ LF37: T_ACHSLAST 3



■ LF56: T_ACHSLAST 22

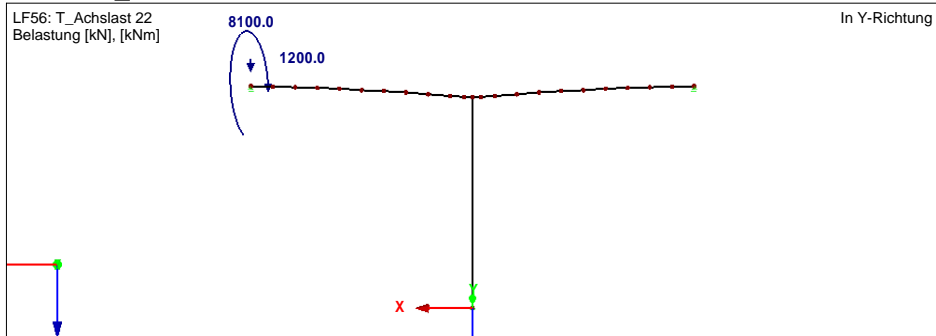


Abbildung 4.10: Gleichmäßig verteilte Belastung ULS - Freivorbaubrücke.

ULS - Querkraft und Torsion

Um die erforderliche Breite der Stege zu ermitteln, wurde der Nachweis der Beanspruchbarkeit infolge Querkraft und Torsion geführt. Die Neigung der Bodenplatte sowie die vorhandene geneigte Vorspannung wirken sich in gewissen Bereichen positiv und in anderen negativ auf die Berechnung des Nachweises aus. Aus Abbildung 4.11 geht die erforderliche Berücksichtigung der einzelnen Komponenten für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit hervor.

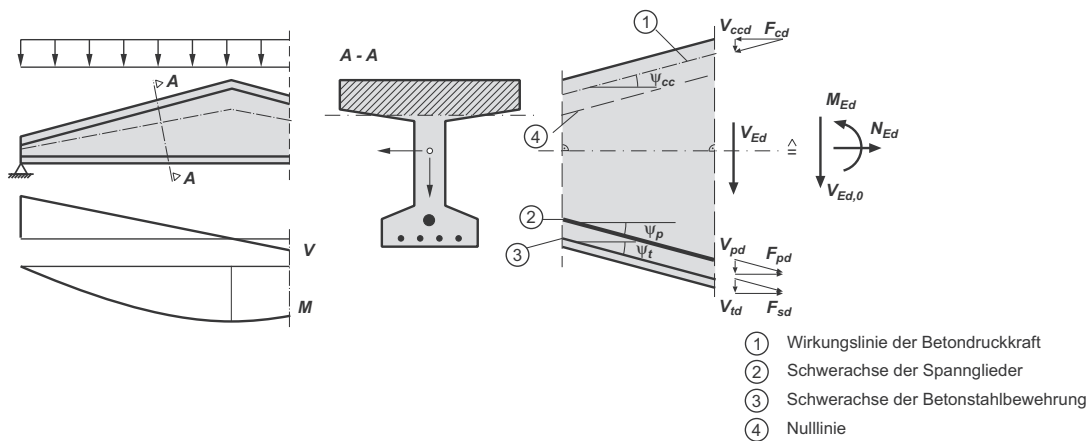


Abbildung 4.11: Querkraft bei geneigtem Gurt und geneigtem Spannglied [Zilch und Zehetmaier, 2010].

Die Anzahl der vorhandenen Spannglieder der Konstruktion wurde aus den Zeichnungen von Dott. Ing. Giorgio Belloni entnommen. Auf der Seite 361 im Anhang B, finden sich die Eingangswerte für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit.

Die Berechnung wurde analog zu jener in Kapitel 3.7 für den Alternativentwurf durchgeführt. Es wurde alleinig der Nachweis der Betondruckstreben geführt. Die Ergebnisse für die Einwirkungskombination EK4 "Vollbelastung" sind in Tabelle 4.1 zu sehen, die Ergebnisse für die Einwirkungskombination EK8 "halbseitige Belastung" befinden sich in Tabelle 4.2. Der Berechnung wurde die Anzahl der Spannglieder aus dem Aufsatz von Belloni zugrunde gelegt. Da allerdings aus den Zeichnungen die genaue Anzahl an Spanngliedern nicht hervorgeht, ist anzunehmen, dass sich mehr Spannglieder als für diese Berechnung angenommen, in der Konstruktion befinden. Des Weiteren wurde hier mit den Materialeigenschaften der damals eingesetzten Spanngliedern gerechnet. Moderne Spannlitzen würden, durch ihre besseren Materialparameter, einen positiven Beitrag zur Tragfähigkeit leisten. Dadurch lässt sich auch die derzeit überschrittene Querkrafttragfähigkeit direkt an den beiden Widerlagern beheben.

Gezeigt wurde, dass eine Erhöhung der Stegbreiten in jedem Fall erforderlich ist. Im Zuge dieser Studie ist diese Aussage ausreichend, für einen detaillierten Neuentwurf der Talbrücke San Leonardo sind natürlich weiterführende Berechnungen erforderlich.

San Leonardo - Querkraftberechnung Endzustand EXZENTRISCHE BELASTUNG
Überlagerung für ULS: Eigengewicht und Verkehr halbseitige Belastung (exzentrische Laststellung)

RFEM Knoten	Querschnitt	x [m]	Anteil gevouteter Träger			Querkraft Balkenstatik		Vorspannung		Querkraftanteil		Torsion		Überlagerung V+T			Widerstand		NWV Druckstrebe
			M _y [kNm]	M/z [MN]	V _{td} [MN]	V _{cd} [MN]	min V _{ed,ds} OS [MN]	max V _{ed,ds} OS [MN]	P _y OS [MN]	min V _{ed} OS [MN]	max V _{ed} OS [MN]	min V _{ed,T} je Steg [MN]	max V _{ed,T} je Steg [MN]	max V _{ed,T} Abs(V _{ed,T}) [kNm]*2	min V _{ed,edges} OS	max V _{ed,edges} OS	max V _{ed,edges} Abs(V _{ed}) [MN]	V _{ed,max} je Steg [MN]	
2	BT11_03	0,00	0	0,0	0,00	0,00	26,17	26,17	6,82	19,34	19,34	0,00	22,12	22,12	22,12	8,10	16,20	136,5	
3	BT10_03	10,50	213856	65,8	2,41	2,41	14,85	18,43	4,09	9,51	9,51	-1,02	7,97	11,55	11,55	9,74	19,49	59,3	
4	BT9_03	21,01	348590	90,9	3,33	3,33	7,69	10,50	3,41	-2,38	0,42	-0,71	-3,81	1,85	3,81	11,50	23,00	16,5	
5	BT8_03	31,51	450226	100,9	3,70	3,70	0,12	2,36	1,36	-8,63	-6,40	-0,44	0,16	-7,27	9,51	13,39	26,78	35,5	
6	BT7_03	42,02	372712	72,7	2,66	2,66	-7,79	-5,88	1,36	-11,75	-9,84	-0,28	0,41	-12,57	12,57	15,39	30,77	40,8	
7	BT6_05	52,53	256115	43,8	1,61	1,61	-16,82	-14,26	2,05	-17,98	-15,43	-0,25	0,65	-19,27	19,27	22,08	35,04	55,0	
8	BT5_05	63,03	44867	6,8	0,25	0,25	-26,52	-23,24	2,73	-24,29	-21,01	-0,22	0,87	-22,74	26,02	19,73	39,47	65,9	
9	BT4_06	73,54	-266036	-36,1	-1,32	-1,32	-36,63	-32,67	3,41	-30,57	-26,61	-0,21	1,08	-22,74	26,02	19,73	39,47	65,9	
10	BT3_08	84,05	-683705	-83,5	-3,06	-3,06	-47,58	-43,00	4,09	-37,37	-32,79	-0,19	1,27	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
11	BT2_1	94,59	-1219595	-134,8	-4,94	-4,94	-59,64	-54,46	5,46	-44,30	-39,12	-0,19	1,50	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
12	BT1_1	101,10	-1616490	-168,3	-6,17	-6,17	-67,63	-61,99	6,82	-48,47	-42,83	-0,18	1,63	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
13	BT1_1	105,10	-1967420	-204,9	-7,51	-7,51	-72,61	-66,63	7,51	-52,43	-46,47	-0,17	1,72	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
14	BT1_1	109,10	-1616490	-168,3	-6,17	-6,17	-67,63	-61,99	6,82	-48,47	-42,83	-0,18	1,63	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
15	BT2_1	115,61	-1219595	-134,8	-4,94	-4,94	-59,64	-54,46	5,46	-44,30	-39,12	-0,19	1,50	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
16	BT3_08	126,15	-683705	-83,5	-3,06	-3,06	-47,58	-43,00	4,09	-37,37	-32,79	-0,19	1,27	-24,29	26,02	19,73	39,47	65,9	
17	BT4_06	136,66	-266036	-36,1	-1,32	-1,32	-32,67	-26,63	3,41	-26,61	-21,01	-0,21	1,08	-22,74	26,02	19,73	39,47	65,9	
18	BT5_05	147,17	44867	6,8	0,25	0,25	23,24	26,52	2,73	21,01	24,29	-0,22	0,87	22,74	26,02	19,73	39,47	65,9	
19	BT6_05	157,68	256115	43,8	1,61	1,61	14,26	16,82	2,05	15,43	17,98	-0,25	0,65	19,27	19,27	22,08	35,04	55,0	
20	BT7_03	168,18	372712	72,7	2,66	2,66	5,88	7,79	1,36	9,84	11,75	-0,41	0,18	12,57	12,57	15,39	30,77	40,8	
21	BT8_03	178,69	450226	100,9	3,70	3,70	-2,36	-0,12	1,36	-6,40	-8,63	-0,21	0,44	7,27	9,51	11,50	23,00	16,5	
22	BT9_03	189,19	348590	90,9	3,33	3,33	-10,50	-7,69	3,41	-4,42	2,38	-0,13	0,71	11,55	11,55	13,39	26,78	35,5	
23	BT10_03	199,70	213856	65,8	2,41	2,41	-14,85	-14,85	4,09	-9,51	-9,51	0,00	1,02	19,49	19,49	22,08	35,04	55,0	
24	BT11_03	210,20	0	0,0	0,00	0,00	-26,17	-26,17	6,82	-19,34	-19,34	0,00	1,39	22,12	22,12	22,12	16,20	136,5	

V_{ed,max}

Beton	C35/45	f _{td} [N/mm ²]	23,3	0,25*f _{td}	5,8
-------	--------	--------------------------------------	------	----------------------	-----

ANMERKUNG 3 Der empfohlene Wert für σ_{cp} ist wie folgt: **IT EC2**

0<σ_{cp}<5,8

σ _{cp}	3.000 N/mm ²	(Annahme)
α _{cpw}	1,129	
b _w	0,5 m	
V	0,516	
DS-Neigung α	31,0°	
tan θ	0,601	
cot θ	1,664	

1 für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind;

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{td}) \text{ für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{td}$$

$$1,25 \text{ für } 0,25 f_{td} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{td}$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{td}) \text{ für } 0,5 f_{td} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{td}$$

Tabelle 4.1: ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK4 - Freivorbaubrücke.

Überarbeitung des Entwurfs für die San Leonardo Freivorbaubrücke auf Basis der Eurocodes

San Leonardo - Querkraftberechnung Endzustand VOLLBELASTUNG
Überlagerung für ULS: Eigengewicht und Verkehr

RFEM Knoten	Querschnitt	x [m]	Anteil gewounteter Träger				Querkraft Balkenstatik		Vorspannung		Querkraftanteil		Torsion				Überlagerung V+T				Widerstand		InW Druckstrebe
			M_y [kNm]	M/z [MN]	V_{ed} [MN]	V_{cot} [MN]	min $V_{z,GAS}$ QS [MN]	max $V_{z,GAS}$ QS [MN]	P_v QS [MN]	min V_{Ed} QS [MN]	max V_{Ed} QS [MN]	min $V_{Ed,T}$ / je Steg [MN]	max $V_{Ed,T}$ / je Steg [MN]	max $V_{Ed,Ges}$ QS	min $V_{Ed,Ges}$ QS	max $V_{Ed,Ges}$ QS	max $V_{Ed,T}$ [MN]	max $V_{Ed,T}$ / je Steg [MN]	max $V_{Ed,T}$ / je Steg [MN]	max $V_{Ed,T}$ / je Steg [MN]	$V_{Ed,max}$ QS [MN]	$V_{Ed,max}$ QS [MN]	
2	BT11_03	0,00	0	0,0	0,00	0,00	27,86	27,86	6,82	21,04	21,04	-0,92	0,00	22,87	22,87	22,87	8,10	16,20	141,2				
3	BT10_03	10,50	219,678	67,6	2,48	2,48	14,48	19,68	4,09	5,43	10,63	-0,69	0,13	6,81	12,00	12,00	9,74	19,49	61,6				
4	BT9_03	21,01	357,903	93,3	3,42	3,42	7,33	11,30	3,41	-2,92	1,05	-0,48	0,22	-3,88	2,01	3,88	11,50	23,00	16,9				
5	BT8_03	31,51	482,580	108,1	3,96	3,96	-0,24	2,72	1,36	-9,53	-6,57	-0,31	0,22	-10,14	-7,19	10,14	13,39	26,78	37,9				
6	BT7_03	42,02	382,018	74,5	2,73	2,73	-8,23	-5,88	1,36	-12,33	-9,97	-0,21	0,37	-13,06	-10,71	13,06	15,39	30,77	42,4				
7	BT6_05	52,53	261,922	44,8	1,64	1,64	-17,70	-14,26	2,05	-18,94	-15,50	-0,18	0,51	-19,95	-16,51	19,95	17,52	35,04	56,9				
8	BT5_05	63,03	44,841	6,8	0,25	0,25	-27,85	-23,24	2,73	-25,62	-21,01	-0,16	0,63	-26,88	-22,27	26,88	19,73	39,47	68,1				
9	BT4_06	73,54	-274,228	-37,2	-1,36	-1,36	-38,40	-32,67	3,41	-32,26	-26,52	-0,14	0,75	-33,76	-28,02	33,76	22,08	44,16	76,4				
10	BT3_08	84,05	-702,395	-85,8	-3,14	-3,14	-49,80	-43,00	4,09	-39,42	-32,62	-0,13	0,85	-41,11	-34,31	41,11	24,56	49,13	83,7				
11	BT2_1	94,59	-1.251,120	-138,3	-5,07	-5,07	-62,30	-54,46	5,46	-46,71	-38,86	-0,12	1,05	-48,66	-40,82	48,66	27,13	54,26	89,7				
12	BT1_1	101,10	-1.657,135	-172,6	-6,32	-6,32	-70,57	-61,99	6,82	-51,10	-42,52	-0,10	1,10	-53,20	-44,62	53,20	28,80	57,61	92,4				
13	BT1_1	105,10	-2.060,810	-214,6	-7,86	-7,86	-75,72	-75,72	0,00	-75,72	-75,72	-1,10	1,10	-77,92	-77,92	77,92	28,80	57,61	135,3				
14	BT1_1	109,10	-1.657,135	-172,6	-6,32	-6,32	61,99	70,57	6,82	42,52	51,10	-1,05	0,12	44,62	53,20	53,20	28,80	57,61	92,4				
15	BT2_1	115,61	-1.251,120	-138,3	-5,07	-5,07	54,46	62,30	5,46	38,86	46,71	-0,98	0,13	40,82	48,66	48,66	27,13	54,26	89,7				
16	BT3_08	126,15	-702,395	-85,8	-3,14	-3,14	43,00	49,80	4,09	32,62	39,42	-0,85	0,14	34,31	41,11	41,11	24,56	49,13	83,7				
17	BT4_06	136,66	-274,228	-37,2	-1,36	-1,36	32,67	38,40	3,41	26,52	32,26	-0,75	0,16	28,02	33,76	33,76	22,08	44,16	76,4				
18	BT5_05	147,17	44,841	6,8	0,25	0,25	23,24	27,85	2,73	21,01	25,62	-0,63	0,18	22,27	26,88	26,88	19,73	39,47	68,1				
19	BT6_05	157,68	261,922	44,8	1,64	1,64	14,26	17,70	2,05	15,50	18,94	-0,51	0,20	16,51	19,95	19,95	17,52	35,04	56,9				
20	BT7_03	168,18	382,018	74,5	2,73	2,73	5,88	8,23	1,36	9,97	12,33	-0,37	0,11	10,71	13,06	13,06	15,39	30,77	42,4				
21	BT8_03	178,69	482,580	108,1	3,96	3,96	-2,72	0,24	1,36	6,57	9,53	-0,22	0,31	7,19	10,14	10,14	13,39	26,78	37,9				
22	BT9_03	189,19	357,903	93,3	3,42	3,42	-11,30	-7,33	3,41	-1,05	2,92	-0,13	0,48	-2,01	3,88	3,88	11,50	23,00	16,9				
23	BT10_03	199,70	219,678	67,6	2,48	2,48	-19,68	-14,48	4,09	-10,63	-5,43	0,00	0,69	-12,00	-6,81	12,00	9,74	19,49	61,6				
24	BT11_03	210,20	0	0,0	0,00	0,00	-27,86	-27,86	6,82	-21,04	-21,04	0,00	0,92	-22,87	-22,87	22,87	8,10	16,20	141,2				

$V_{Ed,max}$					
Beton	C35/45	f_{tk} [N/mm ²]	35	f_{td} [N/mm ²]	0,25 * f_{td}
			23,3		5,8

0 < σ < 5,8

ANMERKUNG 3 Der empfohlene Wert für α_{sw} ist wie folgt: lt EC2

1 für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind;

$$(1 + \alpha_{sw}/f_{td}) \text{ für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{td}$$

$$1,25 \text{ für } 0,25 f_{td} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{td}$$

$$2,5 (1 - \alpha_{sw}/f_{td}) \text{ für } 0,5 f_{td} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{td}$$

σ_{cp}	3.000 N/mm ²	(Annahme)
α_{sw}	1,129	
b_w	0,5 m	
v	0,516	
DS-Neigung α	31,0°	
$\cot \theta$	0,601	
	1,664	

Tabelle 4.2: ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK8 - Freivorbaubrücke.

ULS - Biegung und Normalkraft

Der Tragfähigkeitsnachweis infolge Biegemoment- und Normalkraftbeanspruchung wurde für einen Schnitt, nämlich im Anschnitt beim Pfeiler, für die Einwirkungskombination EK4 "Vollbelastung" geführt. Vernachlässigt wurde die Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite, da diese nur unwesentlich die Ergebnisse beeinflussen würde. Die Nachweisführung erfolgte mit dem Programm INCA2. Dazu wurden die Schnittgrößen $M_{y,ed}$ und $N_{ed,zugehörig}$ sowie die vorhandene Vorspannung eingegeben. Da die genaue Lage der Vorspannung nicht bekannt ist, wurde die Gesamtfläche der Vorspannung in der Mitte der Fahrbahnplatte angesetzt. Durch die Definition einer neuen Bewehrungsgruppe Nr. 2 konnte die erforderliche Bewehrung von 1.864cm^2 ermittelt werden. Die Ergebnisse der Berechnung finden sich im Anhang B auf Seite 362.

Bauzustand

Neben der Untersuchung des Endzustandes wurde auch eine Berechnung des Bauzustandes durchgeführt. Das statische System für diese Betrachtung entspricht einem eingespannten Pfeiler mit zwei Kragarmen unter Eigengewichtsbelastung. Das System wurde in RFEM eingegeben, wobei die Lasten zufolge Eigengewicht automatisch berechnet und anschließend noch mit dem Teilsicherheitsfaktor $\gamma_Q = 1,35$ multipliziert wurden. Die Schnittgrößen dieses System sind im Anhang B unter Kapitel B.1 zu finden.

Querkraftnachweis

Um die ermittelten Stegbreiten von 500 mm auch für den Bauzustand verifizieren zu können, wurde ein Querkraftnachweis durchgeführt. Dieser erfolgte analog zu der in Kapitel 4.1.3 beschriebenen Nachweisführung. Es wurde auch hier alleinig der Nachweis der Betondruckstreben geführt. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 4.3 dargestellt. Zu erkennen ist, dass der Nachweis, wie schon im Endzustand genau über dem Pfeiler nicht erfüllt ist. Dies liegt an der auftretenden Singularität infolge der Definition der Randbedingung, welche in der Realität so nicht vorhanden ist. Durch die Pfeilerbreite von 8,0 m ist es zulässig, den Nachweis 4,0 m von der Pfeilerachse entfernt zu führen. In diesen Schnitten ist die Querkrafttragfähigkeit erfüllt.

San Leonardo - Querkraftberechnung Bauzustand
nur Eigengewicht

RFEM Knoten	Querschnitt	x [m]	Anteil gewouteter Träger				Vorspannung		Querkraft Balkenstatik	Einwirkung		Widerstand		NW Druckstrebe
			M _y [kNm]	M/z [MN]	V _{td} [MN]	V _{cd} [MN]	P _v QS [MN]	V _{zEdBS} QS [MN]		min V _{edges} QS	Abs (V _{Ed}) [MN]	V _{rdmax,Steg} [MN]	V _{rdmax,QS} [MN]	
2	BT11_03	0,00	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,10	16,20	0,0
3	BT10_03	10,50	-28,411	-8,7	-0,32	-0,32	4,09	-5,44	-0,70	0,70	0,70	9,74	19,49	3,6
4	BT9_03	21,01	-115,090	-30,0	-1,10	-1,10	3,41	-11,10	-5,49	5,49	11,50	11,50	23,00	23,9
5	BT8_03	31,51	-262,468	-58,8	-2,15	-2,15	1,36	-17,00	-11,32	11,32	13,39	13,39	26,78	42,3
6	BT7_03	42,02	-473,147	-92,2	-3,38	-3,38	1,36	-23,15	-15,03	15,03	15,39	15,39	30,77	48,8
7	BT6_05	52,53	-751,434	-128,6	-4,71	-4,71	2,05	-29,91	-18,44	18,44	17,52	17,52	35,04	52,6
8	BT5_05	63,03	-1.105,210	-168,0	-6,16	-6,16	2,73	-37,42	-22,38	22,38	19,73	19,73	39,47	56,7
9	BT4_06	73,54	-1.539,730	-209,1	-7,66	-7,66	3,41	-45,34	-26,60	26,60	22,08	22,08	44,16	60,2
10	BT3_08	84,05	-2.062,290	-251,8	-9,23	-9,23	4,09	-54,12	-31,57	31,57	24,56	24,56	49,13	64,3
11	BT2_1	94,59	-2.683,540	-296,7	-10,87	-10,87	5,46	-64,03	-36,83	36,83	27,13	27,13	54,26	67,9
12	BT1_1	101,10	-3.122,170	-325,1	-11,91	-11,91	6,82	-70,67	-40,02	40,02	28,80	28,80	57,61	69,5
13	BT1_1	105,10	-3.413,340	-355,4	-13,02	-13,02	0,00	-74,83	-74,83	74,83	28,80	28,80	57,61	129,9
14	BT1_1	109,10	-3.122,740	-325,2	-11,92	-11,92	6,82	70,77	40,11	40,11	28,80	28,80	57,61	69,5
15	BT2_1	115,61	-2.684,040	-296,7	-10,87	-10,87	5,46	64,04	36,83	36,83	27,13	27,13	54,26	67,9
16	BT3_08	126,15	-2.062,690	-251,9	-9,23	-9,23	4,09	54,13	31,57	31,57	24,56	24,56	49,13	64,3
17	BT4_06	136,66	-1.540,030	-209,2	-7,67	-7,67	3,41	45,35	26,61	26,61	22,08	22,08	44,16	60,2
18	BT5_05	147,17	-1.105,400	-168,0	-6,16	-6,16	2,73	37,45	22,41	22,41	19,73	19,73	39,47	56,8
19	BT6_05	157,68	-751,506	-128,7	-4,71	-4,71	2,05	29,86	18,39	18,39	17,52	17,52	35,04	52,5
20	BT7_03	168,18	-473,147	-92,2	-3,38	-3,38	1,36	23,15	15,03	15,03	15,39	15,39	30,77	48,8
21	BT8_03	178,69	-262,468	-58,8	-2,15	-2,15	1,36	17,00	11,32	11,32	13,39	13,39	26,78	42,3
22	BT9_03	189,19	-115,090	-30,0	-1,10	-1,10	3,41	11,10	5,49	5,49	11,50	11,50	23,00	23,9
23	BT10_03	199,70	-28,411	-8,7	-0,32	-0,32	4,09	5,44	0,70	0,70	9,74	9,74	19,49	3,6
24	BT11_03	210,20	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,10	16,20	0,0

$$V_{rdmax} = \alpha_{csw} b_w z V_1 f_{ctd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Beiton	C 35/45	f _{ctd} [N/mm ²]	35	f _{ctd} [N/mm ²]	0,25*f _{ctd}	5,8
--------	---------	---------------------------------------	----	---------------------------------------	-----------------------	-----

0<3<5<8

ANMERKUNG 3 Der empfohlene Wert für α_{csw} ist wie folgt: lt EC 2

σ _{cp}	3,00 N/mm ²	(Annahme)
σ _{csw}	1,129	
b _w	0,5 m	
V	0,516	
DS-Neigung α	31,0°	
tan θ	0,601	
cot θ	1,664	

1 für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind;
 $(1 + \alpha_{cp} f_{ctd})$ für $0 < \alpha_{cp} \leq 0,25 f_{ctd}$

1,25 für $0,25 f_{ctd} < \alpha_{cp} \leq 0,5 f_{ctd}$

2,5 (1 - α_{cp}/f_{ctd}) für $0,5 f_{ctd} < \alpha_{cp} < 1,0 f_{ctd}$

4.2 Massenermittlung und Bauzeit

In Tabelle 4.4 wurde eine Auflistung der Massen, getrennt nach Überbau, Pfeiler und Fundament, erstellt. Die genaue Ermittlung der Massen ist im Anhang B auf Seite 364 zu sehen. Für den Überbau wurde eine Betonkubatur von 4.459 m³ errechnet. Für den Pfeiler wurden 2.019 m³ und für das Fundament 2.845 m³ Beton ermittelt. Die Größe des Fundaments wurde aus dem Aufsatz von Belloni [Belloni] entnommen.

Auf Basis von Erfahrungswerten, welche beispielsweise auch in [Menn, 1986] zu finden sind, konnte die erforderliche Menge an Bewehrung in Abhängigkeit der Betonmassen ermittelt werden. Dabei wurde die Bewehrung des Brückenträgers mit einem Wert von 150 kg/m³ errechnet. Die Bewehrung des Pfeilers wurde mit 100 kg/m³ und jene des Fundaments mit 80 kg/m³ angenommen. Tabelle 4.4 zeigt eine Übersicht der mit diesen Annahmen ermittelten Beton- und Bewehrungsmassen.

Die erforderlichen Massen der Vorspannkabel in Brückenlängsrichtung wurden mit 165 to abgeschätzt. Dieser Wert ergibt sich aus der Brückenlänge mal der Fahrbahnbreite mal dem Faktor 0,035. Dieser wurde ebenfalls als üblicher Wert angenommen. Auf Grund der durchgeführten Berechnung der Fahrbahnplatte und der ermittelten Spanngliedgeometrie für die Vorspannung in Querrichtung, kann die erforderliche Spannstahlmasse von 22 to angegeben werden.

	to Bewehrung	m ³ Beton	Gewicht in to
Überbau	668	4.459	10.936
Pfeiler	202	2.019	4.952
Fundament	228	2.845	6.976
Gesamt	1.098	9.323	22.864

Tabelle 4.4: Übersicht Bewehrungs- und Betonmassen: Überarbeitung der San Leonardo Freivorbaubrücke.

In [Geißler, 2014] ist beschrieben, dass bei dem Bau von Freivorbaubrücken, für einen Bauabschnitt, bestehend aus Schalen, Bewehren, Betonieren und Vorspannen eine Woche vorzusehen ist. Dies führt, vor allem bei sehr langen Brücken, zu einer hohen Bauzeit. Dieser Wochentakt wurde bei der Erstellung des Bauzeitplans (siehe Tabelle 4.5) berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass der Bauablauf der einzelnen Wochentakte, aus bereits unzählig ausgeführten Bauvorhaben, bekannt ist, weshalb im Terminplan bei Bauphase 4 nicht näher auf die Erstellung des Brückenträgers eingegangen wird.

Mit Hilfe von Erfahrungswerten für die Dauer der Herstellung des Pfeilertisches sowie nach Abzählen der Bauabschnitte des Brückenträgers, werden für den Bau des Überbaus 34 Wochen ermittelt. Aus dem Aufsatz von Belloni geht die tatsächlich benötigte Bauzeit von insgesamt 87 Wochen hervor [Belloni].

Time Table			
San Leonardo viaduct - Balanced cantilever method			
Construction Phase	Description of work	Duration [weeks]	Duration considering simultaneous works
I	Foundations and abutments	39	27
1.1	Foundation works	11	
1.2	Abutment east	12	
1.3	Abutment west	12	
1.4	Pier foundation, Installation of tower crane	4	
II	Pier	16	16
2	Pier	16	
III	Bridge girder	34	34
3	Pier table	9	
4	Bridge girder	23	
5	Transverse end beams	2	
IV	Waterproofing, asphalt, finishing works	15	10
6	Bearings and expansion joints	1	
7	Waterproofing	2	
8	Edge beam	3	
9	Asphalt	3	
10	Drainage, Guard rail	4	
11	Removal of tower crane	2	
Sum		104	87

Tabelle 4.5: Bauzeitplan - San Leonardo Freivorbaubrücke.

5 Vergleich von Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren

Die folgende Abbildung 5.1 zeigt einen Vergleich der zwei behandelten Brücken. Das obere Bild stellt die fertiggestellte San Leonardo Brücke, die mit Hilfe des Brückenklappverfahrens entworfen wurde, dar. Das untere Bild zeigt das Originalbauwerk.

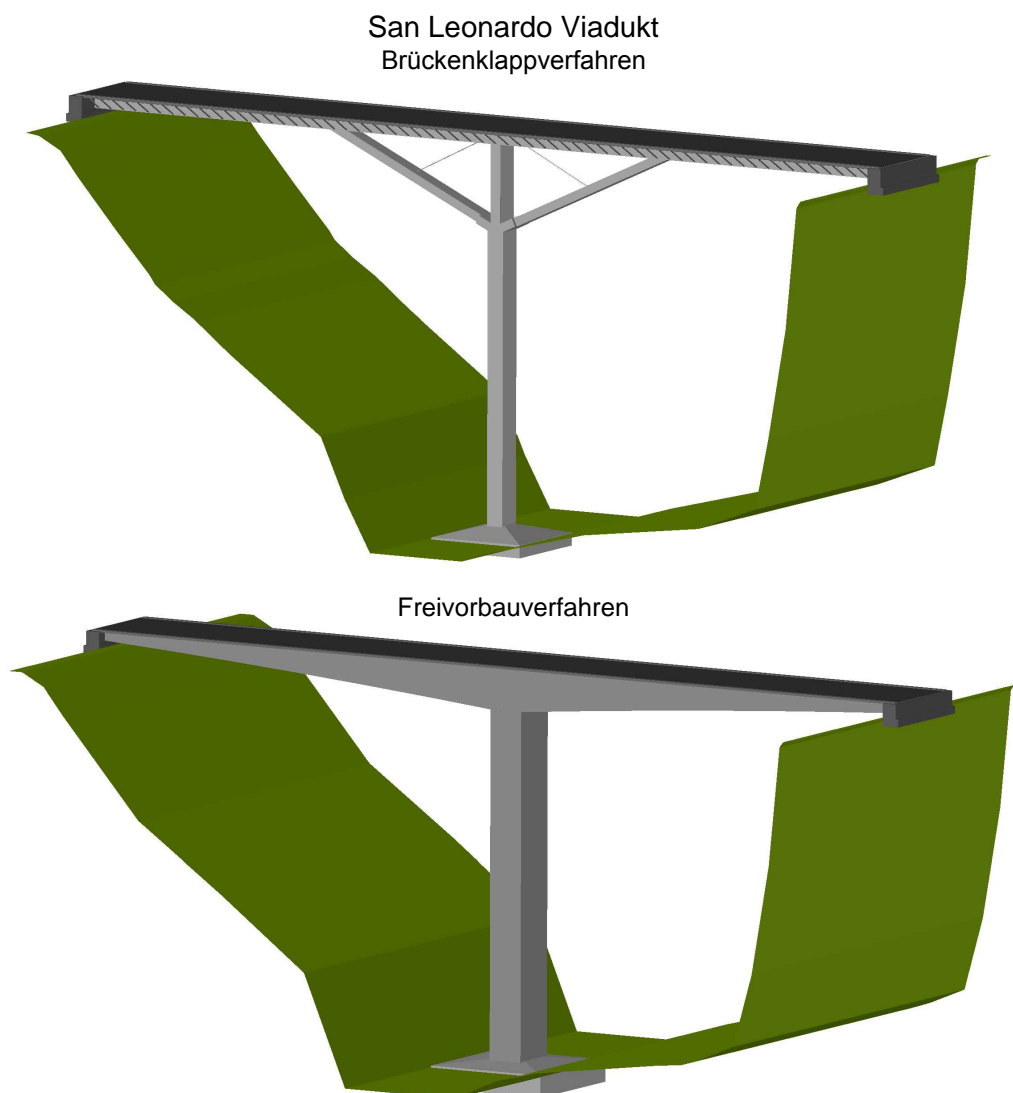


Abbildung 5.1: Visualisierungen Talbrücke San Leonardo: Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren.

5.1 Vergleich der Spannungen im Endzustand

In Abbildung 5.2 sind Spannungen im Endzustand infolge der Eigenlast und der Ausbaulast der beiden Systeme zu sehen. Das obere Bild zeigt die im Alternativentwurf erarbeitete Brücke unter Anwendung des Brückenklappverfahrens mit Spannungen an folgenden Punkten: an der Brückenträgeroberkante sowie -unterkante über dem Pfeiler sowie etwa in der Mitte des äußeren Feldes, im oberen Bereich des Pfeilers sowie am Pfeilerfuß und in der Druckstrebe.

Um die Spannungen vergleichen zu können, wurden diese bei der Freivorbaubrücke an den gleichen Stellen ermittelt.

An den ähnlichen Spannungswerten ist zu erkennen, dass infolge der Überarbeitung des Originalentwurfs keine Überdimensionierung der Bauteile stattgefunden hat. Allein die Spannungen im Pfeiler unterscheiden sich dahingehend, dass der massive Pfeiler der Freivorbaubrücke geringere Spannungen im Endzustand aufzunehmen hat.

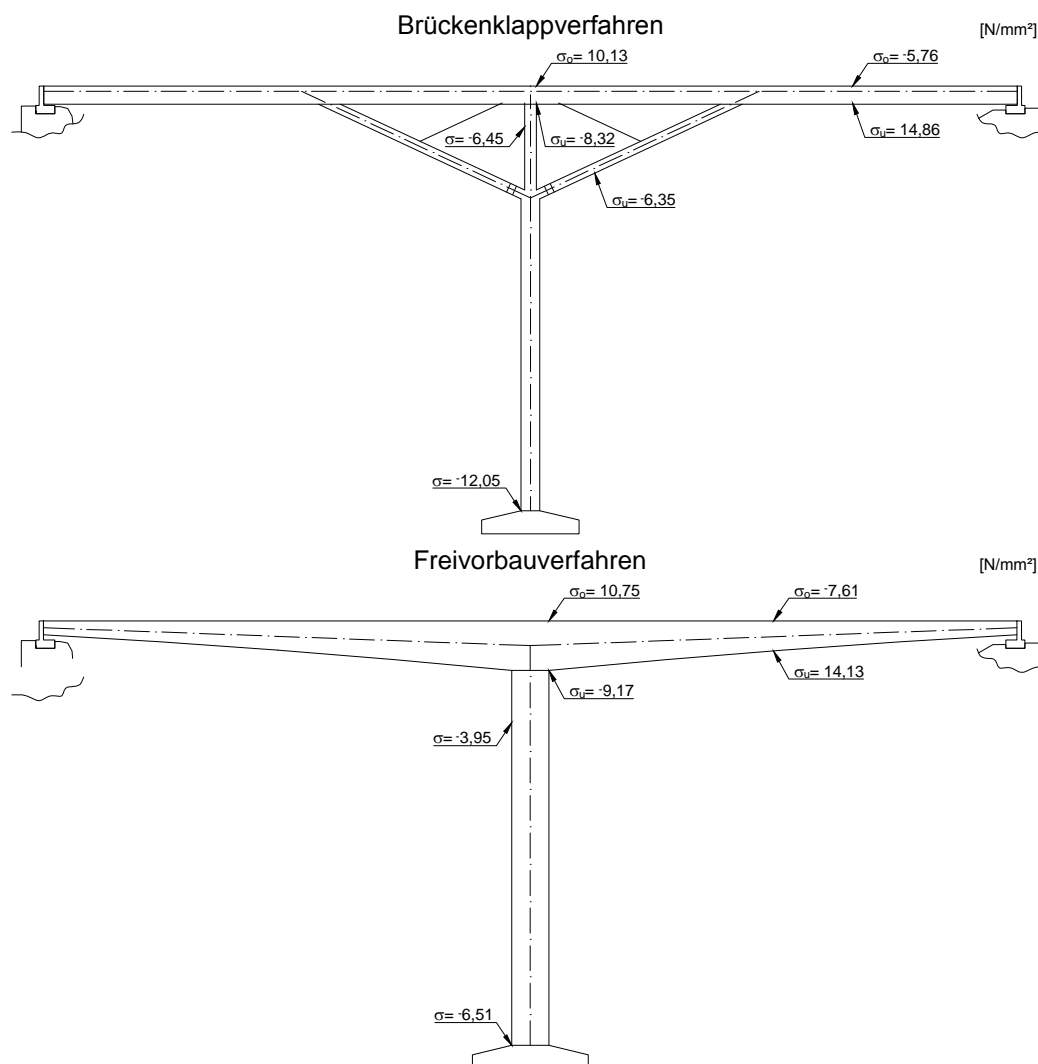


Abbildung 5.2: Vergleich der Spannungen im Endzustand zufolge $g+\Delta g$.

5.2 Vergleich der Durchbiegungen im Endzustand

Abbildung 5.3 zeigt die Durchbiegungen der beiden Brücken im Endzustand. Beide Brücken wurden hierfür mit dem Eigengewicht und der Ausbaulast belastet. Auf Grund der Druckstreben und der Stauchung des dünnen Pfeilers bei der Brücke, welche nach dem Brückenklappverfahren hergestellt wurde, ergibt sich eine relativ gleich bleibende Durchbiegung über die gesamte Brückenlänge. Bei der Freivorbaubrücke mit ihrem massiven Pfeiler stellen sich hingegen zwei Bäuche in den Feldern ein. Über dem Pfeiler findet eine vergleichsweise geringe Verformung statt.

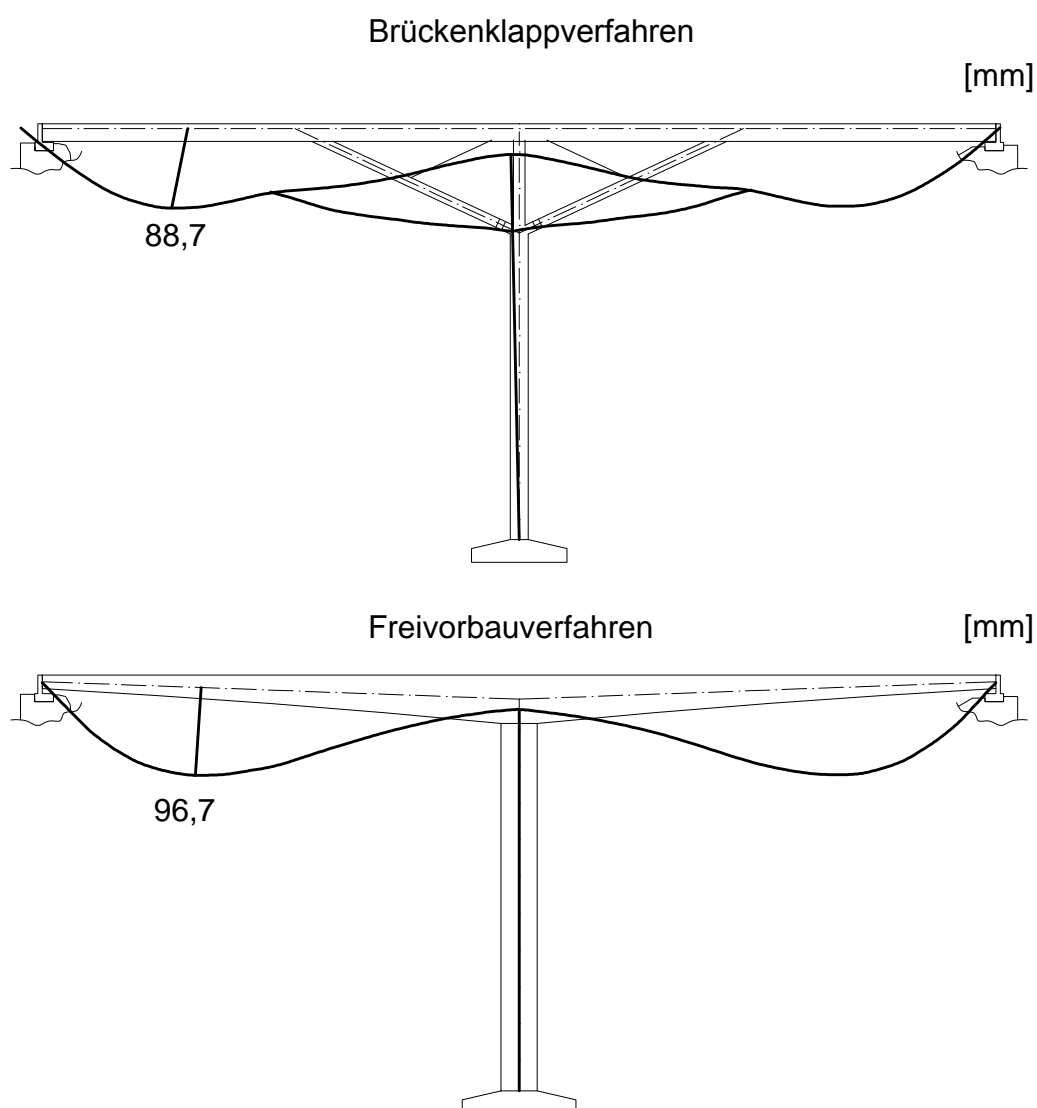


Abbildung 5.3: Vergleich der Durchbiegungen im Endzustand zufolge Eigengewicht und Ausbaulast.

5.3 Vergleich der Momentenverläufe in den Bauzuständen

Es sind drei Systeme in Abbildung 5.4 zu sehen. Das oberste Bild zeigt den ausgeklappten Zustand der Brücke des Alternativentwurfs. Die Belastung für die Generierung des Momentenbilds ist nur das Eigengewicht der zu klappenden Querschnitte. Bei der, mit Hilfe des Brückenklappverfahrens hergestellten Brücke, kommt es im Zuge des weiteren Bauablaufs zu einem Systemwechsel. Es werden die Einschubträger eingeschoben und die temporären Abspannungen montiert. Das statische System entspricht der, in Kapitel 3.4 beschriebenen, Bauphase 11. Das mittlere Bild in Abbildung 5.4 zeigt die Momentenlinie nur zufolge Eigengewicht. Das Eigengewicht folgt hier aus den fertig gestalteten Querschnitten, bereits inklusive Fahrbahnplatte. Dies stimmt nicht mit der in Kapitel 3.4 beschriebenen Bauphase 11 überein, macht aber an dieser Stelle einen Vergleich mit dem unteren Bild möglich. Dieses zeigt die Freivorbaubrücke im Bauendzustand, also jenen Zustand in dem das Tal mit der Brücke überspannt, aber das Tragwerk noch nicht auf den Widerlagern aufgelagert ist.

Allen drei Bildern gemein ist, dass für diese Gegenüberstellung nur die Momente im Brückenträger betrachtet werden. Jene der Druckstreben bzw. der Brückenträger werden der Übersichtlichkeit halber nicht dargestellt.

Auf Grund der maßstäblichen Zeichnung sind auf einen Blick die unterschiedlichen Größenordnungen der Biegemomente zu erkennen. Da beim Brückenklappverfahren der Klappvorgang mit möglichst leichten Querschnitten erfolgt, entstehen nur geringe Biegemomente in der Konstruktion (siehe oberstes Bild aus Abbildung 5.4). Erst mit dem Ausbau der Klappquerschnitte stellen sich höhere Momente ein. Allerdings bewirken das günstige statische System der Brücke sowie die Abspannungen einen gleichmäßigen Biegemomentenverlauf im Brückenträger. Die Momente der Freivorbaubrücke sind im Vergleich zum oberen Bild, dem Klappzustand, um zwei Zehnerpotenzen höher. Im Vergleich zur Brücke aus dem Alternativentwurf sind die Momente der Freivorbaubrücke um mehr als eine Zehnerpotenz höher. Dieser eklatante Unterschied ergibt sich auf Grund der fast 100 m langen Kragträger. Diese werden mit einem, im Mittel 23 m² großen Betonquerschnitt, belastet.

Vergleich von Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren

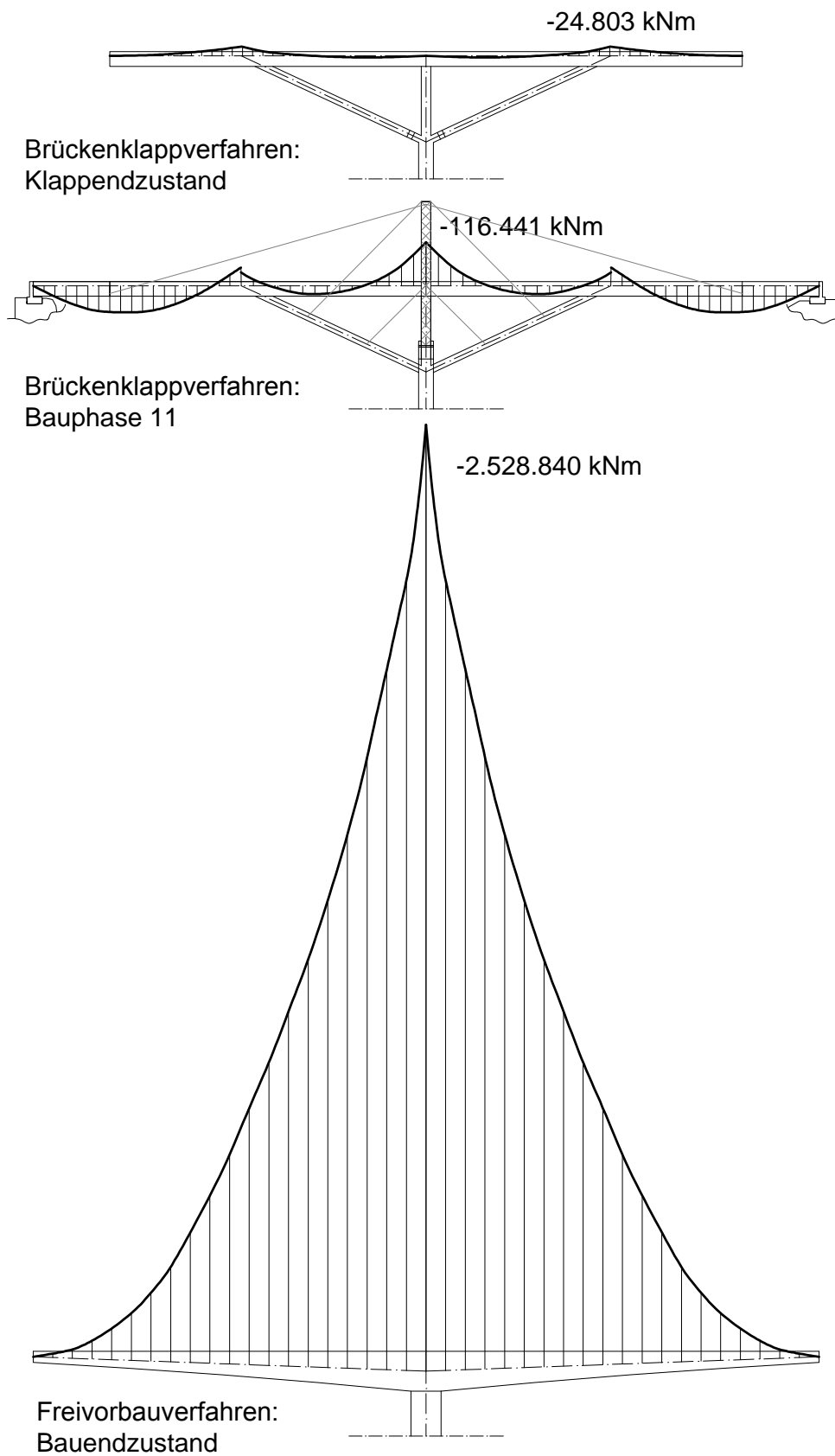


Abbildung 5.4: Vergleich von Momentenverläufen.

5.4 Vergleich der Massen und der Bauzeiten

5.4.1 Massen

Die Massen aus dem Alternativentwurf unter Anwendung des Brückenklappverfahrens, sowie aus dem Originalentwurf und dessen Überarbeitung sind in der Tabelle 5.1 zusammengestellt. Die Massen des Originalentwurfs wurden dem Aufsatz von Dott. Ing. Giorgio Belloni [Belloni] entnommen. Die Betonkubaturen des überarbeiteten Entwurfs der Freivorbaubrücke sowie des Alternativentwurfs wurden mit den neu erarbeiteten Querschnitten ermittelt. Die Massen der Bewehrung wurden auf Basis von Erfahrungswerten, so wie sie beispielsweise in [Menn, 1986] zu finden sind, errechnet. Die Massen der Vorspannung konnten mit Hilfe der im Alternativentwurf und der in der Überarbeitung ermittelten Spannlieder berechnet werden. Allein die Längsvorspannung des überarbeiteten Entwurfs der San Leonardo Brücke wurde in der statischen Überarbeitung nicht ermittelt. Diese Massen wurden ebenfalls mit Erfahrungswerten abgeschätzt.

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= 668	2854*0,150= 428	
Compression struts	-	-	715*0,080= 57	
Pier	202	2019*0,100= 202	776*0,100= 78	
Foundation	228	2845*0,080= 228	1859*0,080= 149	
Post-tensioning [t]	480	187	143	44
Longitudinal post-tensioning		210*22,5*0,035= 165	(A1,A2,B2,C, DS,E,ES,LF) 107	
Transverse post-tensioning		22	21	
Auxiliary cables		-	(B1,TO,TU, Stays I,II,III) 13	
Stay cables		-	3	

Tabelle 5.1: Massenvergleich.

Aus der Gegenüberstellung der Massen in Tabelle 5.1 geht hervor, dass zwischen dem Alternativentwurf unter Anwendung des Brückenklappverfahrens und dem überarbeiteten Entwurf der Freivorbaubrücke eine teils beträchtliche Differenz der erforderlichen Baustoffmassen erzielt werden kann. Vor allem die Betrachtung der Betonkubaturen zeigt, dass hier etwa ein Drittel der Massen eingespart werden können. Da die Berechnung

Vergleich von Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren

der Bewehrung in Abhängigkeit der Betonkubaturen erfolgte, sind gleichzeitig auch hier beträchtliche Einsparungen möglich.

Um die Differenz der Betonmassen noch einmal anschaulich darzustellen, wurden die beiden Abbildungen 5.5 (a) und (b) erarbeitet. Diese zeigen, dass vor allem durch die geschickte Wahl des statischen Systems im Überbau beträchtliche Massen gespart werden können.

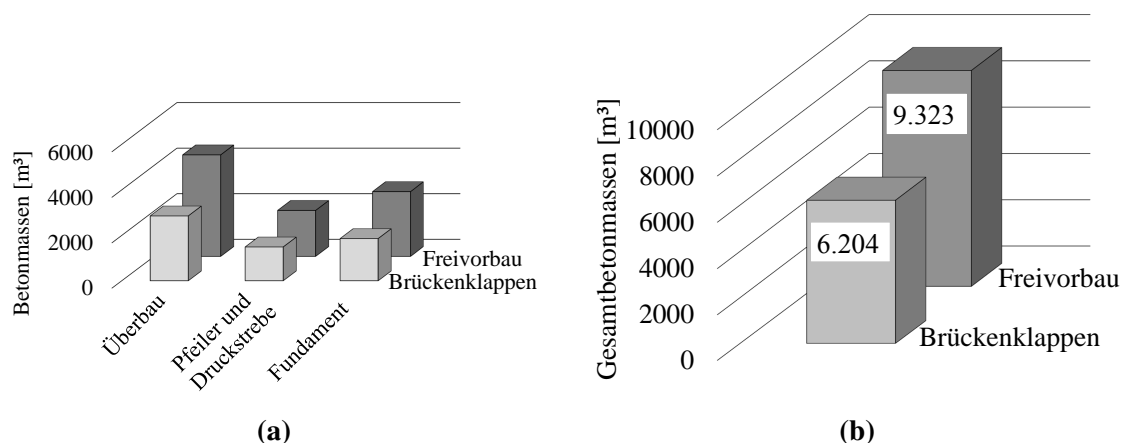


Abbildung 5.5: Vergleich der Betonmassen: (a) Betonmassen der einzelnen Bauteile; (b) Gesamtbetonmassen.

5.4.2 Bauzeiten

Tabelle 5.2 zeigt eine Gegenüberstellung der Bauzeiten des Freivorbaus und des Brückenklappverfahrens der einzelnen Bauphasen, welche in den Terminplänen in Kapitel 3.4.1 und 4.2, ermittelt wurden.

Phase		Brückenklappen	Freivorbau
I	Fundamente und Widerlager	27	27
II	Pfeiler	16	16
III	Brückenträger	20	34
IV	Abdichtung, Asphalt, Abschlussarbeiten	10	10
Summe		73	87

Tabelle 5.2: Bauzeiten in Wochen.

Die beiden Abbildungen 5.6 (a) und (b) zeigen einen Vergleich der Bauzeiten zwischen den beiden Bauverfahren. Hier zeigt sich, dass das Einsparungspotential im Bau des Brückenträgers liegt. Während beim Freivorbau, in Abhängigkeit der Spannweite, die Bauzeit quasi vorgegeben ist, kann beim Brückenklappverfahren nahezu unabhängig von der Brückenlänge ein schneller Klappvorgang erfolgen. Nach dem Klappvorgang, welcher in diesem Alternativentwurf in 12 Stunden abgeschlossen ist, kann der Ausbau der Brücke

Vergleich von Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren

erfolgen. Durch die schnelle Herstellung des Tragwerks haben Schlechtwettertage eine geringere Auswirkung auf die Gesamtbauzeit.

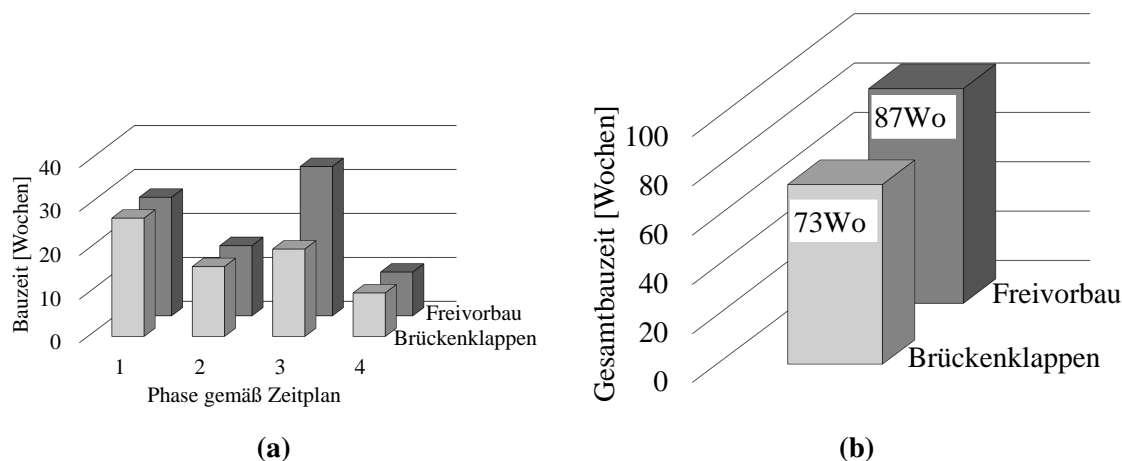


Abbildung 5.6: Vergleich der Bauzeiten: (a) Bauzeiten der einzelnen Phasen; (b) Gesamtbauzeit.

In den gezeigten Betrachtungen fehlen die erforderlichen Zusatzaufwendungen für Plattformen, für die Hebeteknik sowie die Kräne, welche beim Brückenklappverfahren erforderlich sind. Diese müssen den erforderlichen Gerätschaften des Freivorbaus (Freivorbauwagen, Kräne,...) gegenübergestellt werden. Allerdings kann alleinig aus der Gegenüberstellung der Massen und der Bauzeiten gezeigt werden, dass das Brückenklappverfahren eine wirtschaftliche Baumethode darstellen kann, bei der die Einsparung von Ressourcen möglich ist.

5.4.3 Ressourcen

Das Bauwesen steht heute weltweit für ca. 50 bis 60% des Ressourcenverbrauchs. [Sobek, 2014]

Allein in Österreich werden jährlich mehr als 5 Millionen Tonnen Zement produziert [Zement+Beton Handels- und Werbeges.m.b.H, 2012]. Die Herstellung von Zement ist sehr CO₂-intensiv [Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, VÖZ, 2012], bei dem laut [Holcim Schweiz, 2016] 590 kg CO₂ je Tonne Zement erzeugt werden. In Deutschland lag die Produktion an Zement im Jahr 2014 bei 25,9 Millionen Tonnen [Verein Deutscher Zementwerke e.v. (VDZ)], weltweit wurden in dem selben Jahr 4,3 Milliarden Tonnen produziert [Portland Cement Association, 2015]. Ein Kubikmeter Beton enthält laut [Kumar, 2002] 12% Zement. Da Zement der Inhaltsstoff im Beton ist, welcher sehr CO₂-intensiv produziert wird, wird für die weiteren Überlegungen davon ausgegangen, dass der CO₂-Verbrauch je m³ Beton in direktem Zusammenhang mit dem Zementverbrauch im Beton steht. Es wird also der CO₂-Ausstoß der anderen Betonzugabestoffe sowie jener

infolge Transport nicht berücksichtigt. Es errechnet sich also auf Grund der Zementangaben und der Angabe von 12% Zement je m³ Beton, eine weltweit eingesetzte Betonmenge von 35,8 Milliarden Kubikmeter Beton.

Um die weltweiten CO₂-Emissionen zu reduzieren, gibt es Ansätze dahingehend, den CO₂-Ausstoß beim Herstellungsprozess des Zements zu reduzieren. Dies kann nur in Zementwerken erfolgen. Ein anderer Ansatz, der in erster Linie von Bauingenieuren verfolgt werden kann, soll eine Reduktion an Betonmassen darstellen. Es sollen Entwicklungen in Richtung "leicht Bauen mit Beton" verfolgt werden, bei denen der Einsatz von Beton reduziert wird. Unter anderem zeigt die vorliegende Arbeit einen Ansatz für den Brückenbau, bei dem durch den Einsatz des hier vorgestellten Brückenklappverfahren eine Materialeinsparung erzielt werden kann. Durch die geschickte Wahl des statischen Systems, wie dies hier gezeigt wird, können Betonmassen eingespart werden. Mit Hilfe des Brückenklappverfahrens entsteht ein Vierfeldsystem, bei dem im Vergleich zum Zweifeldsystem, welches nach dem Freivorbauverfahren hergestellt wurde, 33% weniger Betonmassen eingesetzt werden müssen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Diplomarbeit zeigt einen Vergleich von zwei Brückenbauverfahren, dem an der Technischen Universität Wien am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau entwickelten Brückenklappverfahren und dem klassischen Freivorbauverfahren. Um diese Verfahren zu vergleichen, wurde eine bestehende Autobahnbrücke in Sizilien, die San Leonardo Brücke, ausgewählt. Das Tragwerk wurde in den späten 1960er Jahren erbaut [Belloni], könnte aber nach dem heutigen Normenstand (den Eurocodes) nicht mehr mit denselben Abmessungen errichtet werden. Um dennoch einen realistischen Vergleich darstellen zu können, wurde die bestehende Brücke im Kapitel 4 überarbeitet. In Kapitel 3 wurde ein Alternativentwurf für die Talbrücke unter Anwendung des Brückenklappverfahrens erarbeitet. Ausgehend von früheren Entwürfen von kleineren Brücken, wurde die Talbrücke San Leonardo mit einer Länge von 210 m nach dem Brückenklappverfahren ausgebildet.

Der Vergleich der verschiedenen Brücken erfolgt in Kapitel 5, wo Spannungen, Durchbiegungen und Momentenverläufe der Systeme verglichen werden. Zusätzlich werden Massen sowie Bauzeiten ermittelt und gegenüber gestellt, wobei sich durch den Einsatz des Brückenklappverfahrens ein Einsparungspotenzial von 33 % der Betonmassen herausstellt. Ebenfalls im Kapitel 5 wird auf die Thematik der Nachhaltigkeit und der Einsparung an Ressourcen eingegangen. Dabei zeigt sich, dass es Bauingenieuren durch den intelligenten Einsatz von Bauverfahren und statischen Systemen möglich ist, einen Beitrag zur Ressourcenschonung zu leisten.

Im Falle eines Ausführungsprojekts sind natürlich Detailberechnungen durchzuführen, wobei vor allem die Knoten und Blöcke genauer zu betrachten und zu bemessen sind. Dabei könnte festgestellt werden, dass teilweise zusätzliches Einsparungspotential bei Einbauten vorhanden ist.

Rückblickend kann gesagt werden, dass ein Entwurf ohne die Spannglieder Typ C vorteilhaft wäre, da dies die Ausbildung dünnerer Stege ermöglichen und die Aufwendungen bei dem vertikalen Herstellen des Brückenträgers reduzieren würde. Außerdem würden jene Bauphasen entfallen, in denen die Stege teilweise ausbetoniert werden, da keine Umlenksättel für die C-Spannglieder erforderlich wären. Das Spannglied C ist in diesem Entwurf das einzige Spannglied in den Stegen. Durch eine geschickte Anordnung der Spannglieder A und E könnte auf das Spannglied Typ C verzichtet werden.

Eine weitere Variante stellt die Ausführung des Brückenträgers in Stahl-Beton- Verbundbauweise dar, die eine mögliche Gewichtseinsparung der zu klappenden Querschnitte mit sich bringt. Ebenfalls positiv kann die vorhandene Zugfestigkeit des Baustoffes Stahl genannt werden. Dadurch sind keine Spannglieder in Brückenlängsrichtung erforderlich. Solch ein Entwurf wurde im Zuge einer Diplomarbeit untersucht [Wenzel, 2016], in der

für die gegenständliche Brücke eine Variante in Stahl-Beton-Verbundbauweise erarbeitet wurde.

Bei einem Ausführungsprojekt ist ein wesentlicher Faktor der Antransport und die Montage der Fertigteile. Bei der vorliegenden Machbarkeitsstudie wurde Wert darauf gelegt die örtlichen Gegebenheiten zu berücksichtigen. Neben den in der Baufirma vorhandenen Gerätschaften, beeinflussen auch die Möglichkeiten des Transports und der vorhandene Platz zur Montage den Entwurf. Es sollte in einem möglichst frühen Stadium auf die Längen und die damit verbundenen Gewichte der einzelnen Bauteile geachtet werden. In einer Überarbeitung des gegenständlichen Entwurfs könnte unter Einbeziehung der Ressourcen einer Bauunternehmung eine möglicherweise wirtschaftlichere Fugenteilung der Fertigteilelemente erreicht werden. In der Baupraxis ist die Wirtschaftlichkeit eines Verfahrens stark von den Hebegeräten abhängig. Bei einem Entwurf mit wenigen Einzelteilen werden die Teile schwer und somit die Hebegeräte teuer. Optimiert man das Stapeln der Fertigteile und reduziert somit den Arbeitsaufwand zur Herstellung der Fugenvergüsse, kann ein wirtschaftlicher Entwurf die Ausführung von kleineren Fertigteilabschnitten enthalten, wodurch die Abläufe mit steigender Erfahrung routinierter erfolgen und der Einsatz von kleineren Hebegeräten möglich wäre.

Literaturverzeichnis

Belloni, D. I. G.: Viadotto S. Leonardo a Termini Imerese (Palermo) per l'Autostrada Palermo-Catania. – PDF von DYWIDAG International.

Berger, J., Bruschetini-Ambro, S. Z., Werner, D. und Mayrhuber, T.: Entwurf und Konstruktion der Egg-Graben Brücke. Beton- und Stahlbetonbau, 105, pp. 631–639, 2010.

Curbach, M.: Sieben Brücken, Bridges for Europe. Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 2015.

fib Volume 16: Structural Concrete Journal of the fib Volume 16, December 2015 ISSN 1464-4177. December 2015.

Fischer, O.: Recent tendencies and developments in prestressed concrete bridges in Germany (and Europe). In: 10. Japanese - German Bridge Symposium, 2014.

Foremniak, S., Weiss, W. und Kollegger, J.: Balanced lift method for the construction of bridges with two spans. In: Multi-Span Large Bridges, 2015.

Geißler, K.: Handbuch Brückenbau - Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung. Wilhelm Ernst&Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2014.

Gmainer, S.: Brückenklappverfahren - Untersuchungen zur Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens, Technische Universität Wien, Dissertation, 2011.

Gmoser, M. und Spörr, R.: Baubetriebliche Analyse eines Brückenklappverfahrens Bauverfahrenstechnik und Wirtschaftlichkeit der Druckstrebenvariante, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2008.

Holcim Schweiz: Zementproduktion - CO₂-Emissionen. www.holcim.ch. Version: 2016. <http://www.holcim.ch/nachhaltige-entwicklung/umwelt/zement.html>.

Kollegger, J.: Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2, nach EC 1992-1-1. Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2016 (8. Auflage).

Kollegger, J., Foremniak, S., Suza, D., Wimmer, D. und Gmainer, S.: Building bridges using the balanced lift method. Structural Concrete 15, (No. 3), pp. 281–291, 2014.

- Kumar, M.:** Greening of the Concrete Industry for Sustainable Development. *Concrete international*, (23), pp. 23–28, 2002.
- Mehlhorn, G.:** Handbuch Brücken. 2. Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010.
- Menn, C.:** Stahlbetonbrücken. Springer-Verlag Wien-New York, 1986.
- Mitterlehner, P.:** Untersuchung zur Rauigkeit zwischen Doppelwandelementen aus UHPC und Füllbeton, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2015.
- ÖN B 1991-1-5:** Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen. Jänner 2012.
- ÖN B 1992-1-1:** Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Dezember 2011.
- ÖN B 1992-2:** Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. September 2014.
- ÖN EN 1990/A1:** Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung, Änderung 1: Anwendung bei Brücken. März 2013.
- ÖN EN 1991-2:** Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke- Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. März 2012.
- ÖN EN 1992-1-1:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Februar 2015.
- ÖN EN 1992-2:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln. März 2012.
- Pfeifer, R. H. und Mölter, T. M.:** Handbuch Eisenbahnbrücken - Grundsätze für Planung und Konstruktion. DVV Media Group GmbH, Eurailpress, 2008 (1. Auflage).
- Portland Cement Association:** Global Cement Consumption on the Rise. 2015.
- Priebering, J.:** Herstellung von zweifeldrigen Brücken mittels Brückenklappverfahren als Alternative zu dem Freivorbau- und Taktchiebeverfahren. – Technische Universität Wien.

- Schambeck, H., Klass, G. V. (Hrsg.):** Weit spannt sich der Bogen 1865-1965; Die Geschichte der Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann; Über das Entwerfen einer Spannbetonbrücke. Wiesbaden Verlag für Wirtschaftspublizistik Bartels, 1965.
- Schlaich, J., Fackler, T., Weißbach, M., Schmitt, V., Ommert, C., Marx, S. und Kron-
tal, L.:** Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken. 1. Auflage. DB Netze, 2008.
- Sobek, W.:** Ultraleichtbau. Stahlbau, (83), pp. 784–789, 2014.
- Sonnabend, S.:** Die Scherkondetalbrücke im Zuge der NBS Erfurt - Halle/Leipzig. In: Tagungsband 20. Dresdner Brückenbausymposium, 2010.
- Structurae:** Talbrücke Schottwien. structurae.de. Version: 2007. <https://structurae.de/bauwerke/talbruecke-schottwien>.
- Suza, D. und Kollegger, J.:** Stress redistribution in bridges built with ultra-thin precast girders. In: Fib Symposium Concrete - Innovation and Design, Copenhagen, 2015, pp. 216–217.
- Verein Deutscher Zementwerke e.v. (VDZ):** Zementindustrie im Überblick 2015.
- Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, VÖZ:** Nachhaltigkeitsbericht 2012 der österreichischen Zementindustrie. 2012.
- VSL:** European Technical Approval No. ETA-06/0006. VSL INTERNATIONAL Ltd., July 2011.
- VSL:** VSL SSI 2000 STAY CABLE SYSTEM. VSL INTERNATIONAL Ltd., December 2013.
- Wenzel, M.:** Entwurf einer Stahl-Beton-Verbundbrücke für die Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2016.
- WSW Wälzlager:** Radialgelenklager. www.wsw-waelzlager.de. Version: 2016. <http://www.wsw-waelzlager.de/produkte/gelenklager/radial-gelenklager/wartungsfrei.htm>.
- Zement+Beton Handels- und Werbeges.m.b.H:** Zementherzeugung in Österreich, 4. Auflage. 2012.
- Zilch, K. und Zehetmaier, G.:** Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010 (2. Auflage).

Abbildungsverzeichnis

1.1	Ansicht Pont du Gard [Curbach, 2015]	1
1.2	Ansicht der Göltzschtalbrücke [Pfeifer und Mölter, 2008]	2
1.3	Ansicht der Müngstener Brücke [Pfeifer und Mölter, 2008]	2
1.4	Steiles tiefes Tal überspannt durch: (a) Bogen; (b) Bogen-Sprengwerk [Schlaich et al., 2008]	3
1.5	Steiles tiefes Tal durch Balkenbrücke überspannt: (a) Stahlbetonpfeiler; (b) aufgelöste Stahlstützen [Schlaich et al., 2008]	4
1.6	Ansicht der Talbrücke Schottwien	4
1.7	Ansicht vom Talgrund der Talbrücke Schottwien	5
1.8	Betonbogen im Freivorbau [Fischer, 2014]	5
1.9	Bogenklappverfahren, Foto: VSL Heavy Lifting, Schweiz	6
2.1	Brücken mit hohem Pfeiler: (a) Zugstrebenbrücke [Gmainer, 2011]; (b) Druckstrebenbrücke [Gmainer, 2011]	8
2.2	Brücken mit niedrigem Pfeiler: (a) Zugstrebenbrücke [Gmainer, 2011]; (b) Druckstrebenbrücke [Gmainer, 2011]	9
2.3	Protoyp in Gars am Kamp [Gmainer, 2011]	10
3.1	Ansicht der San Leonardo Talbrücke in Sizilien	11
3.2	Ansicht der San Leonardo Talbrücke mit dem Alternativentwurf nach dem Brückenklappverfahren	11
3.3	Ansicht Alternativentwurf	12
3.4	Laguna Bridge [fib Volume 16, 2015]	13
3.5	Querschnitte Endzustand	16
3.6	Herstellung von Doppelwänden: (a) Schaltisch mit Abschalelementen und Abstandhaltern; (b) Bewehren	17
3.7	Herstellung von Doppelwänden: (a) Betoniervorgang; (b) Trocknungsanlage	17
3.8	Herstellung von Doppelwänden: (a) Eintauchen der bereits erhärteten Platte in den Frischbeton; (b) halbfertige Doppelwand	18
3.9	Querschnitte Bauzustand	19
3.10	Übersicht Details Querschnitt Brückenträger	20
3.11	Möglichkeiten der Verankerung von Bügeln ([ÖN EN 1992-1-1, 2015], Bild 8.5)	20
3.12	Statische Systeme der Vergleichsberechnung	27
3.13	Ergebnisse der Vergleichsberechnung	28
3.14	Randbalken	28

3.15	Lastausbreitung Doppelachsen	29
3.16	Laststellungen Berechnung Fahrbahnplatte	30
3.17	Übersicht Kontrollquerschnitte (KQS)	34
3.18	Druckstreben $1,00 \cdot EA$ - Ausgangszustand	37
3.19	Druckstreben $0 \cdot EA$ - Zweifeldsystem	38
3.20	Vierfeldsystem	39
3.21	Einfluss des Querschnitts der Druckstreben auf den Momentenverlauf des Brückenträgers	40
3.22	statisches System für die Berechnung der Vertikalverschiebung der Druckstre- ben mittels PvK	43
3.23	Einfluss der Neigung der Druckstreben auf die Gesamtsteifigkeit des Systems	43
3.24	Geometrie der Spannglieder Typ A und B	46
3.25	Geometrie der Spannglieder Typ C, E, ES und LF	47
3.26	Geometrie der Spannglieder Typ DS, TU und TO	48
3.27	Prototyp Brückenklappverfahren [Gmainer, 2011] (a) Frontalansicht; (b) Hilfspfeiler bestehend aus zwei Krantürmen	57
3.28	Axonometrische Ansicht der Unterkonstruktion der Hilfspfeiler	61
3.29	Montagegewichte; Hubhöhen	78
3.30	Montage Variante 3	80
3.31	Übersicht Knoten und Blöcke	84
3.32	Seitenansicht Scherkondetalbrücke [Sonnabend, 2010]	127
3.33	Ansicht der Egggrabenbrücke [Quelle: www.pezhejduk.at]	140
3.34	Variante zur Kopplung der Bewehrung der FT-Druckstreben	145
3.35	Untersuchte Laststellungen LM1	150
3.36	Achslasten EK4	152
3.37	Gleichmäßig verteilte Belastung EK4	153
3.38	Übersicht der im ULS geführten Schnitte	154
3.39	Höhenlagen der Spannglieder in den im ULS geführten Schnitten	158
3.40	Innere Spannungsüberlagerung in den verschiedenen Wänden eines Kas- tenquerschnitts ([ÖN EN 1992-2, 2012], Bild 6.104)	160
3.41	Bügelausteilung im Brückenträger	165
4.1	Ansicht San Leonardo Talbrücke	167
4.2	Vorspannung Original San Leonardo Viadukt [Belloni]	168
4.3	Querschnitt der bestehenden San Leonardo Brücke [Belloni]	168
4.4	statisches System - Berechnung Fahrbahnplatte	169
4.5	Ausbaulast	170
4.6	Verlauf Spannglieder Quervorspannung Fahrbahnplatte	170
4.7	Querschnitte San Leonardo Freivorbaubrücke	172
4.8	Untersuchte Laststellungen LM1 - Freivorbaubrücke	174
4.9	Achslasten ULS - Freivorbaubrücke	175
4.10	Gleichmäßig verteilte Belastung ULS - Freivorbaubrücke	176

4.11	Querkraft bei geneigtem Gurt und geneigtem Spannglied [Zilch und Zehetmaier, 2010]	177
5.1	Visualisierungen Talbrücke San Leonardo: Brückenklappverfahren und Freivorbauverfahren	184
5.2	Vergleich der Spannungen im Endzustand zufolge $g+\Delta g$	185
5.3	Vergleich der Durchbiegungen im Endzustand zufolge Eigengewicht und Ausbaulast	186
5.4	Vergleich von Momentenverläufen	188
5.5	Vergleich der Betonmassen: (a) Betonmassen der einzelnen Bauteile; (b) Gesamtbetonmassen	190
5.6	Vergleich der Bauzeiten: (a) Bauzeiten der einzelnen Phasen; (b) Gesamtbauzeit	191

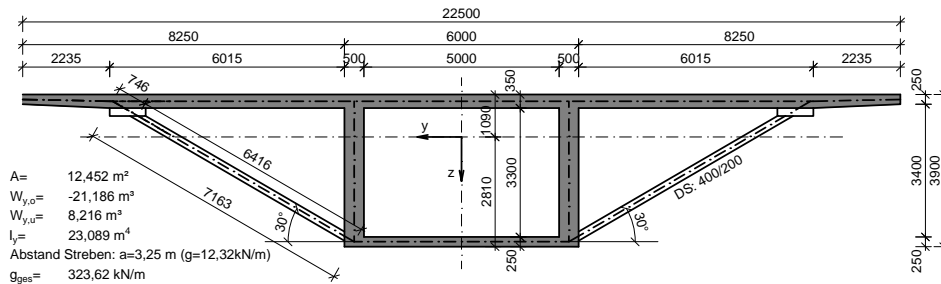
Tabellenverzeichnis

3.1	Übersicht Betongüten	14
3.2	Belastung der Fahrstreifen	29
3.3	Variation der Steifigkeit der Druckstreben	41
3.4	Bauzeitplan Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens Teil 1/2	82
3.5	Bauzeitplan Talbrücke San Leonardo unter Anwendung des Brückenklappverfahrens Teil 2/2	83
3.6	Äquivalente Temperaturänderungen LF4	133
3.7	Äquivalente Temperaturänderungen LF5	136
3.8	Spannungen zufolge Normalkraft aus LK1 und Vorspannung	137
3.9	Spannungen zufolge LK1, LF4, LF5 und Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$	138
3.10	Spannungen zufolge LK1 und Vorspannung zum Zeitpunkt $t = 0$	139
3.11	Kontrolle der Auflagerreaktionen Bauphasen - Lehrgerüstzustand	148
3.12	Eingabewerte INCA2: $x=105,75$ m (über Pfeiler)	155
3.13	Eingabewerte INCA2: $x=136,20$ m (inneres Feld)	156
3.14	Eingabewerte INCA2: $x=155,50$ m (über Druckstrebe)	156
3.15	Eingabewerte INCA2: $x=181,30$ m (äußeres Feld)	156
3.16	ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK4 . . .	161
3.17	ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK8 . . .	162
3.18	Übersicht Bewehrungsmassen, Betonmassen und Betongewicht des Alternativentwurfs unter Anwendung des Brückenklappverfahrens	166
4.1	ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK4 - Freivorbaubrücke	178
4.2	ULS Nachweise - Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zufolge EK8 - Freivorbaubrücke	179
4.3	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Bauzustand - Freivorbaubrücke .	181
4.4	Übersicht Bewehrungs- und Betonmassen: Überarbeitung der San Leonardo Freivorbaubrücke	182
4.5	Bauzeitplan - San Leonardo Freivorbaubrücke	183
5.1	Massenvergleich	189
5.2	Bauzeiten in Wochen	190

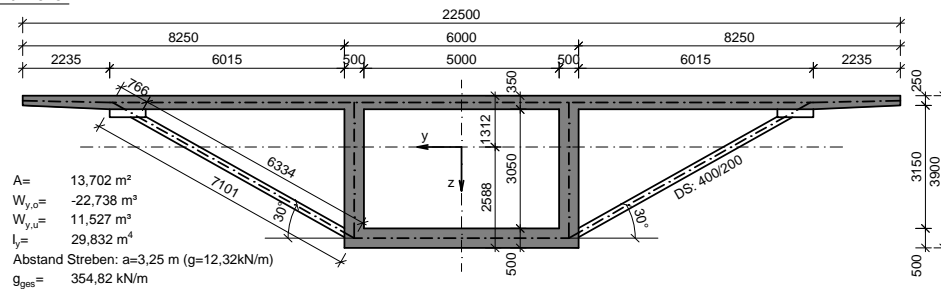
A Anhang A - Alternativentwurf

A.1 Querschnitt

Brückenträger-Endzustand
(BT_F_EZ)

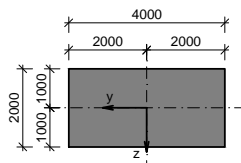


Brückenträger-Endzustand
Stützmoment Pfeiler
(BT_S_EZ)



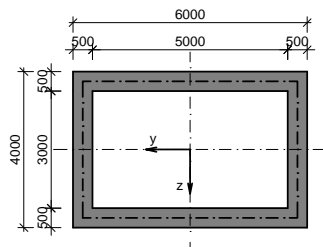
Druckstrebe
(DS_EZ)

$A = 8,00 \text{ m}^2$
 $W_{y,o} = -2,667 \text{ m}^3$
 $W_{y,u} = 2,667 \text{ m}^3$
 $I_y = 2,667 \text{ m}^4$
 $g = 200,0 \text{ kN/m}$



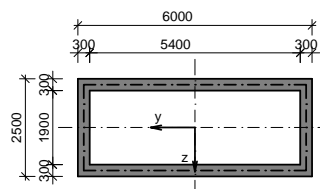
Pfeiler unten-Endzustand
(PF_u_EZ)

$A = 9,00 \text{ m}^2$
 $W_{y,o} = -10,375 \text{ m}^3$
 $W_{y,u} = 10,375 \text{ m}^3$
 $I_y = 20,75 \text{ m}^4$
 $g = 225 \text{ kN/m}$



Pfeiler oben-Endzustand
(PF_o_EZ)

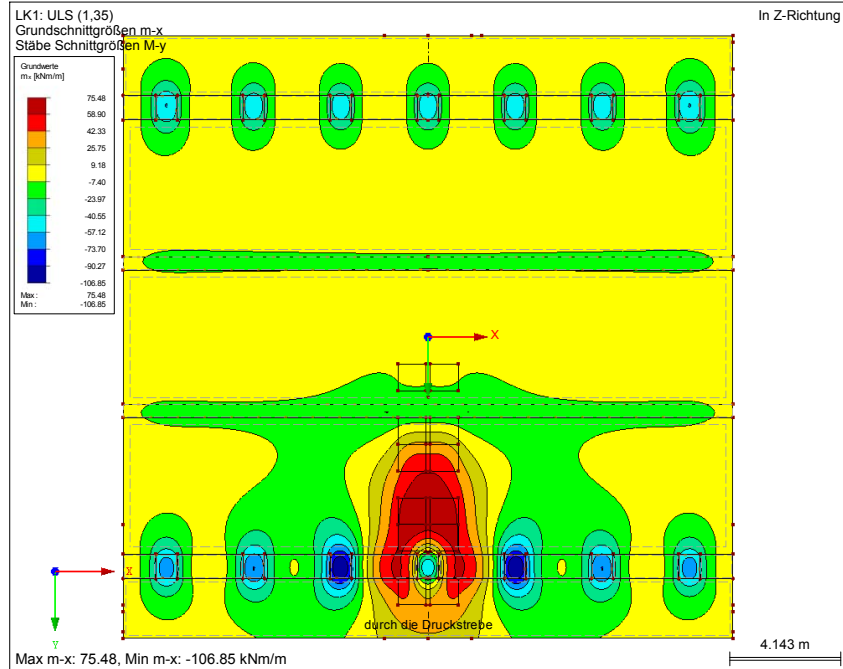
$A = 4,74 \text{ m}^2$
 $W_{y,o} = -3,781 \text{ m}^3$
 $W_{y,u} = 3,781 \text{ m}^3$
 $I_y = 4,726 \text{ m}^4$
 $g = 118,5 \text{ kN/m}$



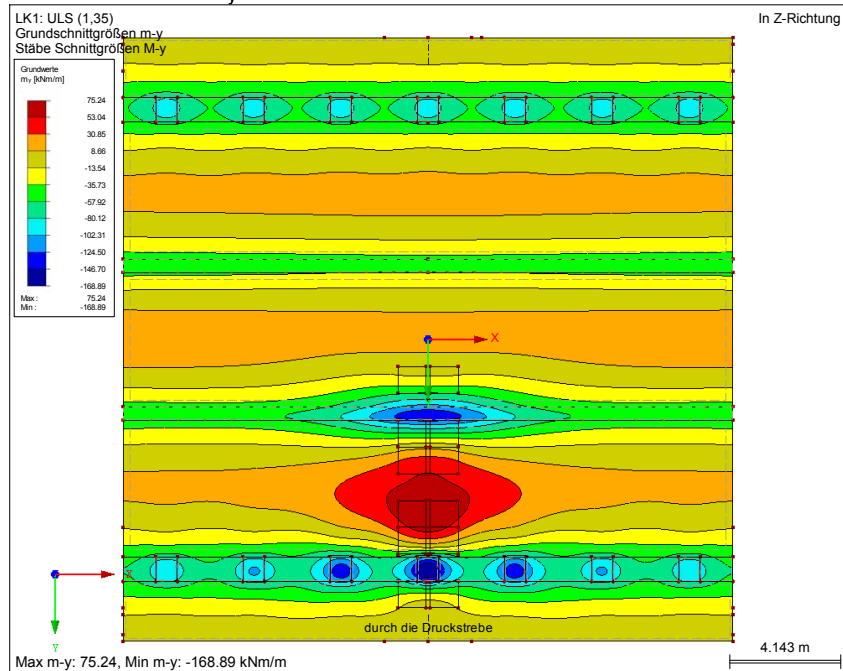
A.1.1 Dimensionierung der Fahrbahnplatte

Laststellung 1: Schnittgrößen

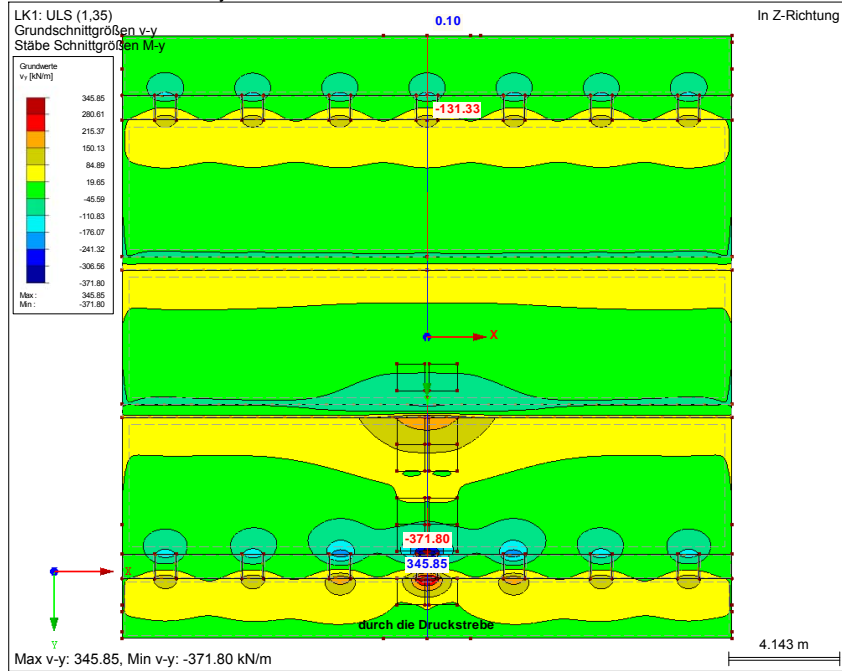
■ GRUNDWERTE m_x



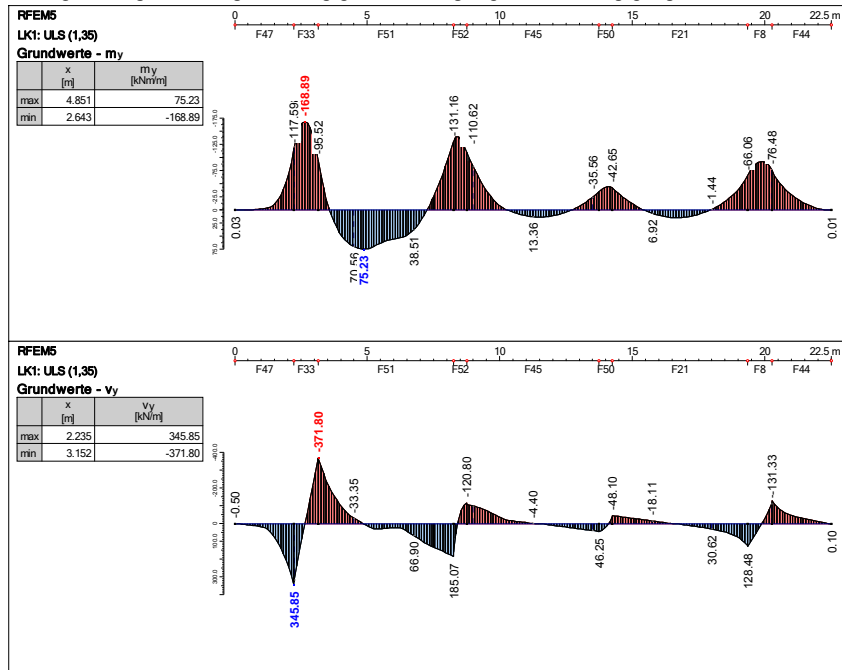
■ GRUNDWERTE m_y



■ GRUNDWERTE v_y

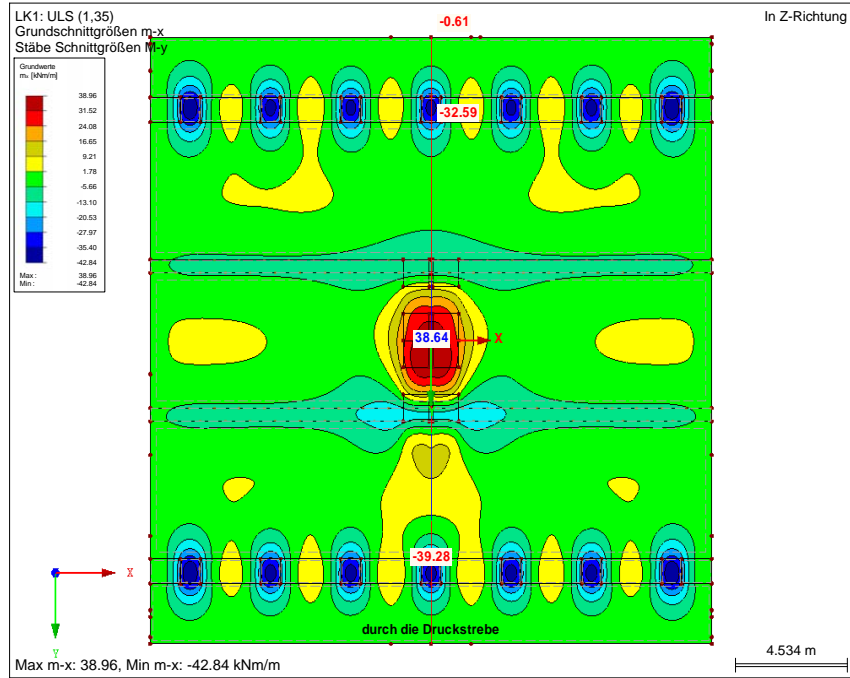


■ ERGEBNISVERLÄUFE IM SCHNITT DURCH DIE DRUCKSTREBE

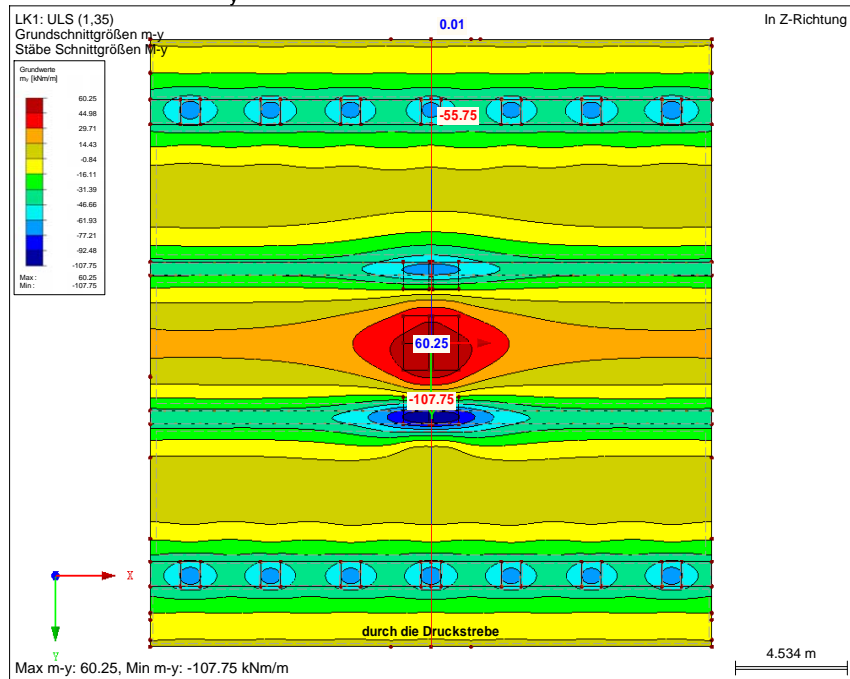


Laststellung 2: Schnittgrößen

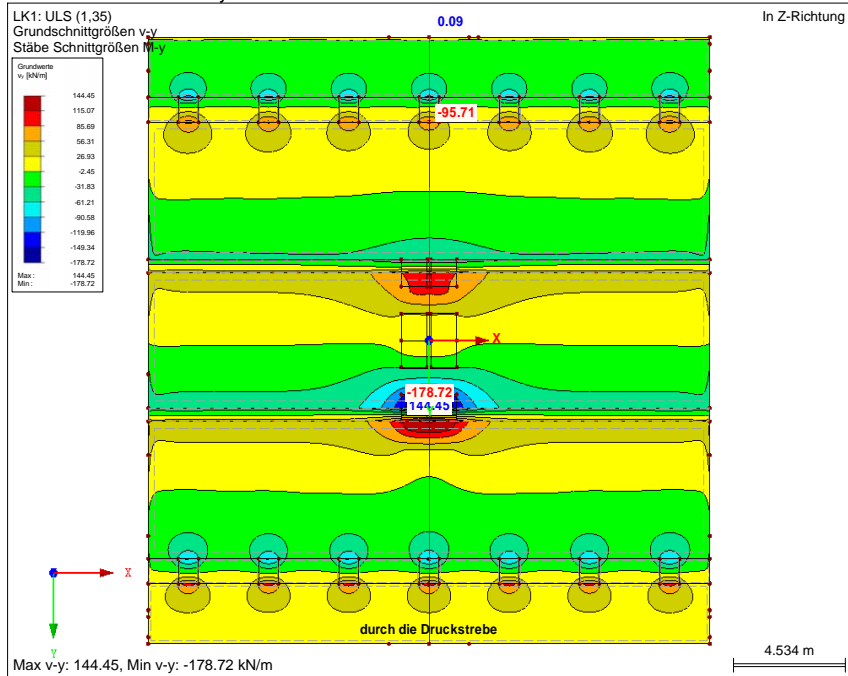
■ GRUNDWERTE m_x



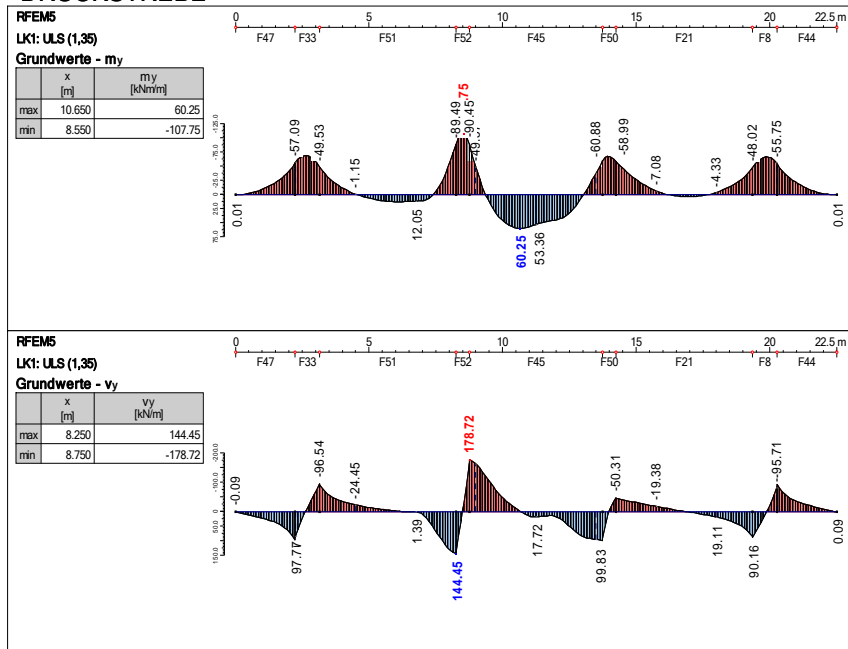
■ GRUNDWERTE m_y



■ GRUNDWERTE v_y

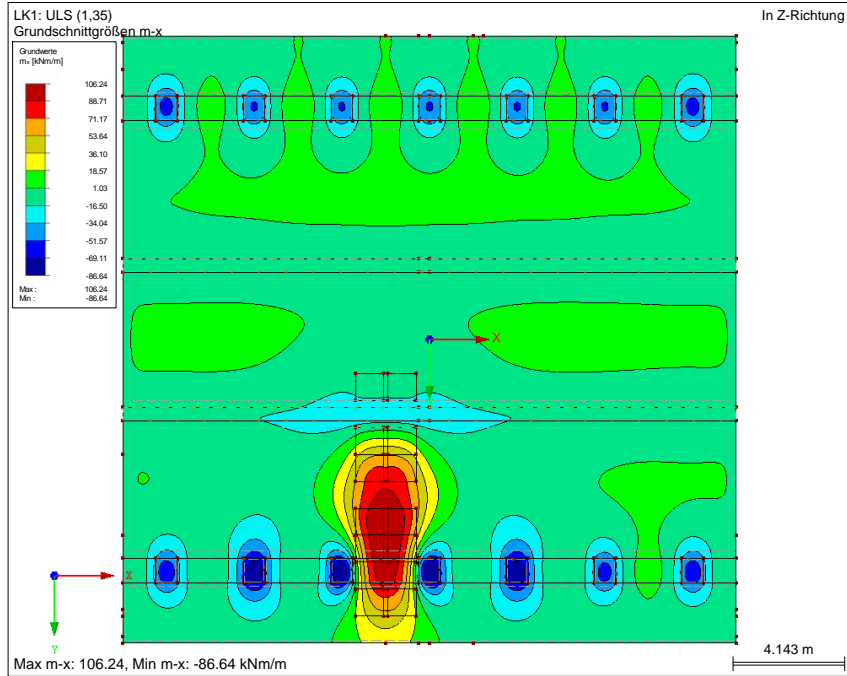


■ ERGEBNISVERLÄUFE IM SCHNITT - NAME DURCH DIE DRUCKSTREBE

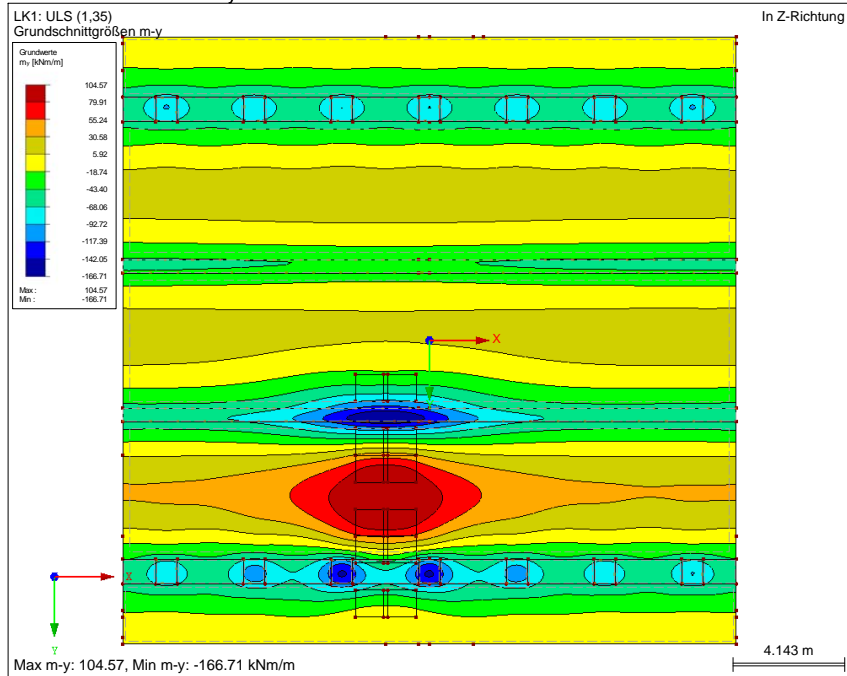


Laststellung 3: Schnittgrößen und Bewehrungsermittlung

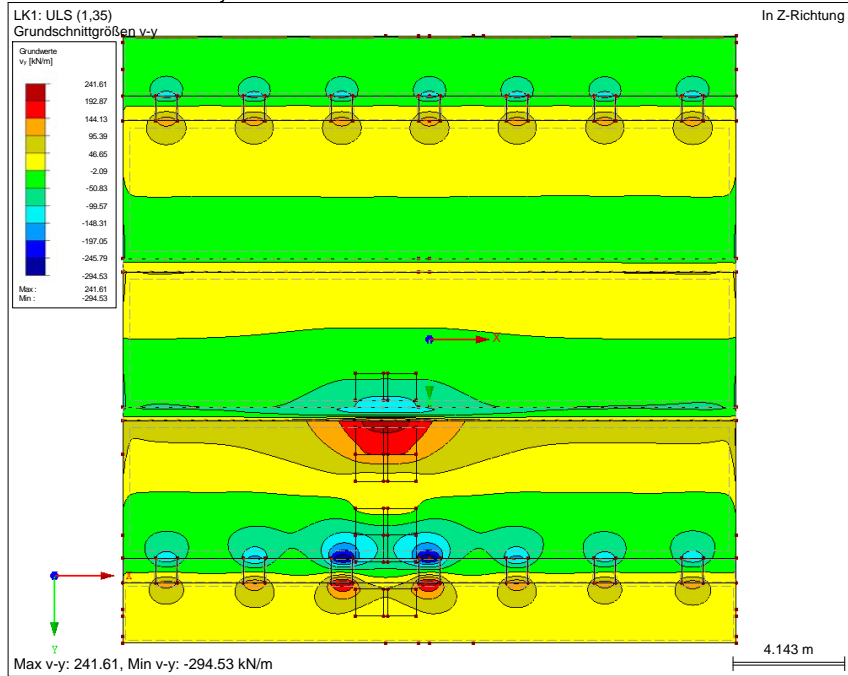
■ GRUNDWERTE m_x



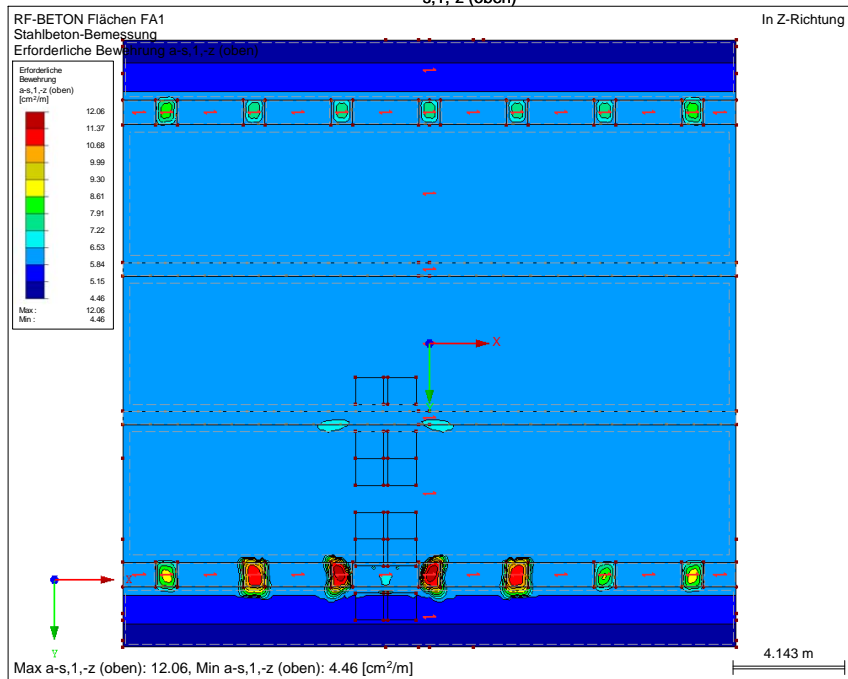
■ GRUNDWERTE m_y



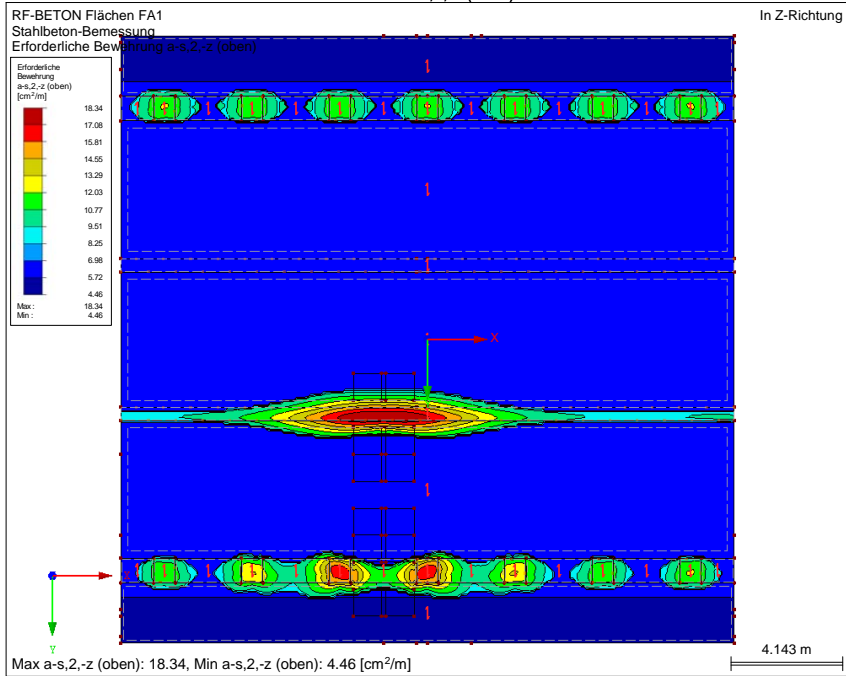
■ GRUNDWERTE v_y



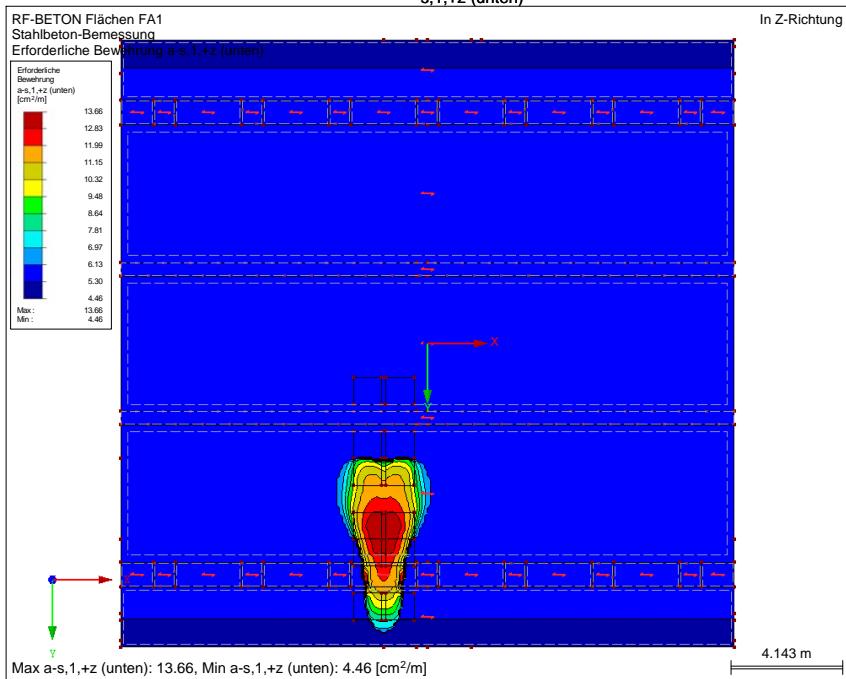
■ ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $a_{s,1,-z}$ (oben)



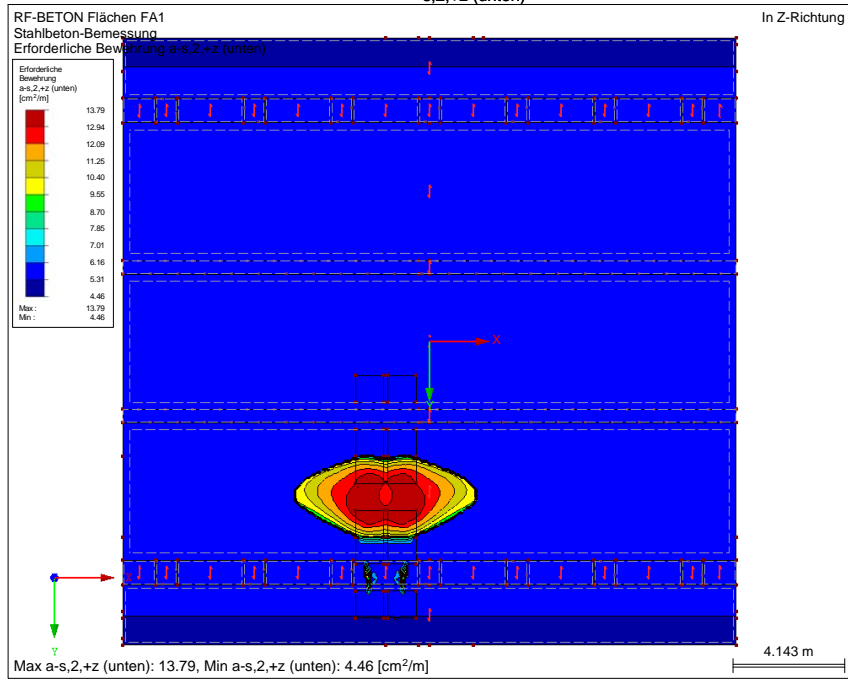
■ **ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $a_{s,2,-z}$ (oben)**



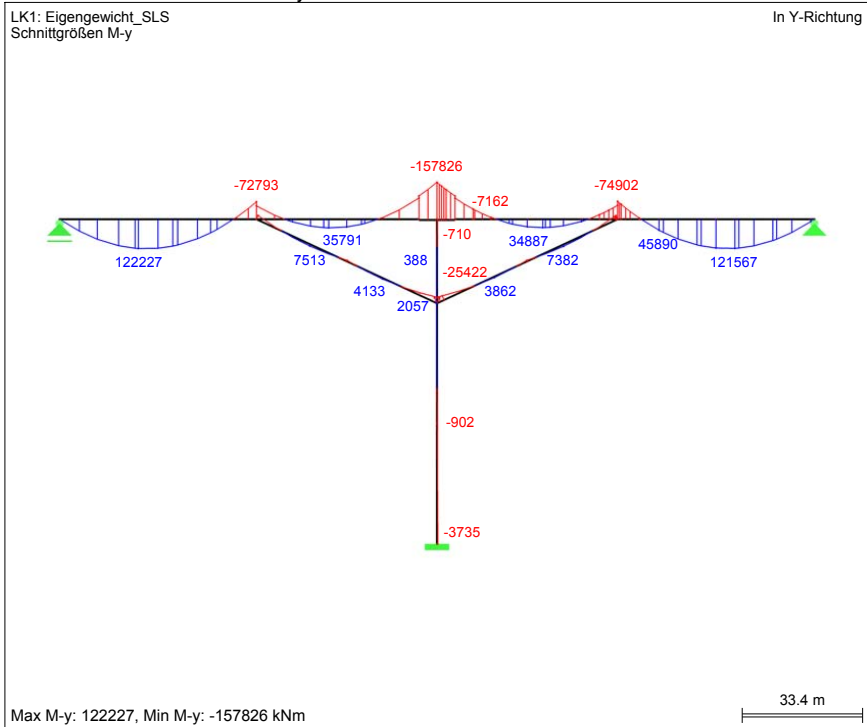
■ **ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $a_{s,1,+z}$ (unten)**



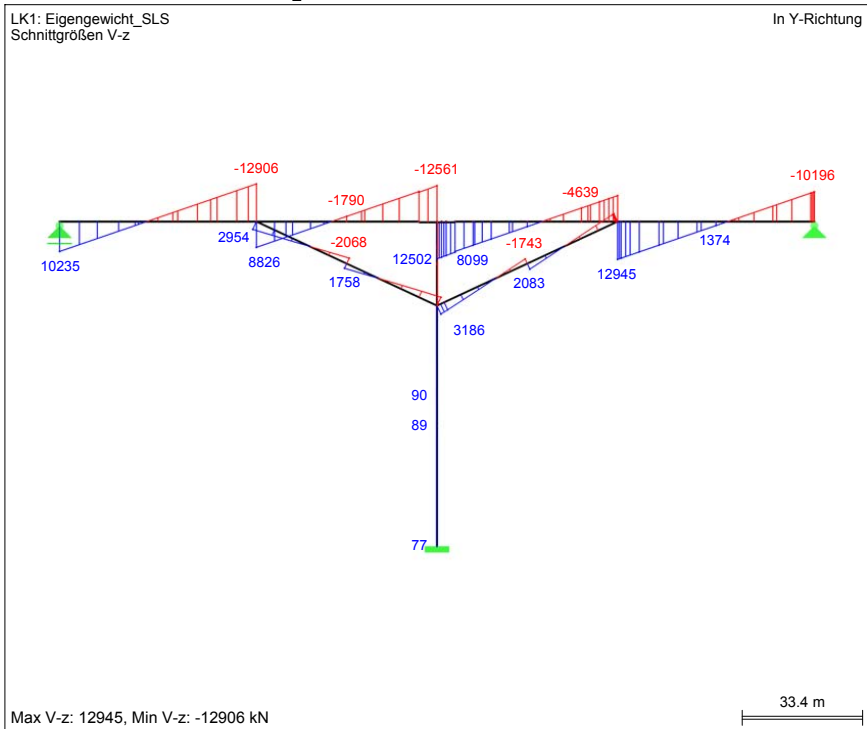
■ ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $a_{s,2,+z}$ (unten)



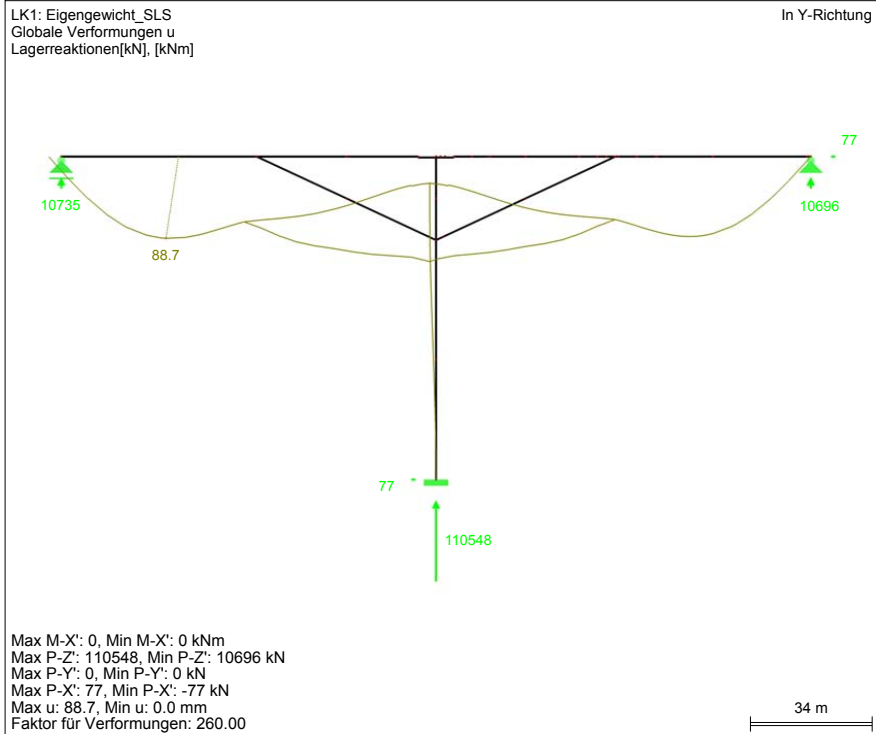
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



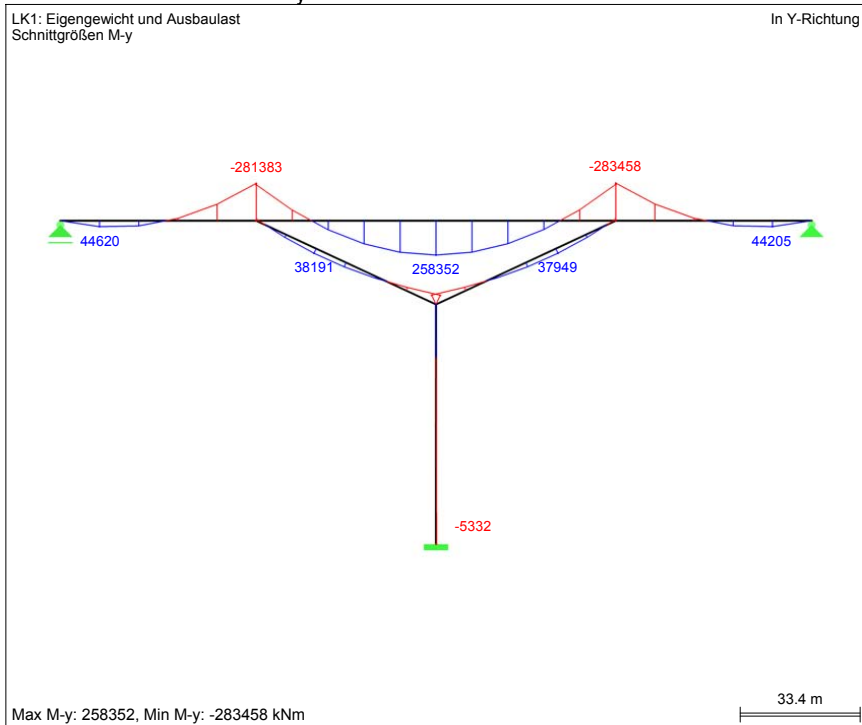
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



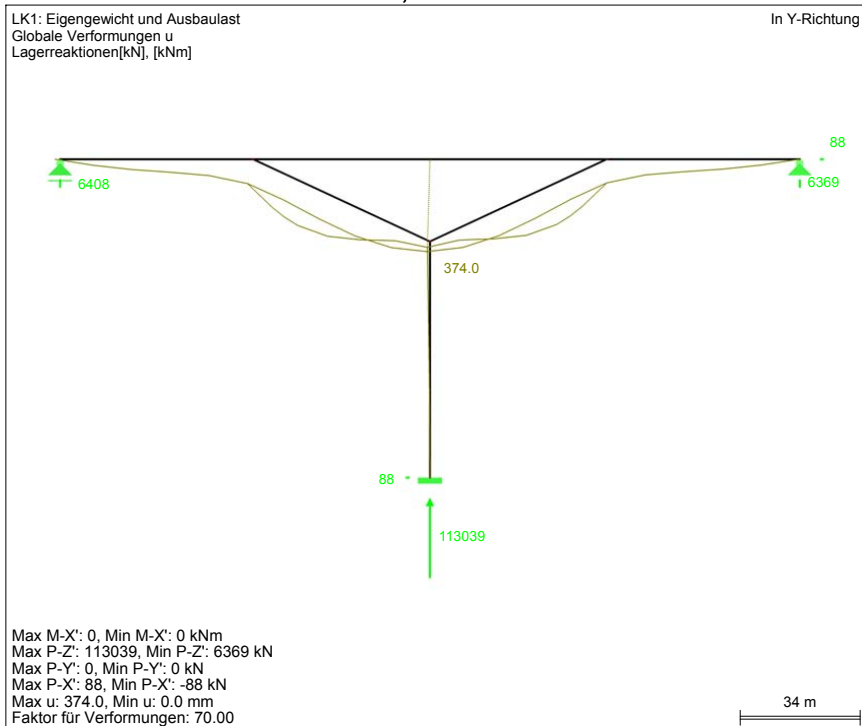
Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Eigengewicht und Ausbaulast (LK 1)						
Alle Werte charakteristisch.						
KQS	Quer-schnitt	N _G [kN]	M _{y,G} [kNm]	V _{z,G} [kN]	σ _{G,oben} [N/mm ²]	σ _{G,unten} [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	-36	2.031	-10.112	-0,10	0,24
BT102	BT_F_EZ	-37	9.984	-9.772	-0,47	1,21
BT103	BT_F_EZ	-79	120.203	1.374	-5,68	14,62
BT104	BT_F_EZ	-71	45.890	8.062	-2,17	5,58
BT105	BT_F_EZ	-67	-4.874	10.398	0,22	-0,60
BT106	BT_F_EZ	-67	-62.169	12.521	2,93	-7,57
BT107	BT_F_EZ	54.815	-37.963	-7.866	6,19	-0,22
BT108	BT_F_EZ	54.815	-18.946	-6.762	5,30	2,10
BT109	BT_F_EZ	54.815	9.556	-4.639	3,95	5,57
BT110	BT_F_EZ	54.815	31.371	1.730	2,92	8,22
BT111	BT_F_EZ	54.815	-7.162	5.976	4,74	3,53
BT112	BT_F_EZ	54.815	-42.352	8.099	6,40	-0,75
BT113	BT_S_EZ	54.815	-126.739	11.339	9,57	-6,99
BT114	BT_S_EZ	54.815	-141.865	11.932	10,24	-8,31
DS201	DS_EZ	-66.859	-18.804	2.824	-1,31	-15,41
DS202	DS_EZ	-61.499	-4.487	2.083	-6,00	-9,37
DS303	DS_EZ	-59.215	-15.390	-2.853	-1,63	-13,17
PF301	PF_u_EZ	-110.548	-3.735	77	-11,92	-12,64
PF302	PF_u_EZ	-103.044	-902	89	-11,36	-11,54
PF303	PF_o_EZ	-31.353	388	-94	-6,72	-6,51

Variante: Dreifeldsystem

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

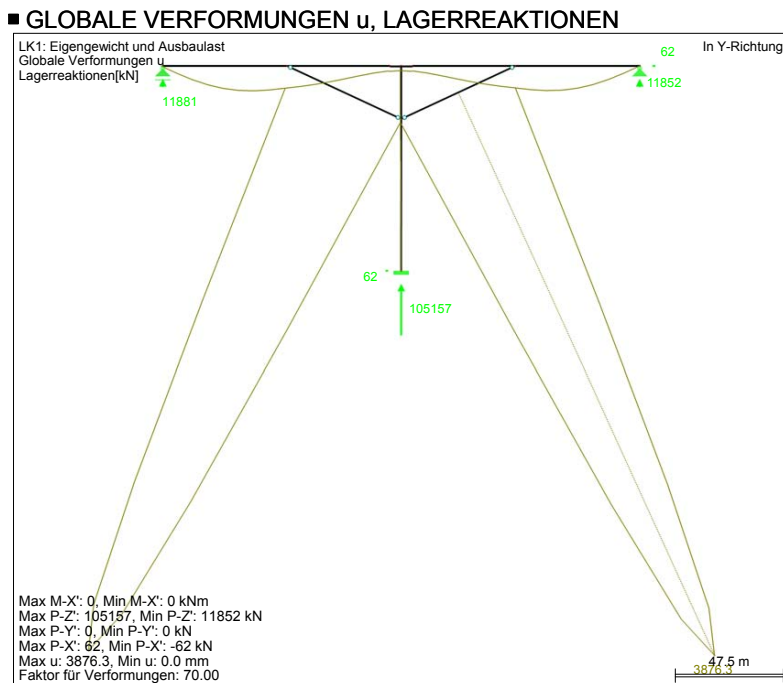
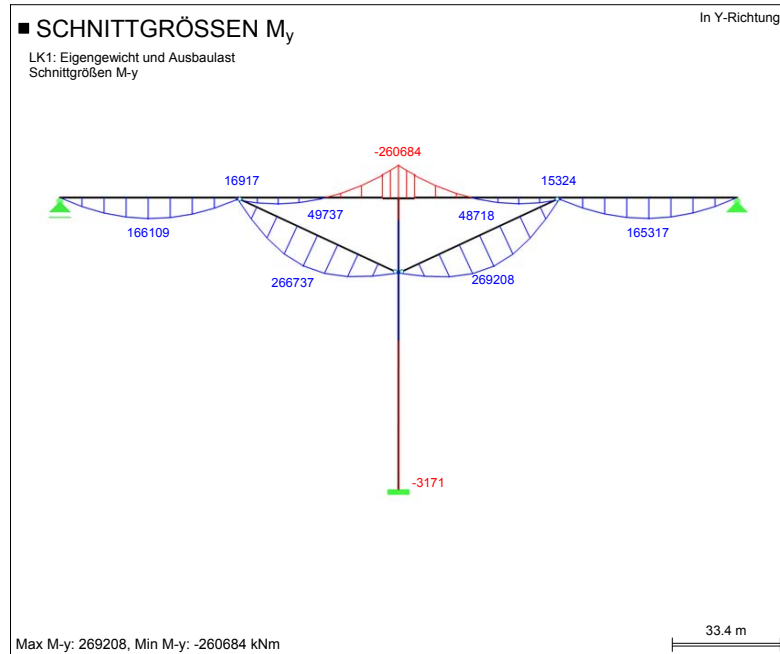


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



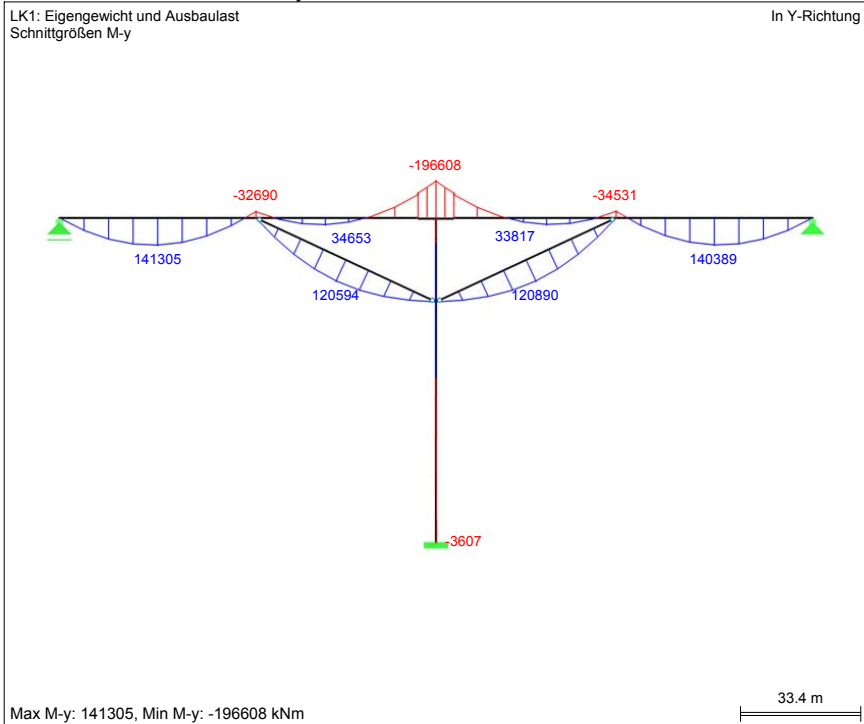
A.2.1 Einfluss der Steifigkeit der Druckstreben auf die Gesamtsteifigkeit des Systems

Druckstreben $0,25 \cdot EA$

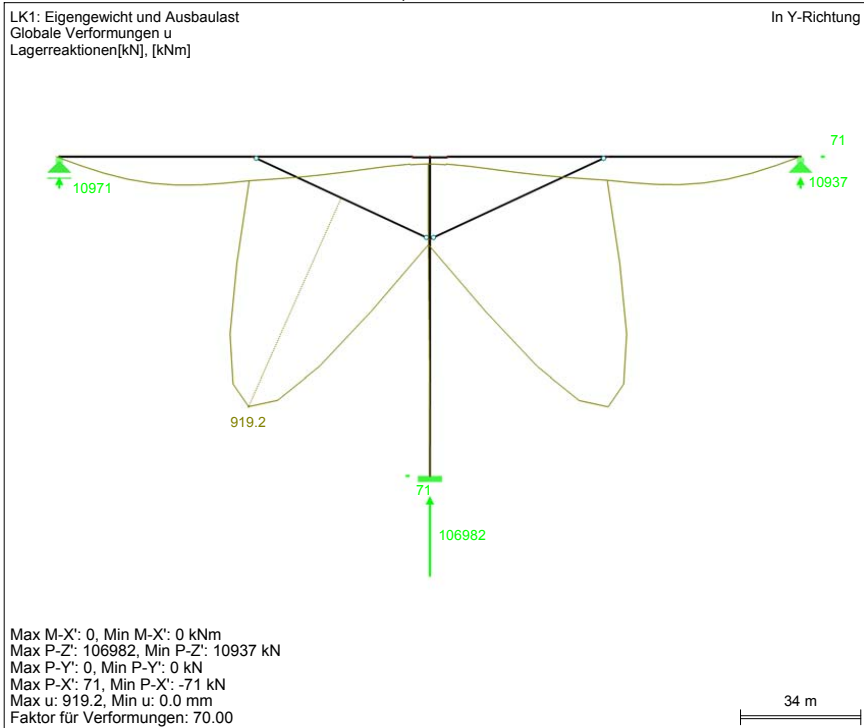


Druckstreben $0,50 \cdot EA$

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

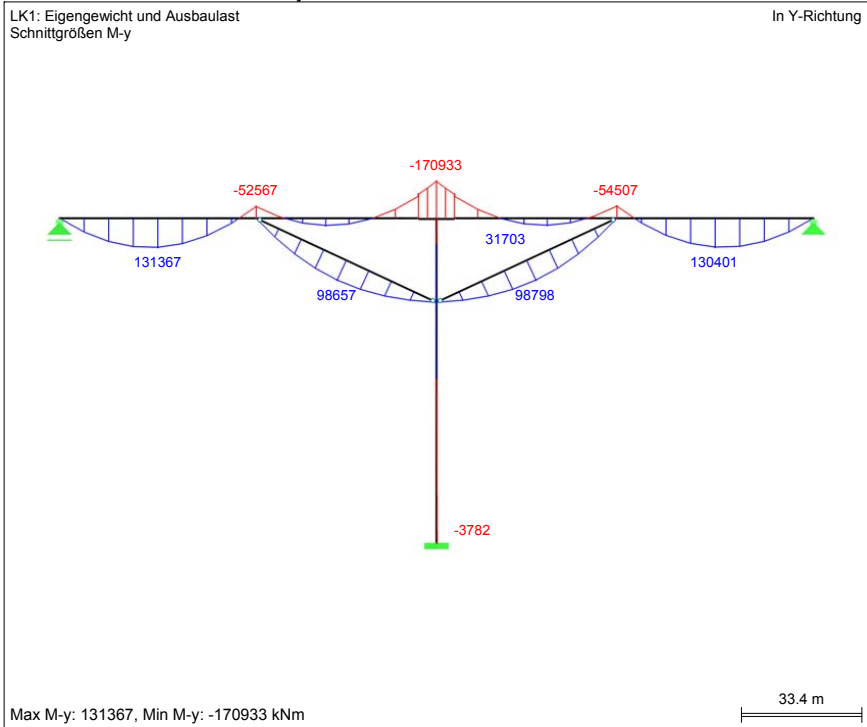


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

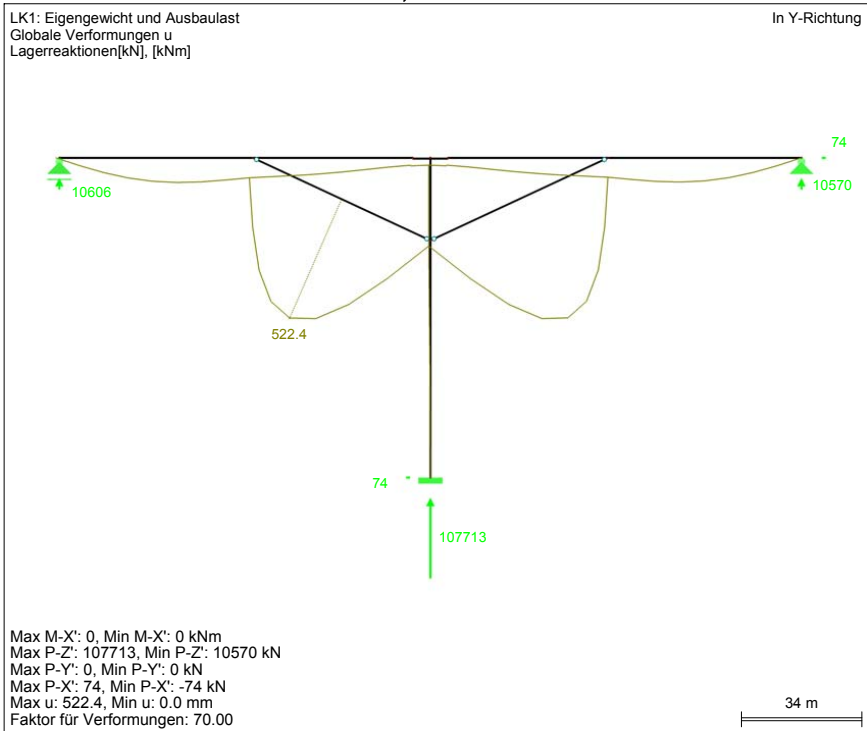


Druckstreben $0,75 \cdot EA$

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

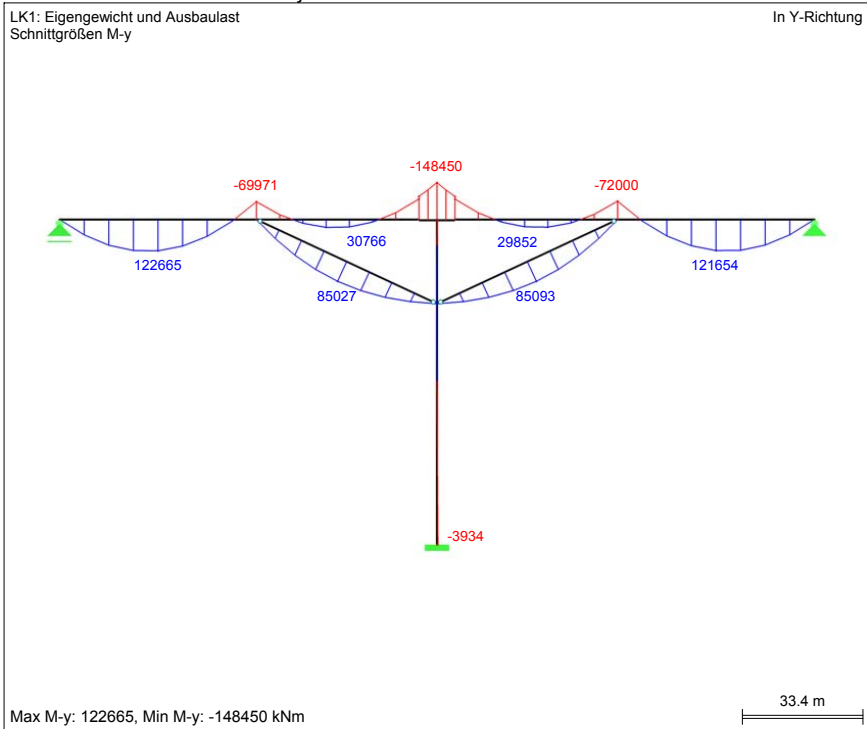


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

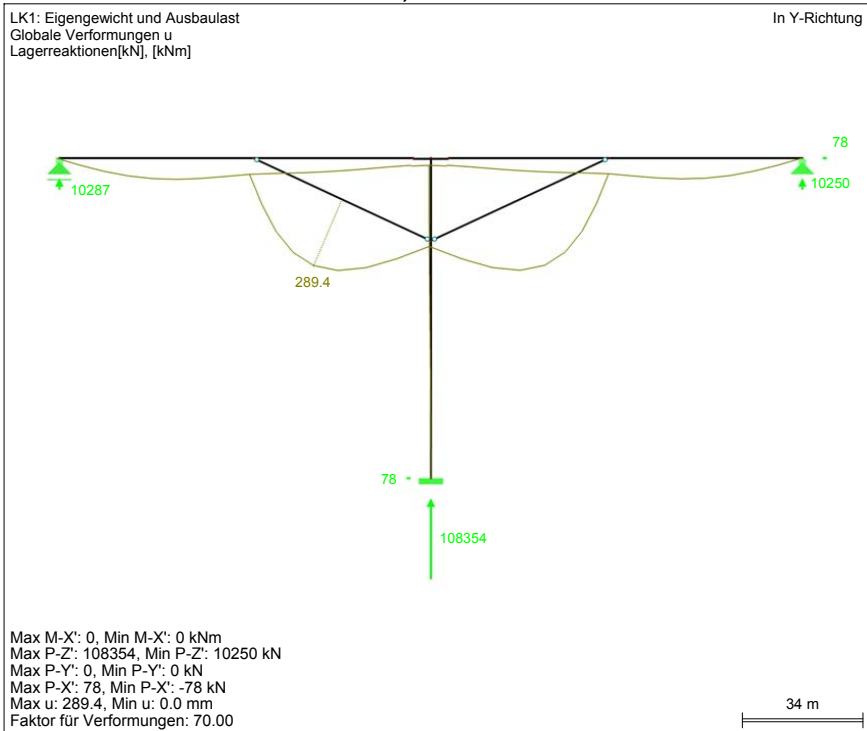


Druckstreben 1,25 · EA

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

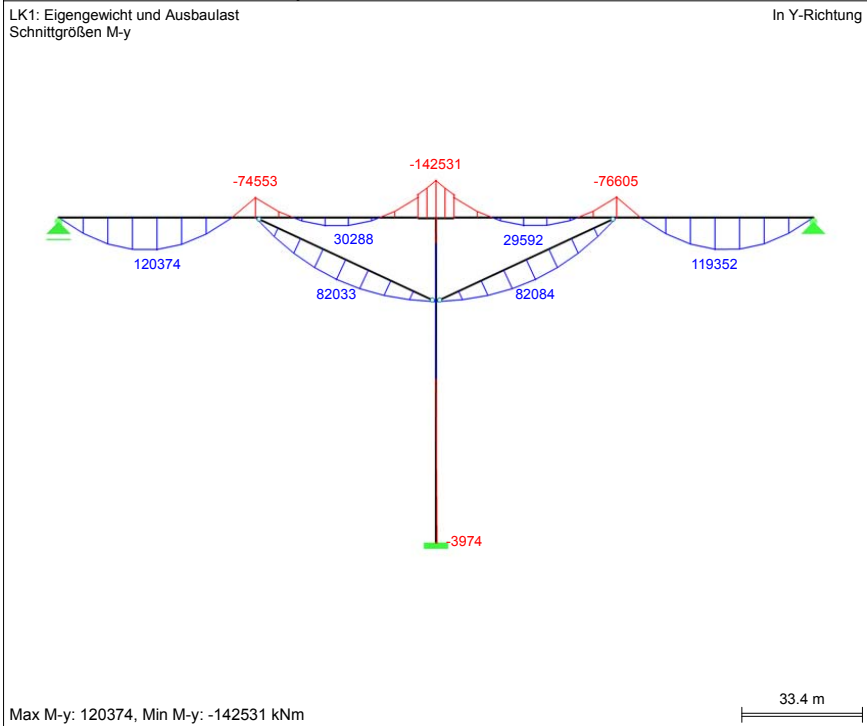


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

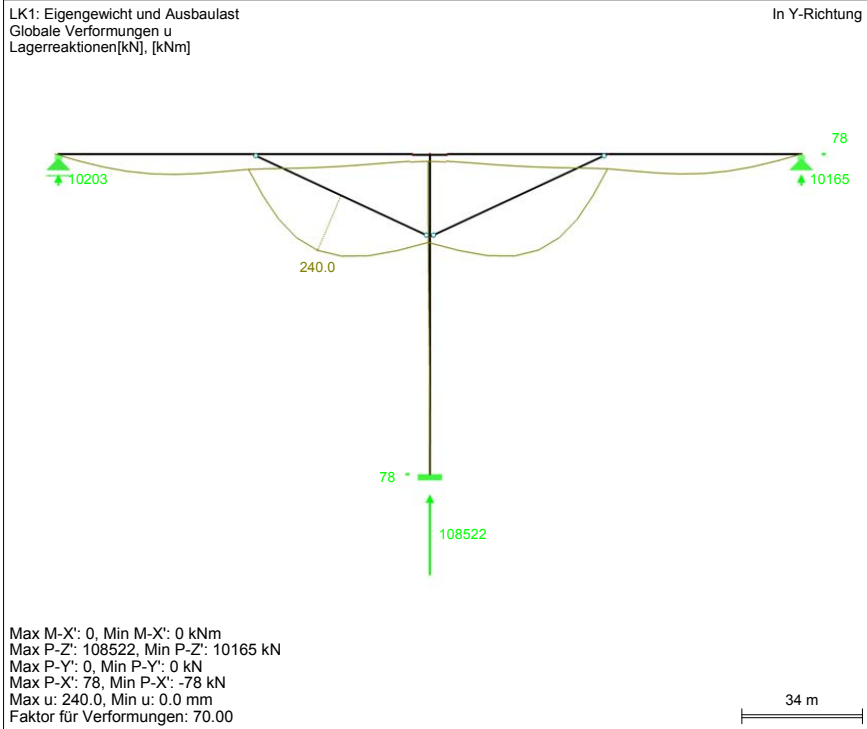


Druckstreben 1,50 · EA

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

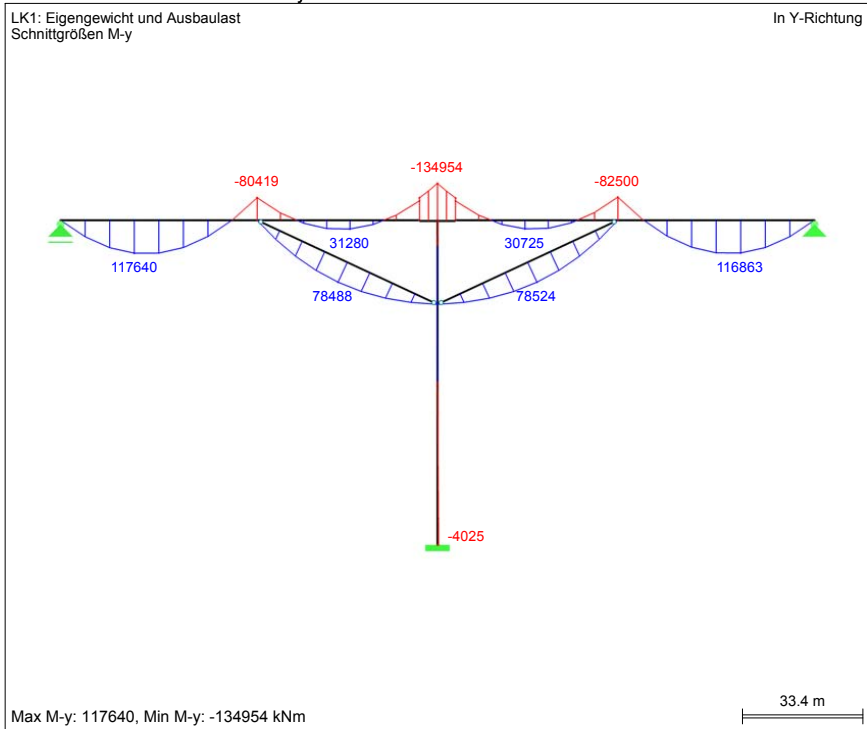


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

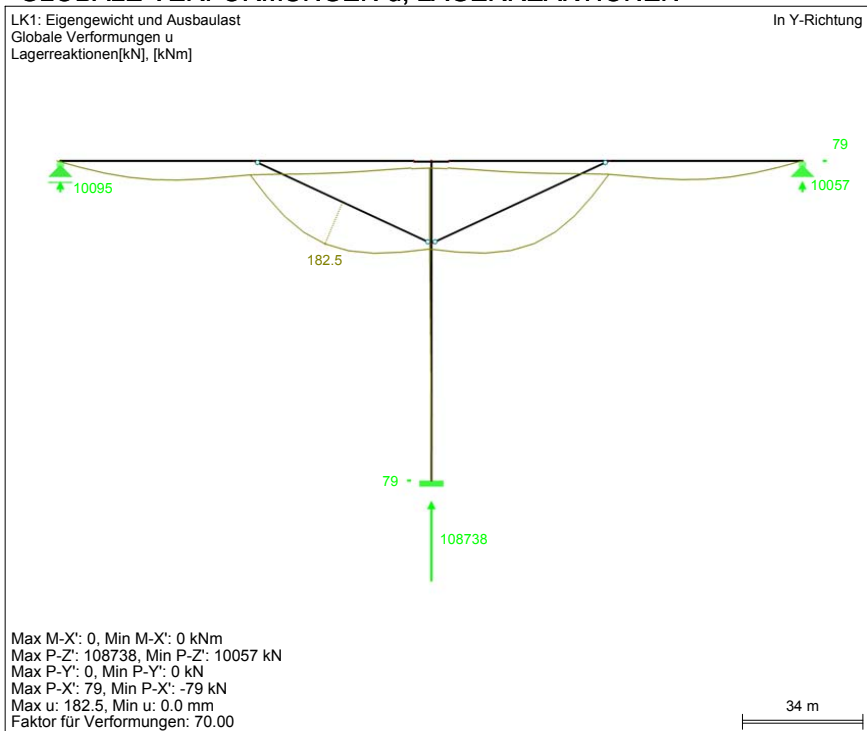


Druckstreben $2,00 \cdot EA$

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

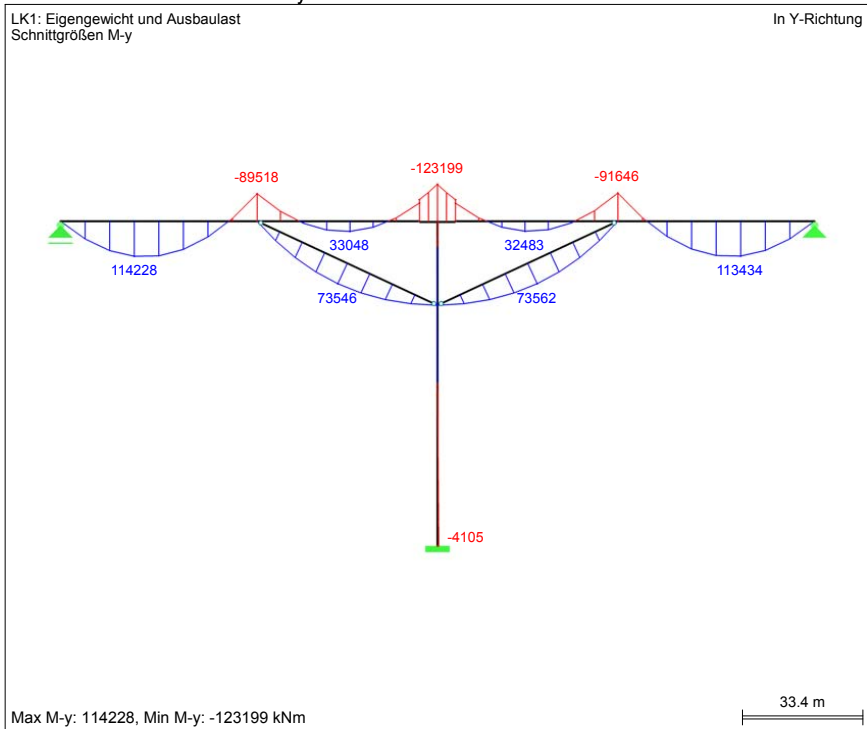


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

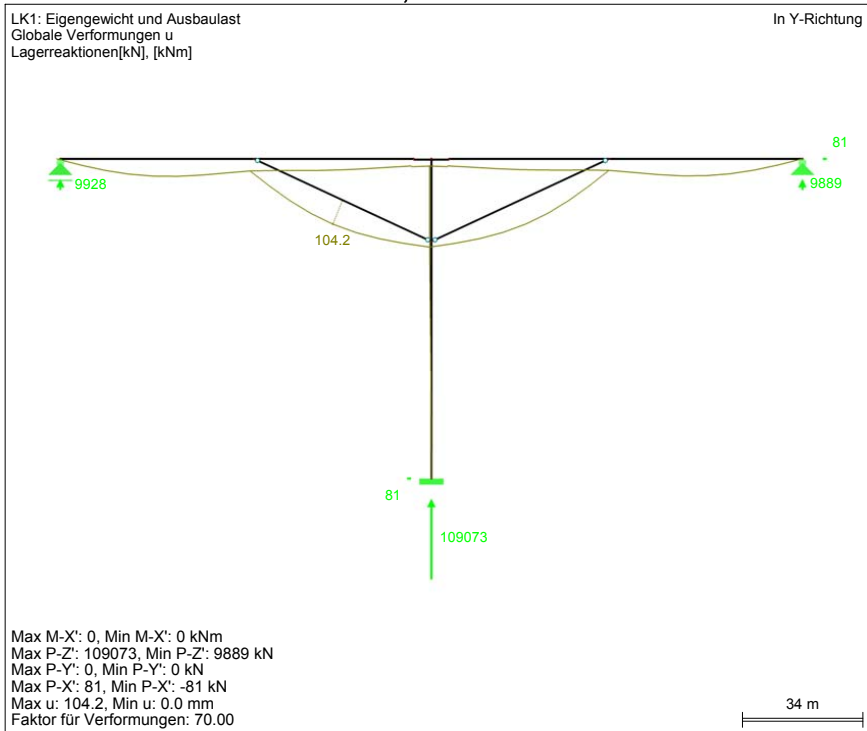


Druckstreben $4,00 \cdot EA$

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

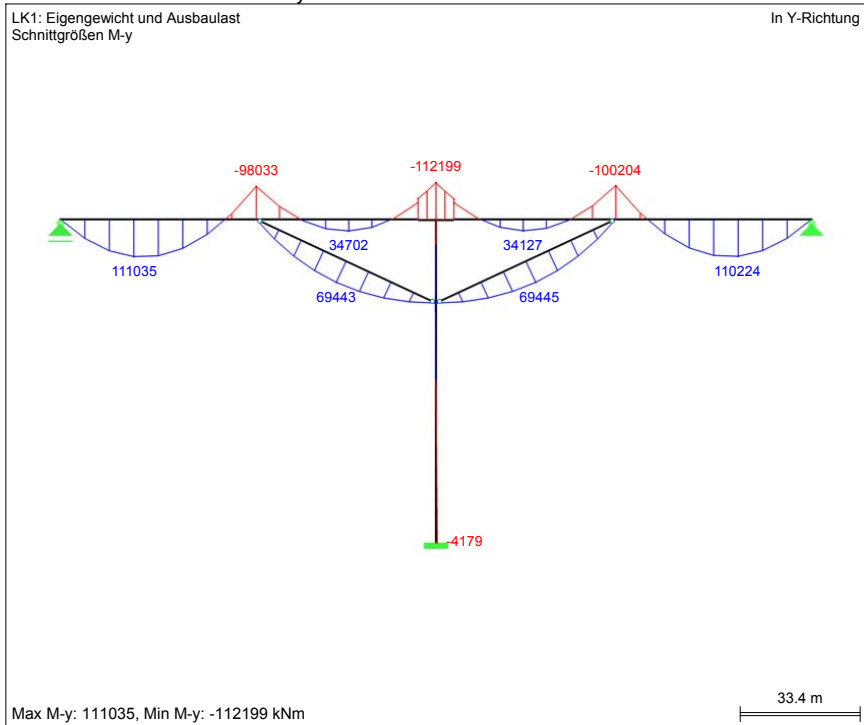


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

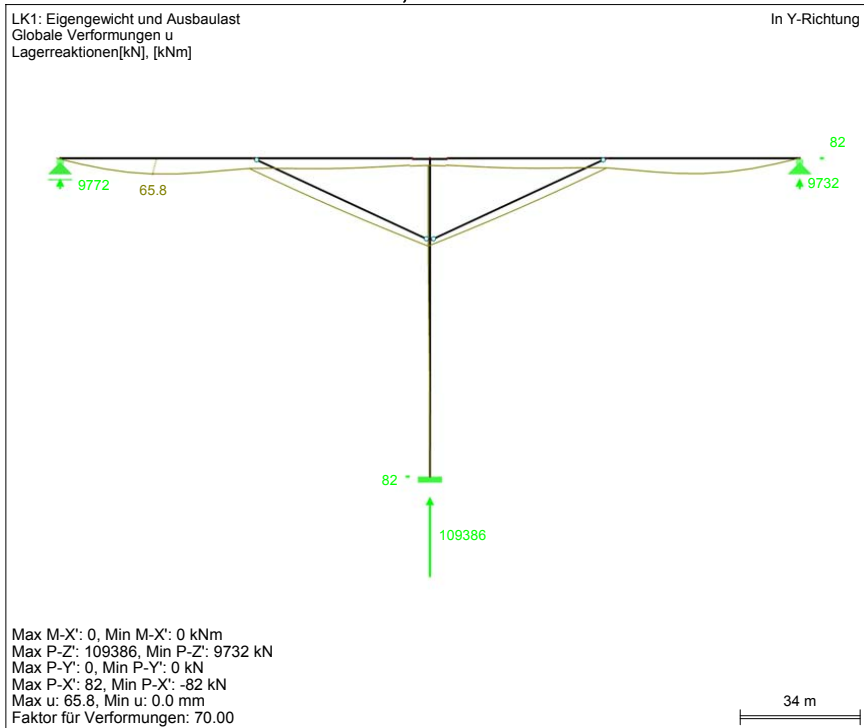


Druckstreben $40 \cdot EA$

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

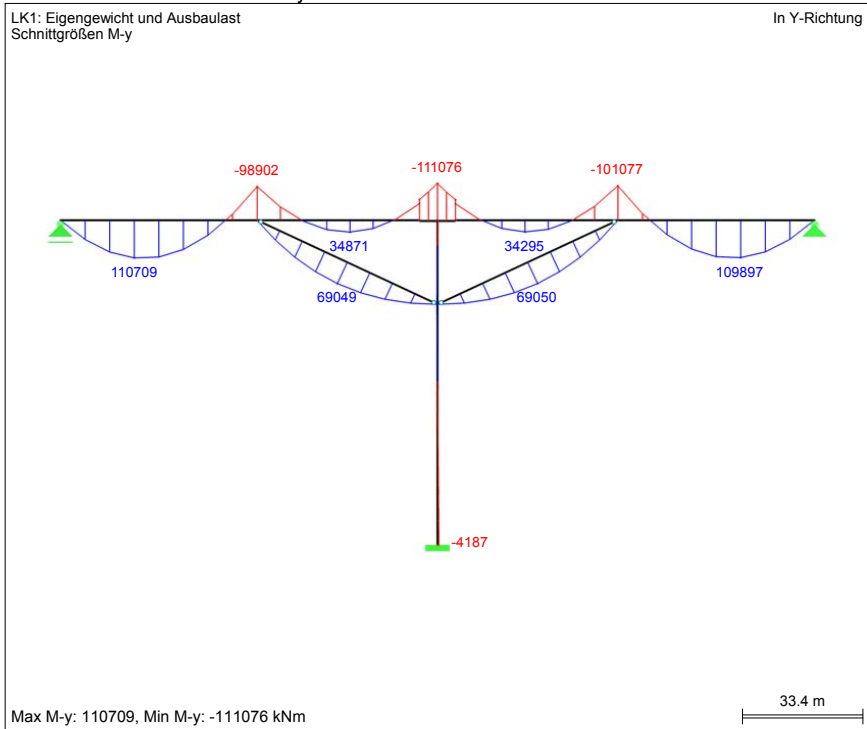


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

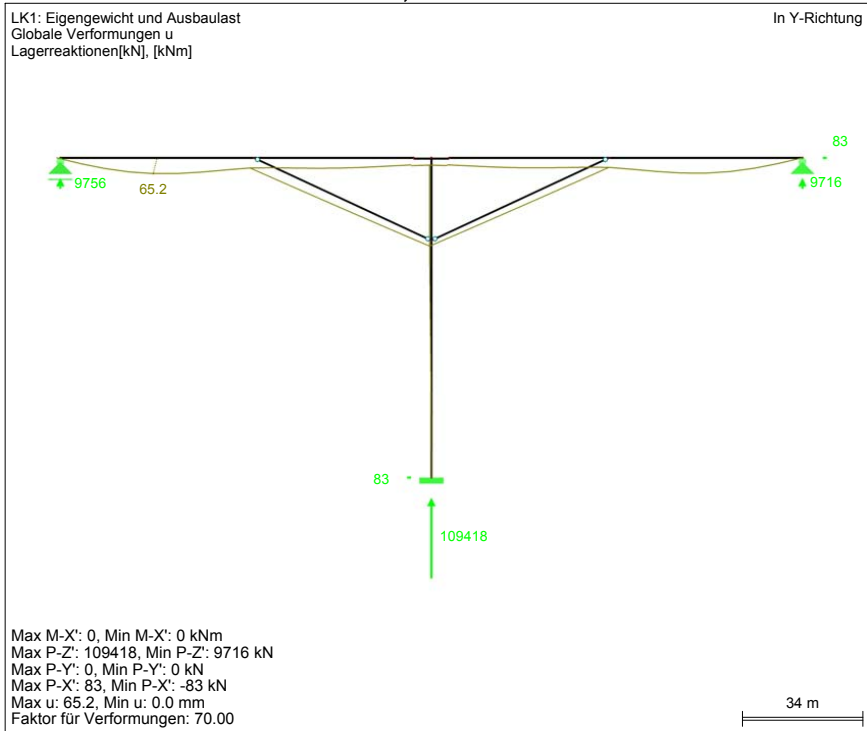


Druckstreben 400 · EA

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

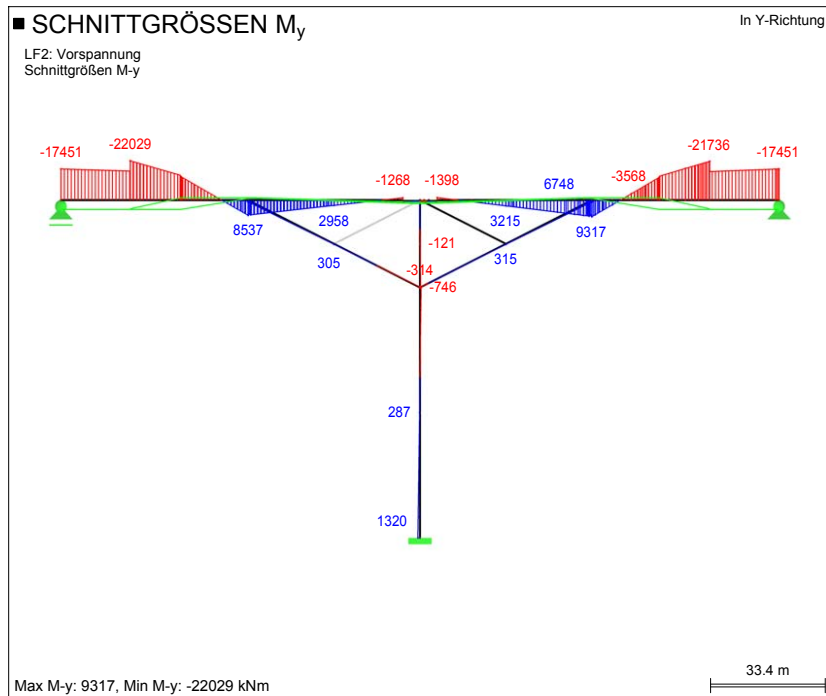
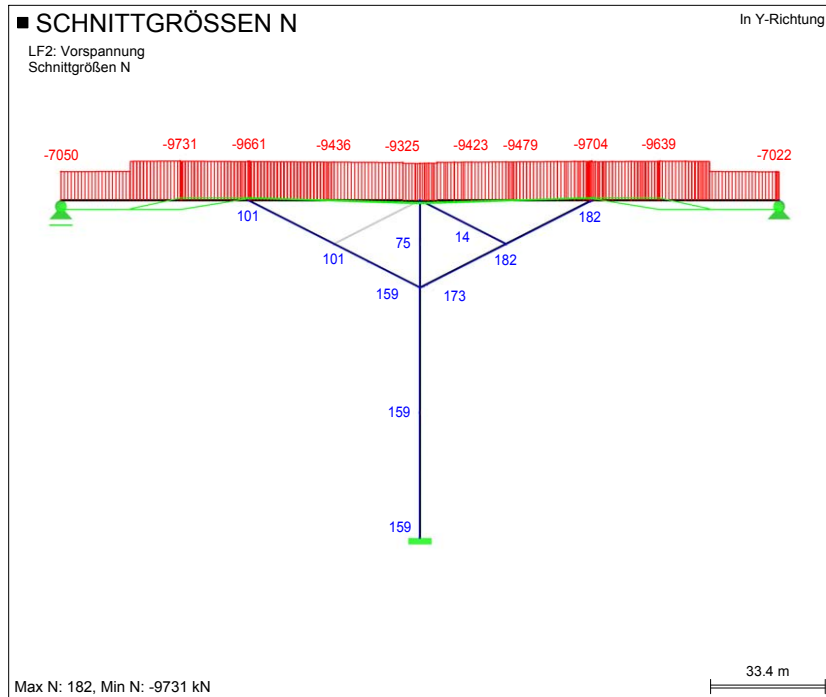


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

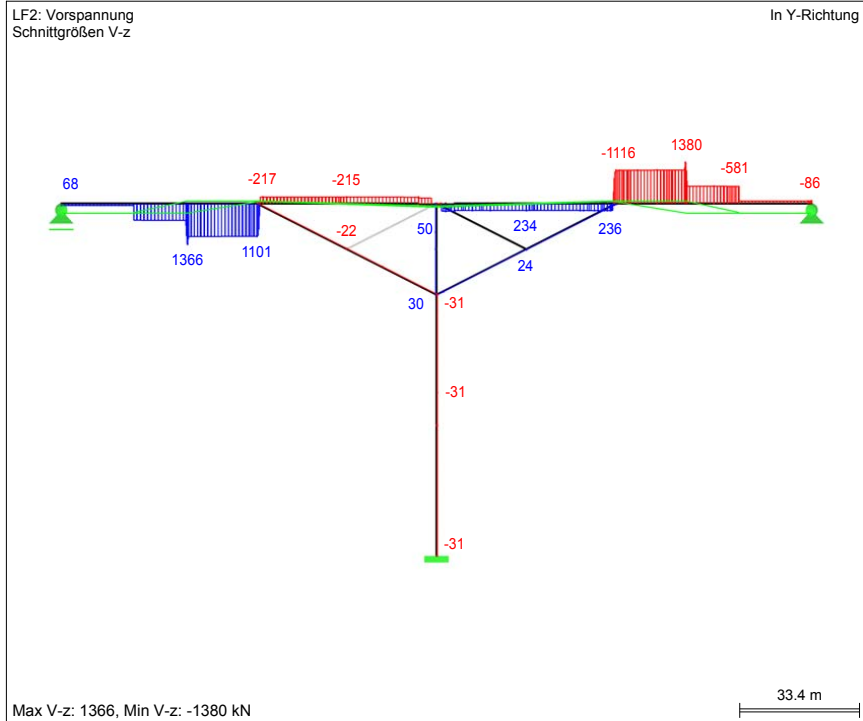


A.3 Entwurf der Spanngliedführung

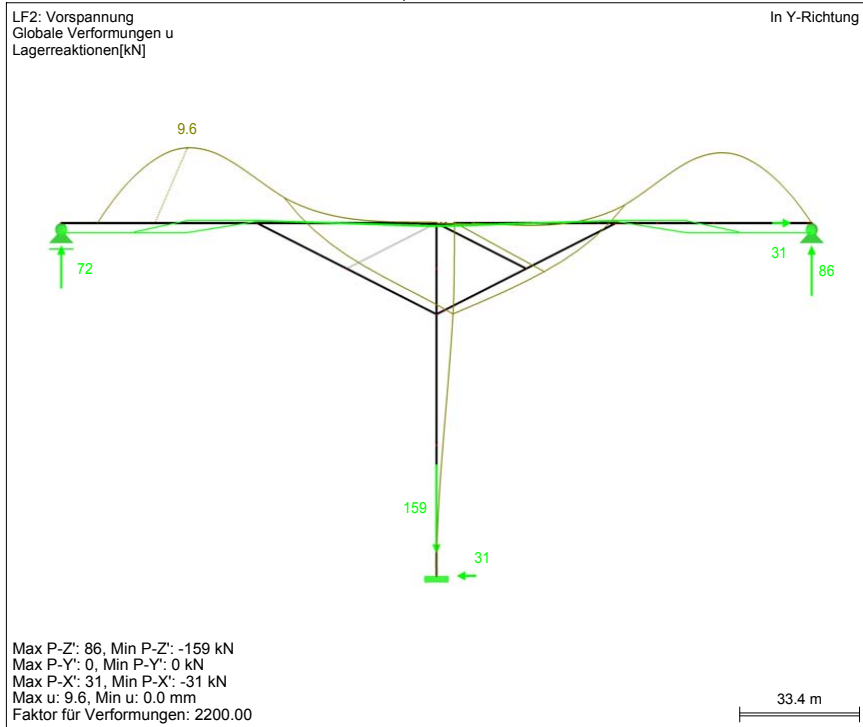
Vorspannung Typ A1 und A2: Schnittgrößen und Spannungen



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



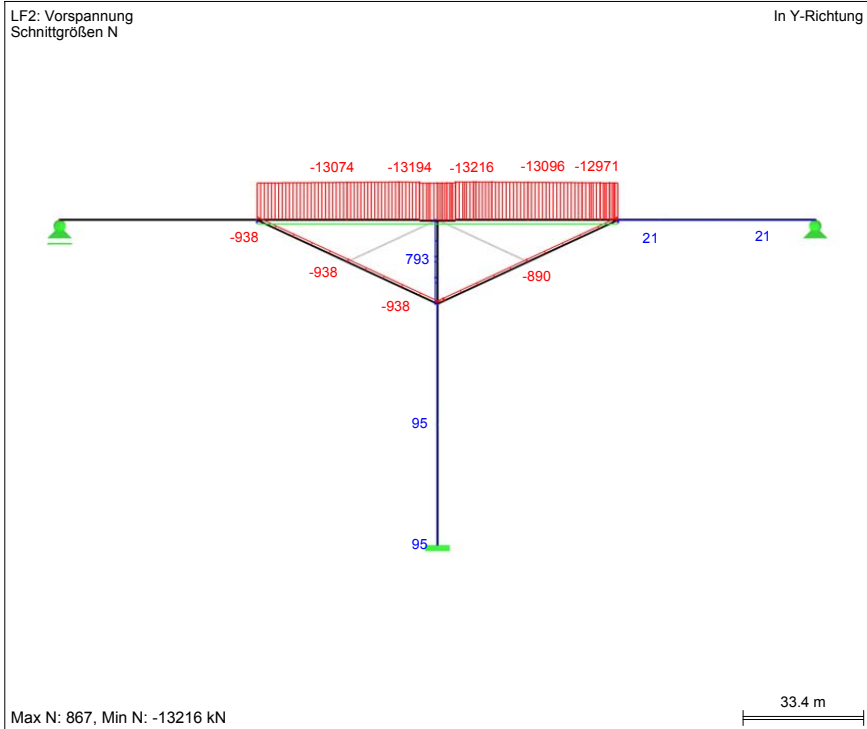
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



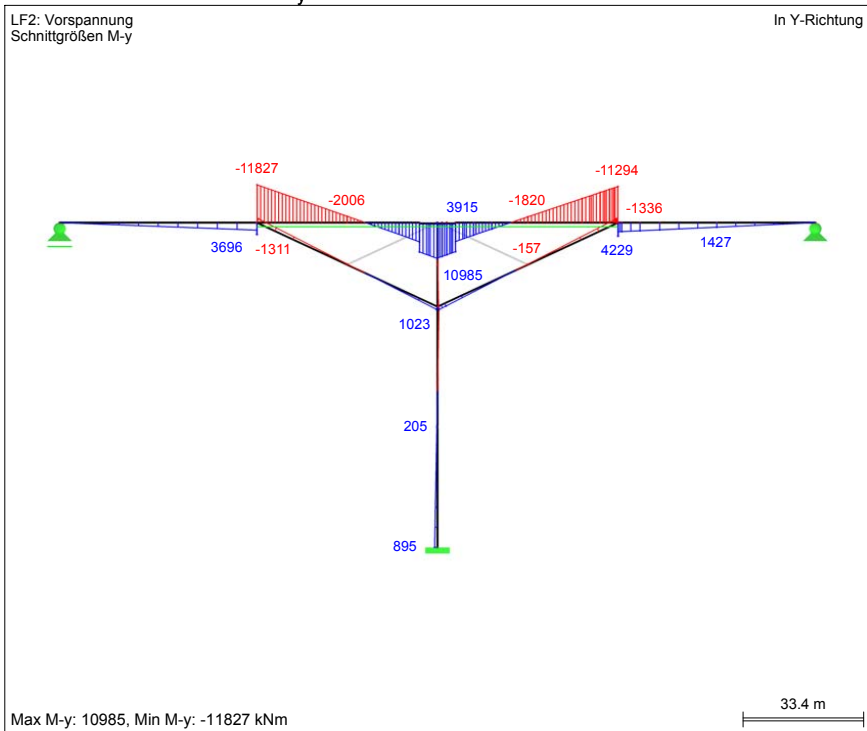
Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Vorspannung Typ A1 (2x6-7) und A2 (2x6-19)						
Alle Werte charakteristisch. Ohne Kriech- bzw. Schwindverluste.						
KQS	Quer- schnitt	N_p [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$V_{z,p}$ [kN]	$\sigma_{p,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,unten}$ [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	-7.019	-17.435	-82	0,26	-2,69
BT102	BT_F_EZ	-7.022	-17.375	-82	0,26	-2,68
BT103	BT_F_EZ	-9.639	-17.729	-581	0,06	-2,93
BT104	BT_F_EZ	-9.596	-3.568	-1.123	-0,60	-1,20
BT105	BT_F_EZ	-9.564	2.615	-1.120	-0,89	-0,45
BT106	BT_F_EZ	-9.535	8.203	-1.116	-1,15	0,23
BT107	BT_F_EZ	-9.607	8.559	236	-1,18	0,27
BT108	BT_F_EZ	-9.592	7.938	236	-1,14	0,20
BT109	BT_F_EZ	-9.564	6.748	236	-1,09	0,05
BT110	BT_F_EZ	-9.479	3.215	234	-0,91	-0,37
BT111	BT_F_EZ	-9.423	893	233	-0,80	-0,65
BT112	BT_F_EZ	-9.395	-256	232	-0,74	-0,79
BT113	BT_S_EZ	-9.354	123	231	-0,69	-0,67
BT114	BT_S_EZ	-9.319	-127	-31	-0,67	-0,69
DS201	DS_EZ	173	-8	13	0,02	0,02
DS202	DS_EZ	182	315	24	-0,10	0,14
DS303	DS_EZ	182	953	24	-0,33	0,38
PF301	PF_u_EZ	159	1.320	-31	-0,11	0,14
PF302	PF_u_EZ	159	287	-31	-0,01	0,05
PF303	PF_o_EZ	75	-121	30	0,05	-0,02

Vorspannung Typ B2: Schnittgrößen und Spannungen

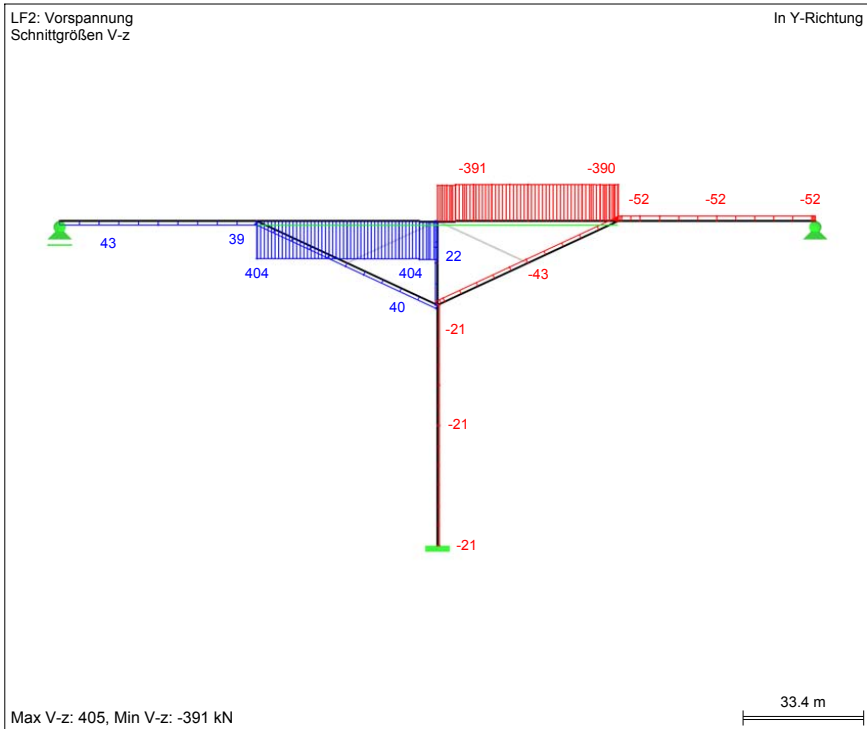
■ SCHNITTGRÖSSEN N



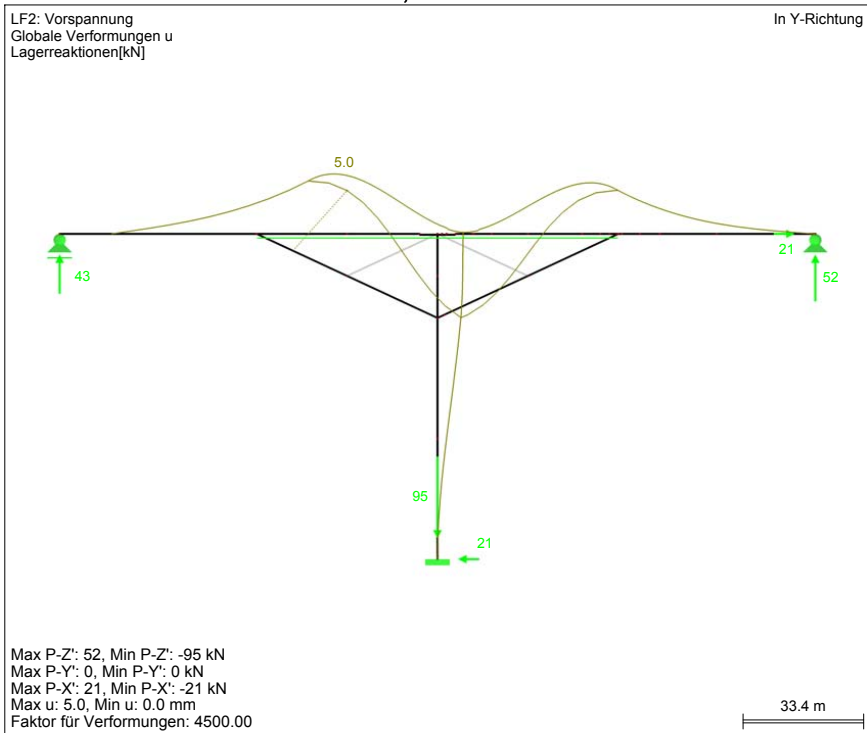
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



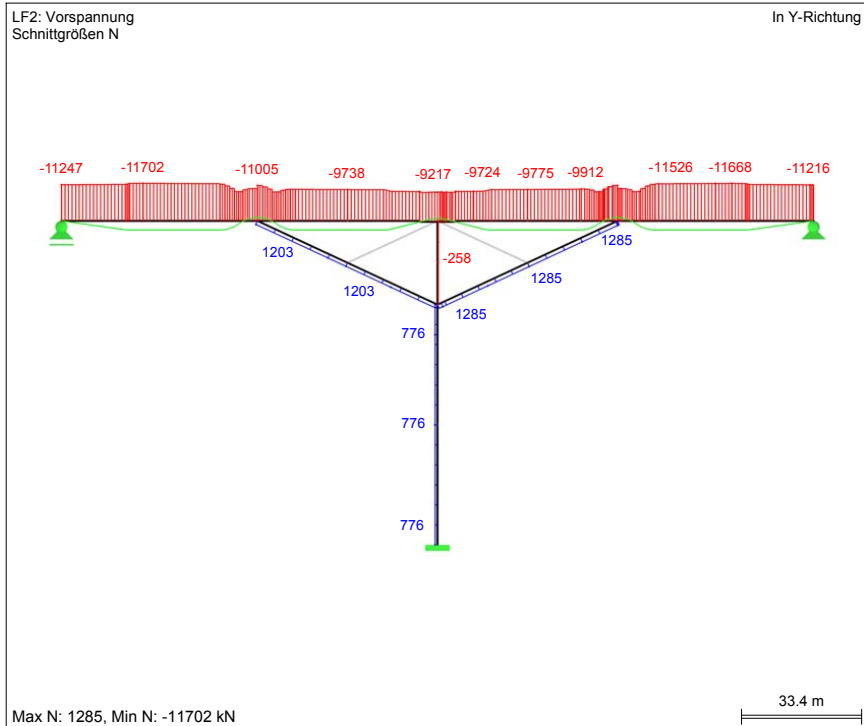
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



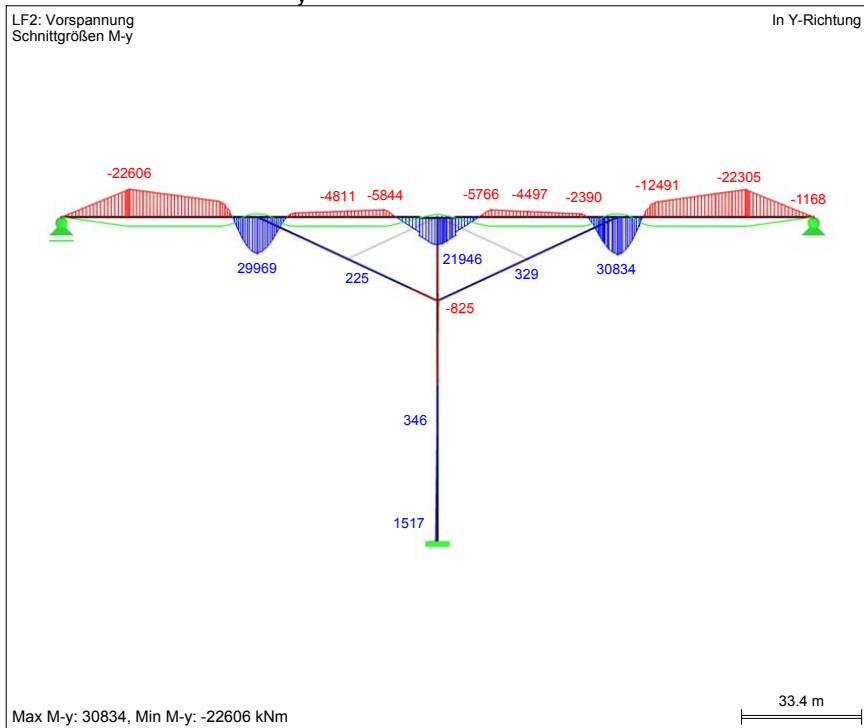
Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Vorspannung Typ B2 (2x6-37)						
Alle Werte charakteristisch. Ohne Kriech- bzw. Schwindverluste.						
KQS	Quer- schnitt	N_p [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$V_{z,p}$ [kN]	$\sigma_{p,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,unten}$ [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	21	10	-52	0,00	0,00
BT102	BT_F_EZ	21	52	-52	0,00	0,01
BT103	BT_F_EZ	21	1.427	-52	-0,07	0,18
BT104	BT_F_EZ	21	2.252	-52	-0,10	0,28
BT105	BT_F_EZ	21	2.540	-52	-0,12	0,31
BT106	BT_F_EZ	21	2.802	-52	-0,13	0,34
BT107	BT_F_EZ	-12.908	-10.422	-388	-0,54	-2,31
BT108	BT_F_EZ	-12.929	-9.436	-389	-0,59	-2,19
BT109	BT_F_EZ	-12.971	-7.535	-390	-0,69	-1,96
BT110	BT_F_EZ	-13.096	-1.820	-391	-0,97	-1,27
BT111	BT_F_EZ	-13.180	1.995	-391	-1,15	-0,82
BT112	BT_F_EZ	-13.213	3.911	-391	-1,25	-0,59
BT113	BT_S_EZ	-13.148	9.812	-390	-1,39	-0,11
BT114	BT_S_EZ	-13.137	10.329	-390	-1,41	-0,06
DS201	DS_EZ	-890	929	-43	-0,46	0,24
DS202	DS_EZ	-890	-157	-43	-0,05	-0,17
DS303	DS_EZ	-890	-1.314	-43	0,38	-0,60
PF301	PF_u_EZ	95	895	-21	-0,08	0,10
PF302	PF_u_EZ	95	205	-21	-0,01	0,03
PF303	PF_o_EZ	793	-87	22	0,19	0,14

Vorspannung Typ C: Schnittgrößen und Spannungen

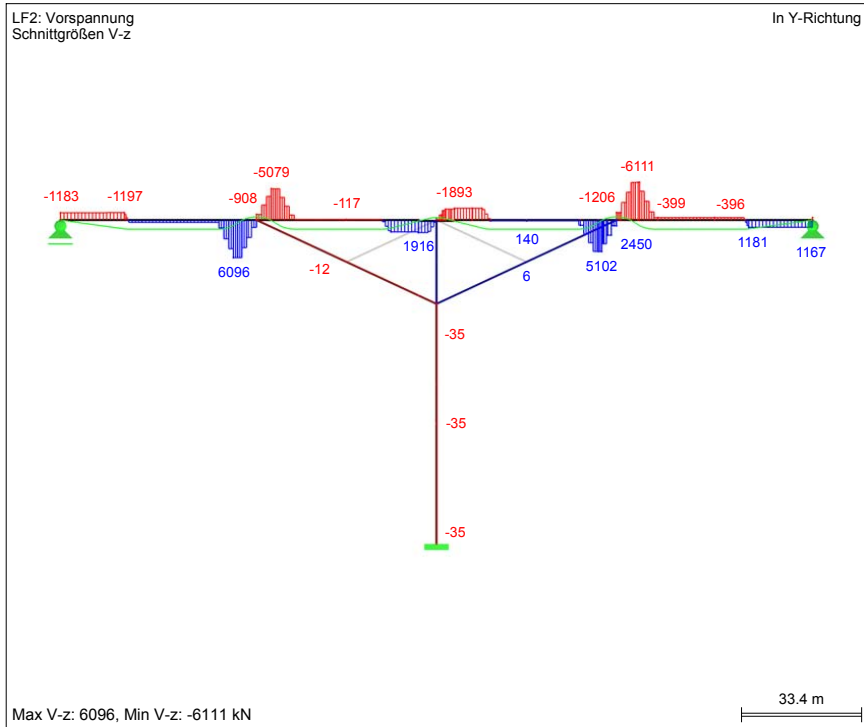
■ SCHNITTGRÖSSEN N



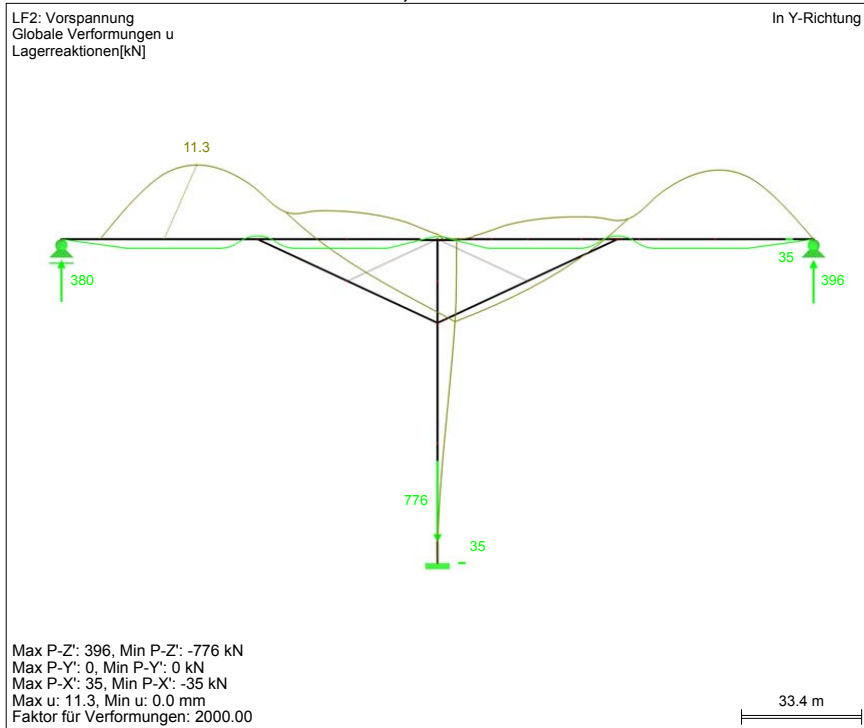
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



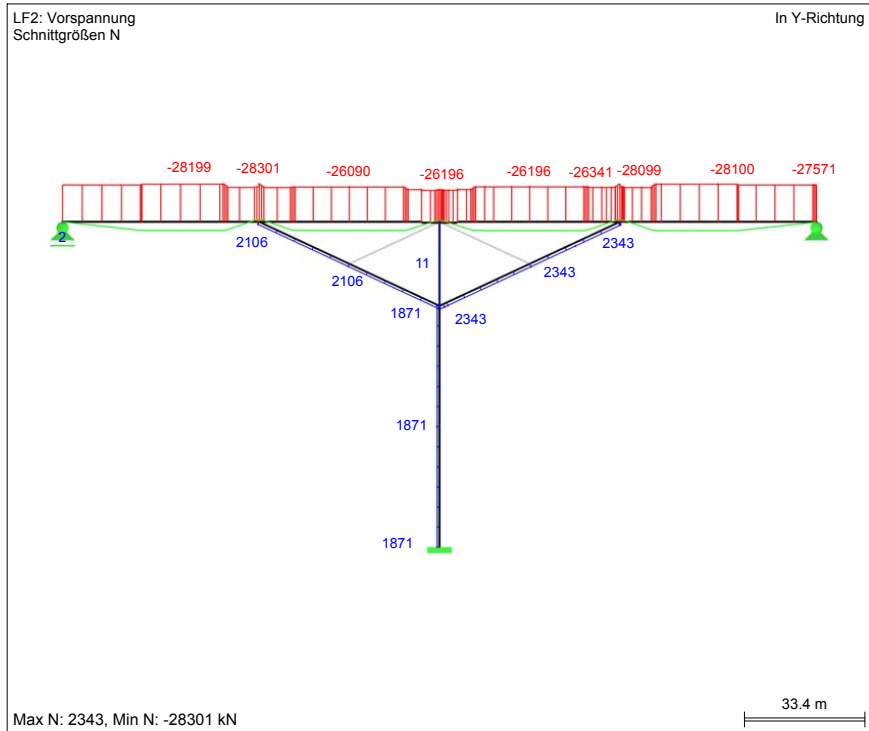
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



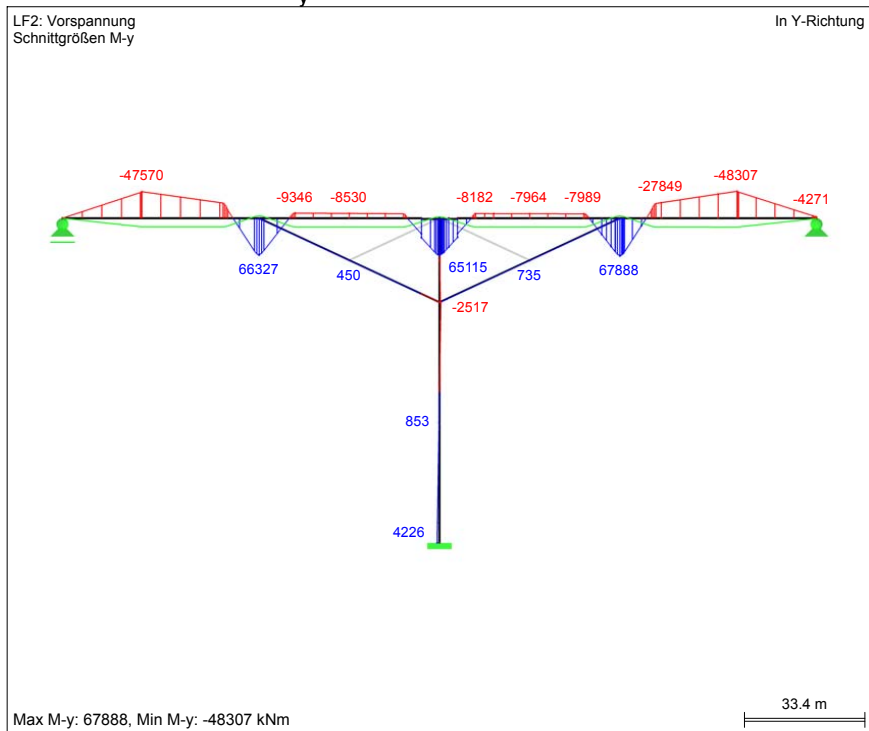
Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Vorspannung Typ C (2x6-31)						
Alle Werte charakteristisch. Ohne Kriech- bzw. Schwindverluste.						
KQS	Quer- schnitt	N _p [kN]	M _{y,p} [kNm]	V _{z,p} [kN]	σ _{p,oben} [N/mm ²]	σ _{p,unten} [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	-11.212	-233	1.167	-0,89	-0,93
BT102	BT_F_EZ	-11.216	-1.168	1.167	-0,85	-1,04
BT103	BT_F_EZ	-11.636	-19.035	-396	-0,04	-3,25
BT104	BT_F_EZ	-11.526	-12.491	-399	-0,34	-2,45
BT105	BT_F_EZ	-9.101	7.397	-6.111	-1,08	0,17
BT106	BT_F_EZ	-10.073	29.634	-1.206	-2,21	2,80
BT107	BT_F_EZ	-10.593	26.029	2.449	-2,08	2,32
BT108	BT_F_EZ	-9.066	15.087	5.099	-1,44	1,11
BT109	BT_F_EZ	-9.912	-2.390	843	-0,68	-1,09
BT110	BT_F_EZ	-9.775	-4.497	140	-0,57	-1,33
BT111	BT_F_EZ	-9.724	-5.766	140	-0,51	-1,48
BT112	BT_F_EZ	-9.192	2.865	-1.899	-0,87	-0,39
BT113	BT_S_EZ	-9.155	19.036	-1.889	-1,51	0,98
BT114	BT_S_EZ	-9.217	21.086	-949	-1,60	1,16
DS201	DS_EZ	1.285	167	6	0,10	0,22
DS202	DS_EZ	1.285	329	6	0,04	0,28
DS303	DS_EZ	1.285	506	7	-0,03	0,35
PF301	PF_u_EZ	776	1.517	-35	-0,06	0,23
PF302	PF_u_EZ	776	346	-35	0,05	0,12
PF303	PF_o_EZ	-258	-148	37	-0,02	-0,09

Vorspannung Typ E: Schnittgrößen und Spannungen

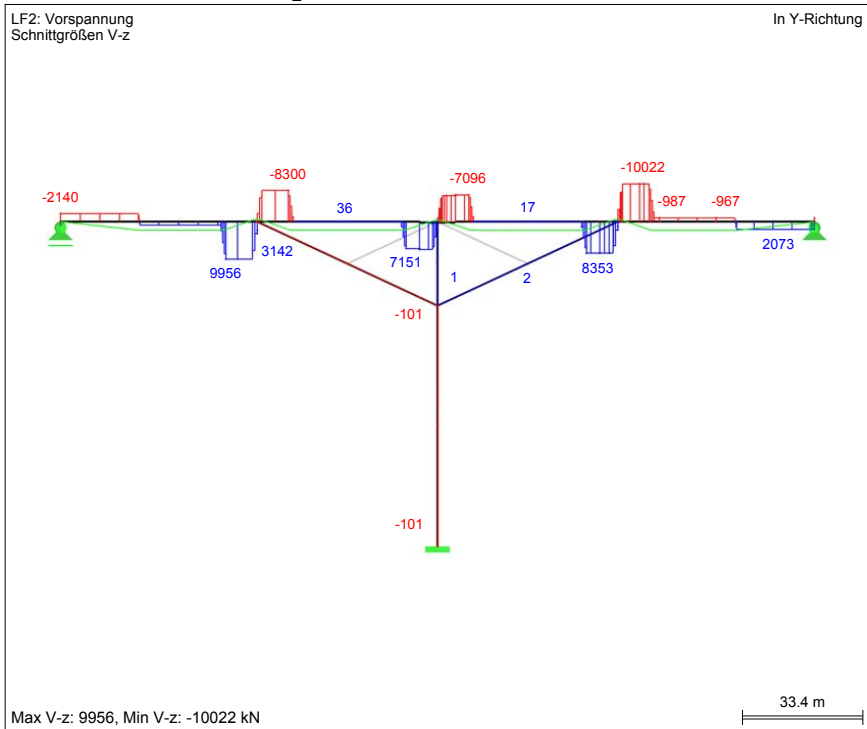
■ SCHNITTGRÖSSEN N



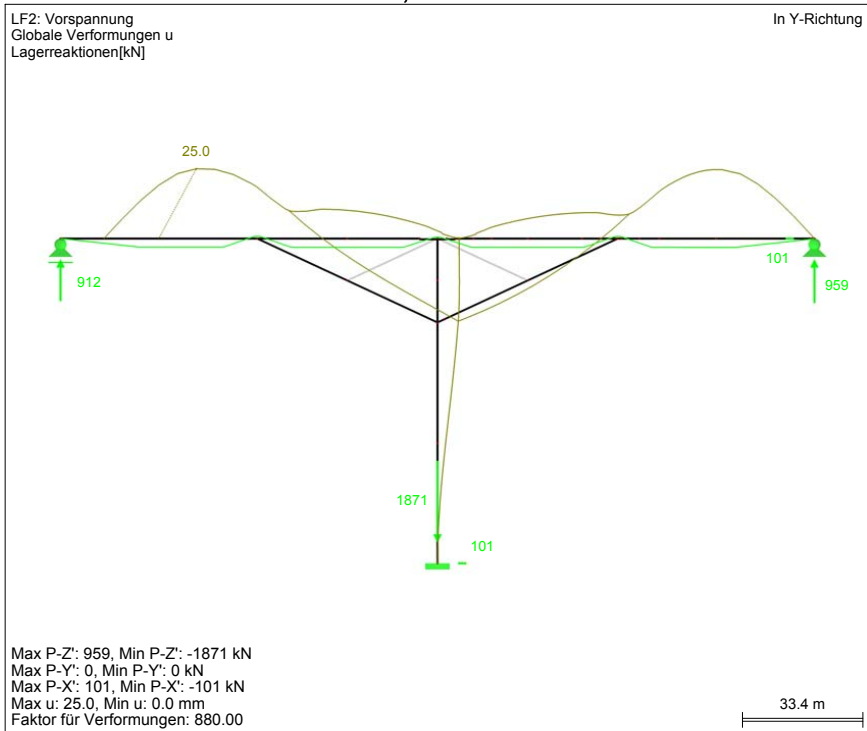
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



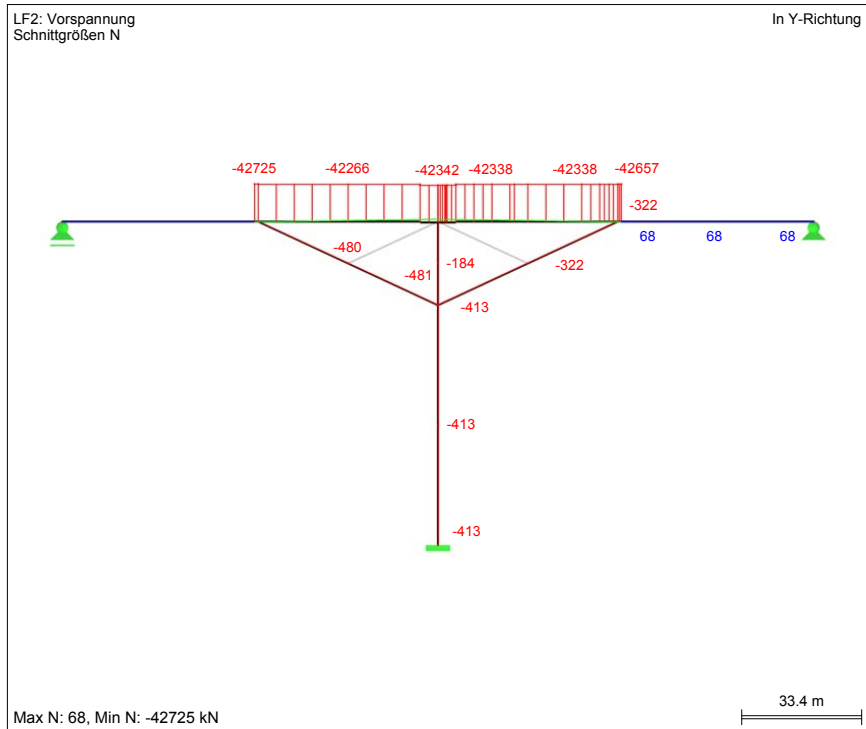
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



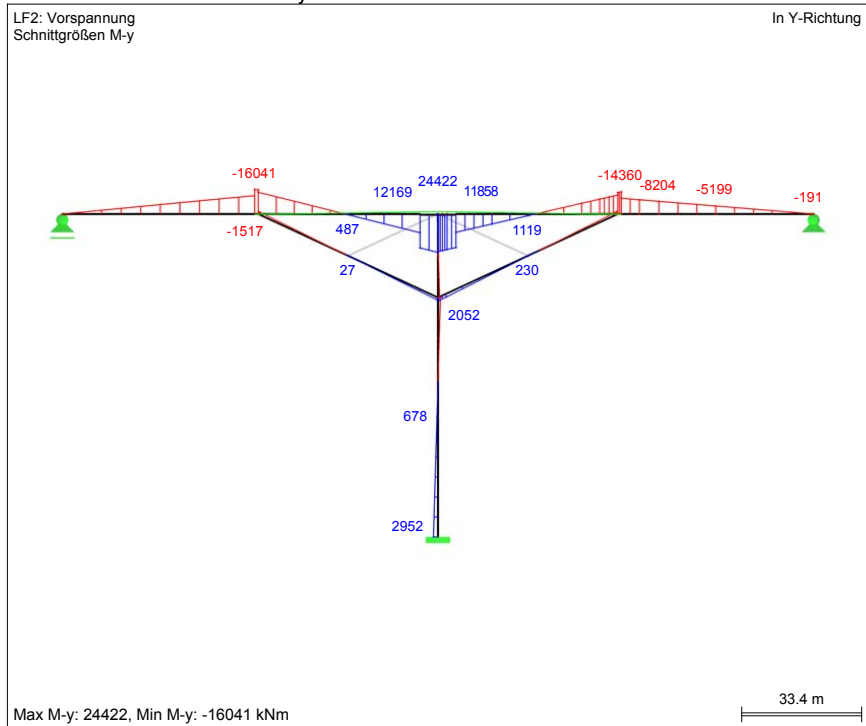
Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Vorspannung Typ E (4x6-37)						
Alle Werte charakteristisch. Ohne Kriech- bzw. Schwindverluste.						
KQS	Quer- schnitt	N _p [kN]	M _{v,p} [kNm]	V _{z,p} [kN]	σ _{p,oben} [N/mm ²]	σ _{p,unten} [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	-27.571	-2.612	2.073	-2,09	-2,53
BT102	BT_F_EZ	-27.571	-4.271	2.073	-2,01	-2,73
BT103	BT_F_EZ	-28.100	-43.254	-967	-0,22	-7,52
BT104	BT_F_EZ	-28.099	-27.849	-987	-0,94	-5,65
BT105	BT_F_EZ	-25.643	13.533	-10.022	-2,70	-0,41
BT106	BT_F_EZ	-26.051	63.066	-7.745	-5,07	5,58
BT107	BT_F_EZ	-25.780	51.157	8.348	-4,49	4,16
BT108	BT_F_EZ	-25.779	29.438	8.351	-3,46	1,51
BT109	BT_F_EZ	-26.321	-7.987	1.388	-1,74	-3,09
BT110	BT_F_EZ	-26.196	-7.964	17	-1,73	-3,07
BT111	BT_F_EZ	-26.196	-8.116	14	-1,72	-3,09
BT112	BT_F_EZ	-26.196	-8.182	12	-1,72	-3,10
BT113	BT_S_EZ	-24.197	50.470	-7.092	-3,99	2,61
BT114	BT_S_EZ	-24.317	59.690	-6.420	-4,40	3,40
DS201	DS_EZ	2.343	695	1	0,03	0,55
DS202	DS_EZ	2.343	735	2	0,02	0,57
DS303	DS_EZ	2.343	791	2	0,00	0,59
PF301	PF_u_EZ	1.871	4.226	-101	-0,20	0,62
PF302	PF_u_EZ	1.871	853	-101	0,13	0,29
PF303	PF_o_EZ	11	-472	106	0,13	-0,12

Vorspannung Typ ES: Schnittgrößen und Spannungen

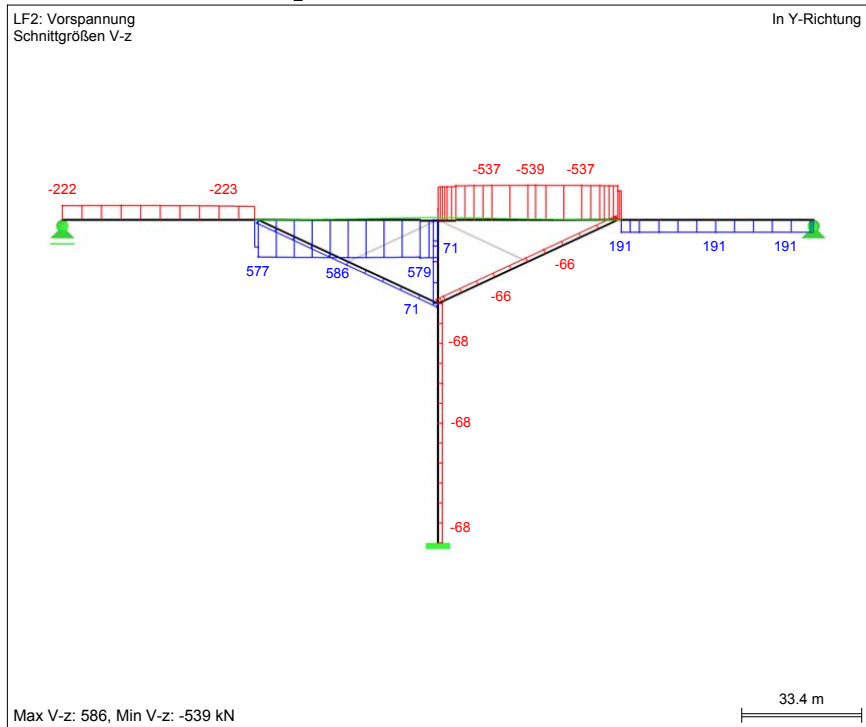
■ SCHNITTGRÖSSEN N



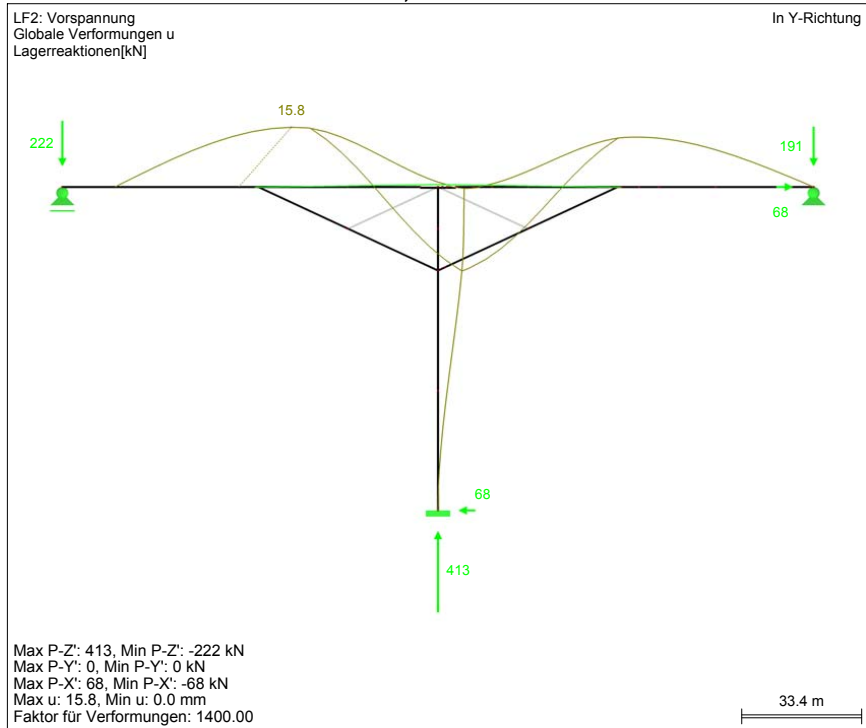
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



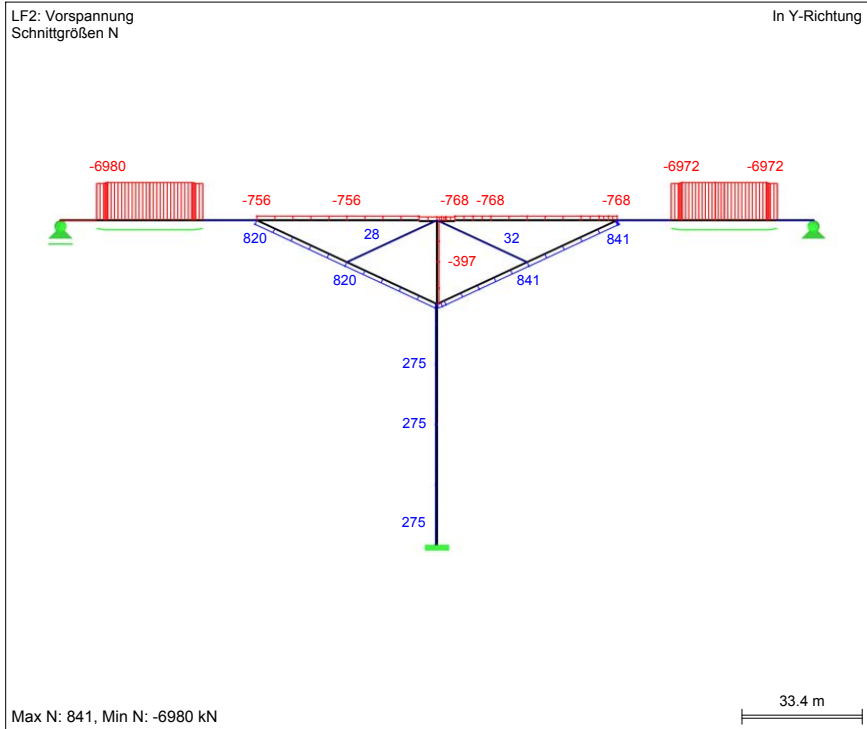
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



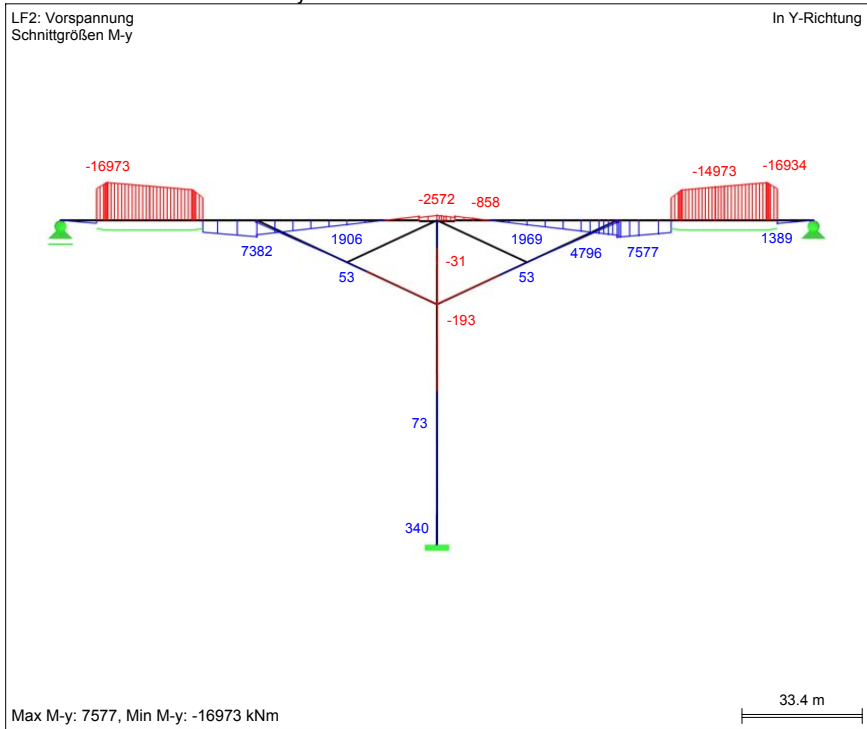
Schnittgrößen und Spannungen zufolge:						
Vorspannung Typ ES (6x6-37)						
Alle Werte charakteristisch. Ohne Kriech- bzw. Schwindverluste.						
KQS	Quer-schnitt	N_p [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$V_{z,p}$ [kN]	$\sigma_{p,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,unten}$ [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	68	-38	191	0,01	0,00
BT102	BT_F_EZ	68	-191	191	0,01	-0,02
BT103	BT_F_EZ	68	-5.199	191	0,25	-0,63
BT104	BT_F_EZ	68	-8.204	191	0,39	-0,99
BT105	BT_F_EZ	68	-9.253	191	0,44	-1,12
BT106	BT_F_EZ	68	-10.207	191	0,49	-1,24
BT107	BT_F_EZ	-42.338	-11.034	-533	-2,88	-4,74
BT108	BT_F_EZ	-42.338	-9.645	-534	-2,94	-4,57
BT109	BT_F_EZ	-42.338	-6.965	-537	-3,07	-4,25
BT110	BT_F_EZ	-42.338	1.119	-539	-3,45	-3,26
BT111	BT_F_EZ	-42.338	6.506	-537	-3,71	-2,61
BT112	BT_F_EZ	-42.338	9.188	-535	-3,83	-2,28
BT113	BT_S_EZ	-42.338	22.558	-530	-4,08	-1,13
BT114	BT_S_EZ	-42.338	23.246	-528	-4,11	-1,07
DS201	DS_EZ	-322	1.906	-66	-0,75	0,67
DS202	DS_EZ	-322	230	-66	-0,13	0,05
DS303	DS_EZ	-322	-1.560	-66	0,54	-0,63
PF301	PF_u_EZ	-413	2.952	-68	-0,33	0,24
PF302	PF_u_EZ	-413	678	-68	-0,11	0,02
PF303	PF_o_EZ	-184	-285	71	0,04	-0,11

Vorspannung Typ LF: Schnittgrößen und Spannungen

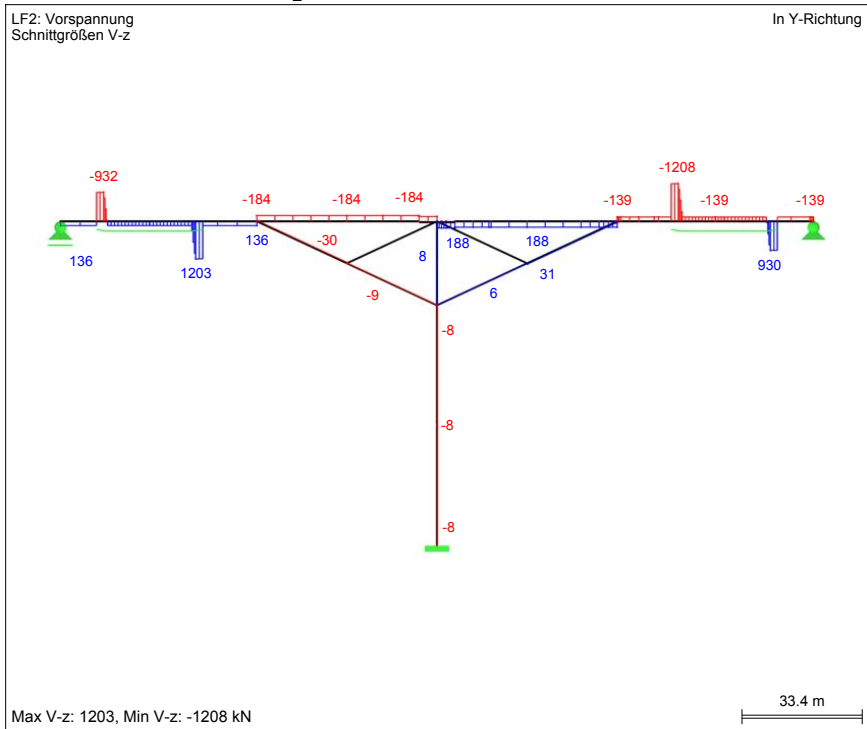
■ SCHNITTGRÖSSEN N



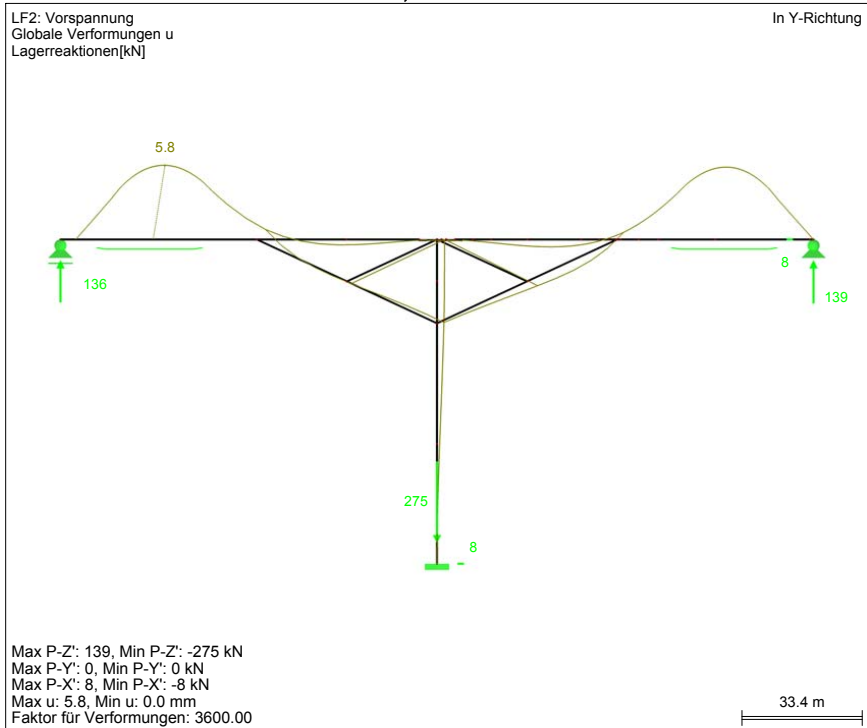
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN

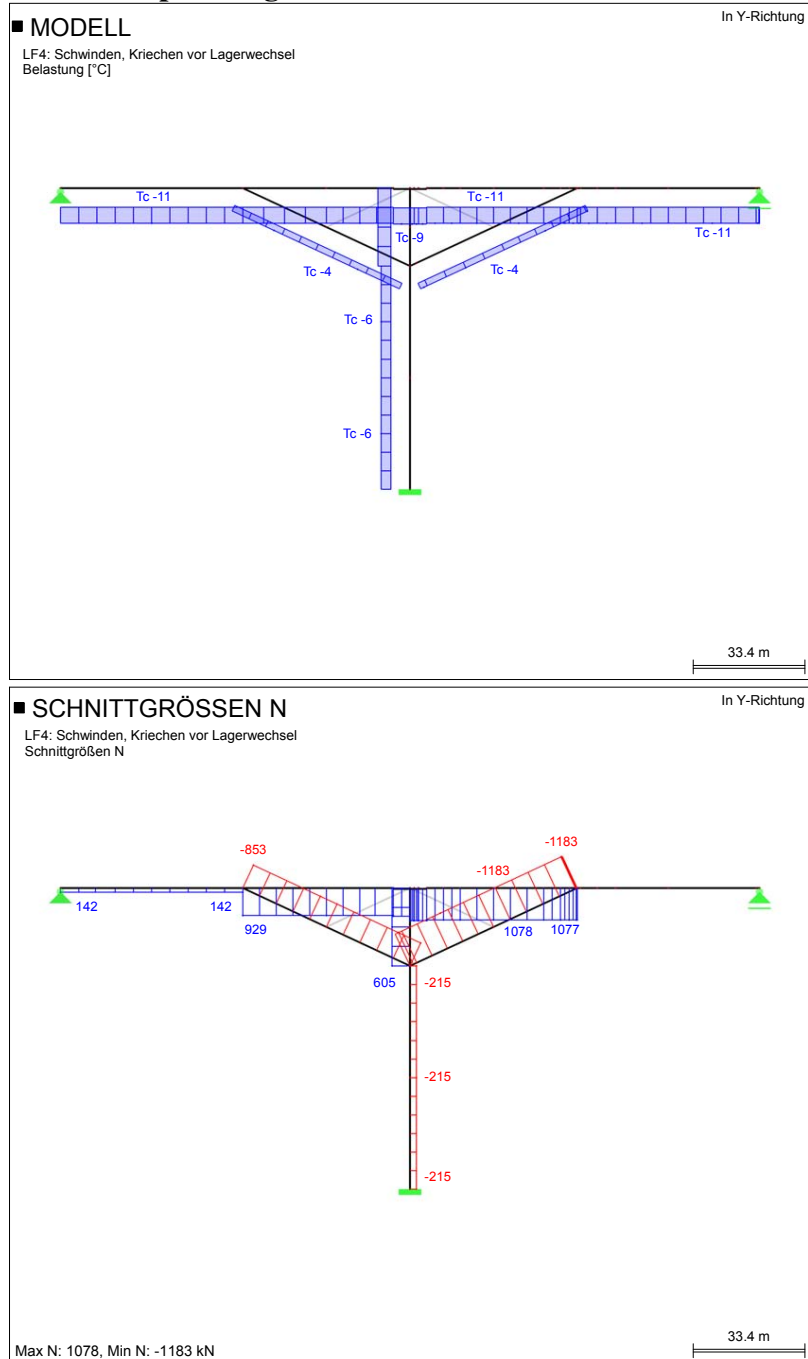


Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Vorspannung Typ LF (je 2x6-19)						
Alle Werte charakteristisch. Ohne Kriech- bzw. Schwindverluste.						
KQS	Quer- schnitt	N_p [kN]	$M_{y,p}$ [kNm]	$V_{z,p}$ [kN]	$\sigma_{p,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,unten}$ [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	8	28	-139	0,00	0,00
BT102	BT_F_EZ	8	139	-139	-0,01	0,02
BT103	BT_F_EZ	-6.972	-14.973	-139	0,15	-2,38
BT104	BT_F_EZ	8	5.977	-139	-0,28	0,73
BT105	BT_F_EZ	8	6.742	-139	-0,32	0,82
BT106	BT_F_EZ	8	7.438	-139	-0,35	0,91
BT107	BT_F_EZ	-768	6.227	188	-0,36	0,70
BT108	BT_F_EZ	-768	5.738	188	-0,33	0,64
BT109	BT_F_EZ	-768	4.796	188	-0,29	0,52
BT110	BT_F_EZ	-768	1.969	188	-0,15	0,18
BT111	BT_F_EZ	-768	84	188	-0,07	-0,05
BT112	BT_F_EZ	-768	-858	188	-0,02	-0,17
BT113	BT_S_EZ	-768	-2.092	188	0,04	-0,24
BT114	BT_S_EZ	-768	-2.337	188	0,05	-0,26
DS201	DS_EZ	821	-109	6	0,14	0,06
DS202	DS_EZ	841	53	31	0,09	0,12
DS303	DS_EZ	841	882	31	-0,23	0,44
PF301	PF_u_EZ	275	340	-8	0,00	0,06
PF302	PF_u_EZ	275	73	-8	0,02	0,04
PF303	PF_o_EZ	-397	-31	8	-0,08	-0,09

A.4 Nachweise im Serviceability Limit State (SLS)

A.4.1 SLS-Lehrgerüstzustand

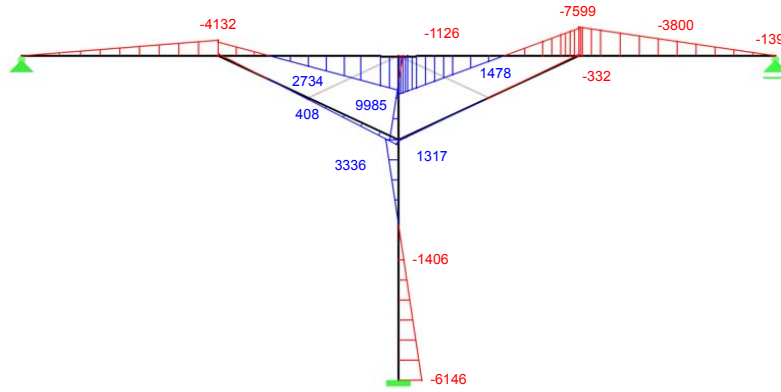
LF4: Schnittgrößen und Spannungen



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

LF4: Schwinden, Kriechen vor Lagerwechsel
Schnittgrößen M_y

In Y-Richtung

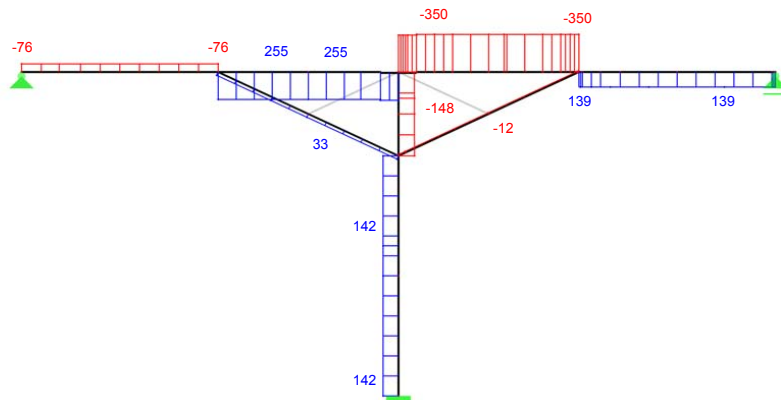


Max M_y : 9985, Min M_y : -7599 kNm

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

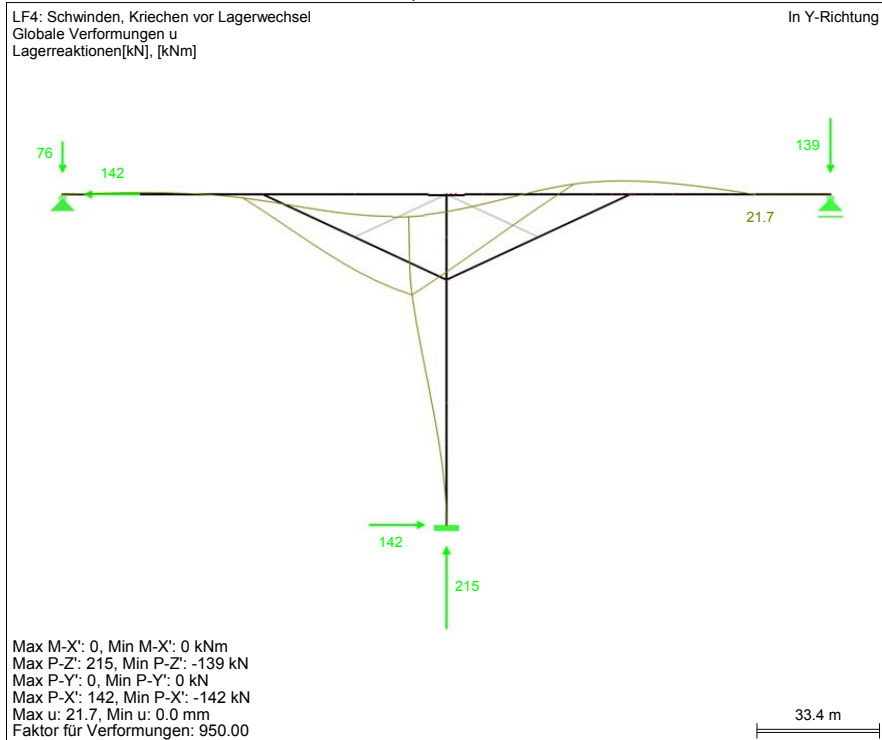
LF4: Schwinden, Kriechen vor Lagerwechsel
Schnittgrößen V_z

In Y-Richtung



Max V_z : 255, Min V_z : -350 kN

■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



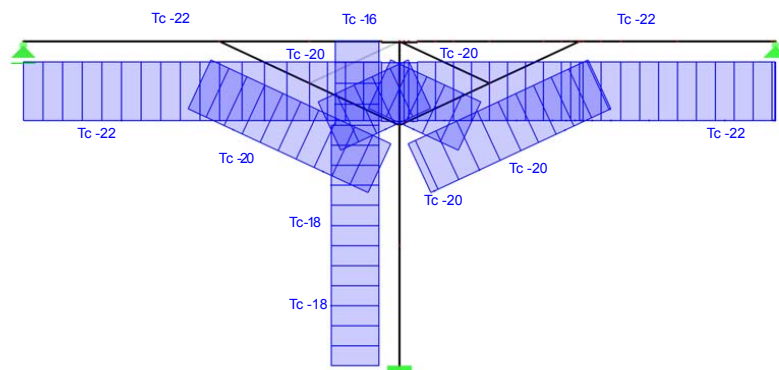
Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Schwinden und Kriechen vor Festpunktwechsel						
Alle Werte charakteristisch.						
KQS	Quer-schnitt	N_G [kN]	$M_{y,G}$ [kNm]	$V_{z,G}$ [kN]	$\sigma_{G,oben}$ [N/mm ²]	$\sigma_{G,unten}$ [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	0	-28	139	0,00	0,00
BT102	BT_F_EZ	0	-139	139	0,01	-0,02
BT103	BT_F_EZ	0	-3.800	139	0,18	-0,46
BT104	BT_F_EZ	0	-5.996	139	0,28	-0,73
BT105	BT_F_EZ	0	-6.762	139	0,32	-0,82
BT106	BT_F_EZ	0	-7.460	139	0,35	-0,91
BT107	BT_F_EZ	1.077	-6.427	-350	0,39	-0,70
BT108	BT_F_EZ	1.077	-5.517	-350	0,35	-0,59
BT109	BT_F_EZ	1.078	-3.768	-350	0,26	-0,37
BT110	BT_F_EZ	1.078	1.478	-350	0,02	0,27
BT111	BT_F_EZ	1.078	4.976	-350	-0,15	0,69
BT112	BT_F_EZ	1.077	6.725	-350	-0,23	0,91
BT113	BT_S_EZ	1.077	9.093	-350	-0,32	0,87
BT114	BT_S_EZ	1.077	9.548	-350	-0,34	0,91
DS201	DS_EZ	-1.183	282	-12	-0,25	-0,04
DS202	DS_EZ	-1.183	-12	-12	-0,14	-0,15
DS303	DS_EZ	-1.183	-327	-12	-0,03	-0,27
PF301	PF_u_EZ	-215	-6.146	142	0,57	-0,62
PF302	PF_u_EZ	-215	-1.406	142	0,11	-0,16
PF303	PF_o_EZ	605	600	-148	-0,03	0,29

LF5: Schnittgrößen und Spannungen

■ MODELL

LF5: Schwinden, Kriechen Delta T nach Lagerwechsel
Belastung [°C]

In Y-Richtung

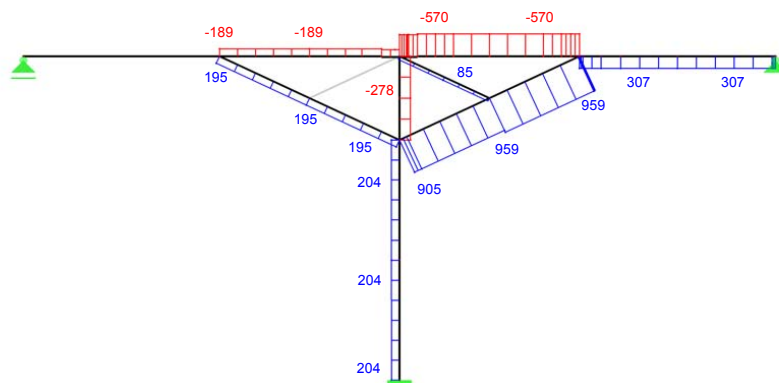


33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN N

LF5: Schwinden, Kriechen Delta T nach Lagerwechsel
Schnittgrößen N

In Y-Richtung



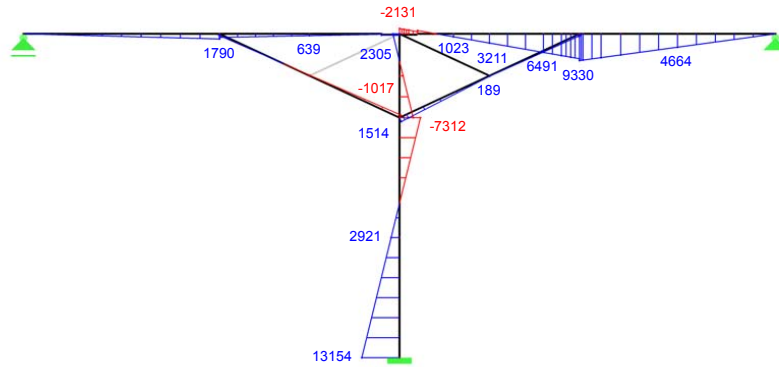
Max N: 959, Min N: -570 kN

33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

LF5: Schwinden, Kriechen Delta T nach Lagerwechsel
Schnittgrößen M-y

In Y-Richtung



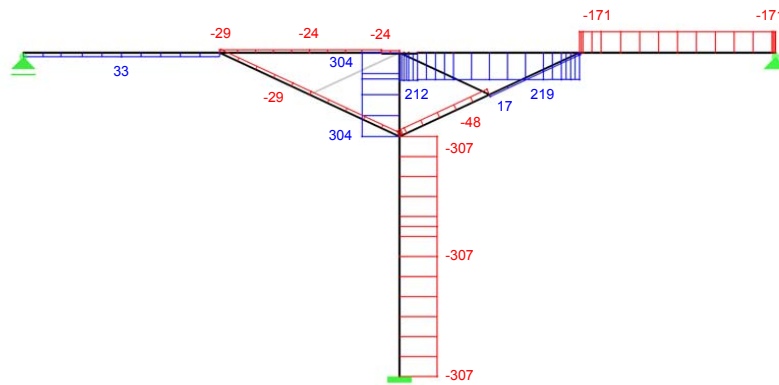
Max M-y: 13154, Min M-y: -7312 kNm

33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

LF5: Schwinden, Kriechen Delta T nach Lagerwechsel
Schnittgrößen V-z

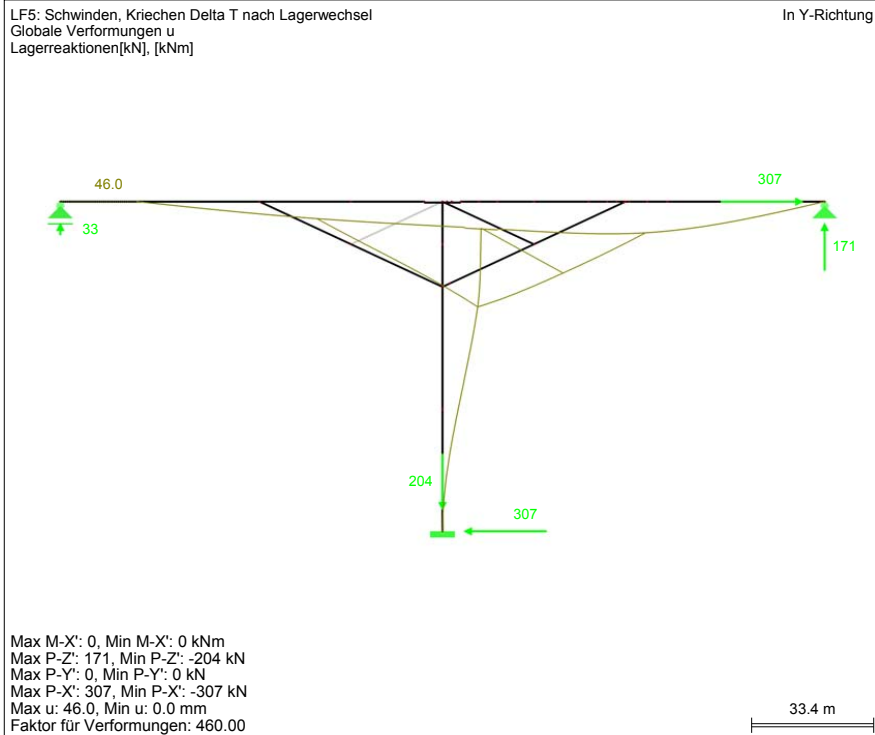
In Y-Richtung



Max V-z: 304, Min V-z: -307 kN

33.4 m

■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Schnittgrößen und Spannungen zufolge: Schwinden, Kriechen und DeltaTemp. nach Festpunktwechsel						
Alle Werte charakteristisch.						
KQS	Quer-schnitt	N _G [kN]	M _{y,G} [kNm]	V _{z,G} [kN]	σ _{G,oben} [N/mm ²]	σ _{G,unten} [N/mm ²]
BT101	BT_F_EZ	307	34	-171	0,02	0,03
BT102	BT_F_EZ	307	171	-171	0,02	0,05
BT103	BT_F_EZ	307	4.664	-171	-0,20	0,59
BT104	BT_F_EZ	307	7.361	-171	-0,32	0,92
BT105	BT_F_EZ	307	8.302	-171	-0,37	1,04
BT106	BT_F_EZ	307	9.158	-171	-0,41	1,14
BT107	BT_F_EZ	-570	8.152	219	-0,43	0,95
BT108	BT_F_EZ	-570	7.584	219	-0,40	0,88
BT109	BT_F_EZ	-570	6.491	219	-0,35	0,74
BT110	BT_F_EZ	-570	3.211	219	-0,20	0,35
BT111	BT_F_EZ	-570	1.023	219	-0,09	0,08
BT112	BT_F_EZ	-570	-70	219	-0,04	-0,05
BT113	BT_S_EZ	-570	-1.573	219	0,03	-0,18
BT114	BT_S_EZ	-570	-1.857	219	0,04	-0,20
DS201	DS_EZ	905	1.408	-48	-0,41	0,64
DS202	DS_EZ	959	189	17	0,05	0,19
DS303	DS_EZ	959	644	17	-0,12	0,36
PF301	PF_u_EZ	204	13.154	-307	-1,25	1,29
PF302	PF_u_EZ	204	2.921	-307	-0,26	0,30
PF303	PF_o_EZ	-278	-1.238	304	0,27	-0,39

A.4.2 Statische Berechnungen der Bauphasen

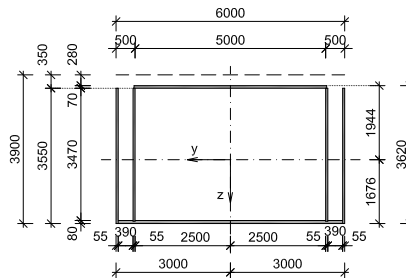
Querschnitte in den Bauphasen inkl. Querschnittswerten [mm]

Querschnitte Brückenträger bis inkl. Bauphase 12

Brückenträger-Bauzustand

Klappzustand (BT_KZ)

A= 1,599 m²
 $W_{y,0} = -1,729$ m³
 $W_{y,u} = 2,006$ m³
 $I_y = 3,362$ m⁴
 g= 39,98 kN/m

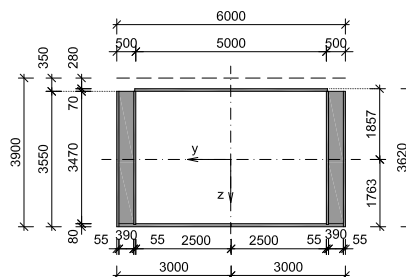


Querschnitte Brückenträger Bauphasen 13-17

Brückenträger-Bauzustand

Stege betoniert (BT_BZ_St)

A= 4,306 m²
 $W_{y,0} = -3,284$ m³
 $W_{y,u} = 3,458$ m³
 $I_y = 6,097$ m⁴
 g= 107,65 kN/m

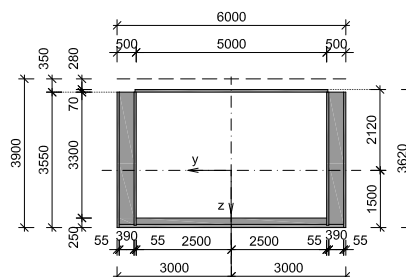


Querschnitte Brückenträger Bauphasen 17-18

Brückenträger-Bauzustand:

Stege und Bodenplatte
(Regelbereich) betoniert
(BT_BZ_BP_F)

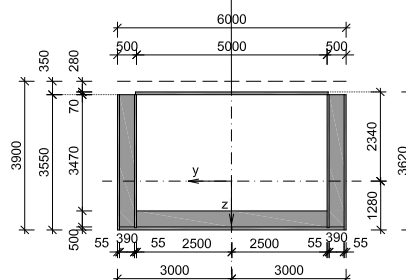
A= 5,156 m²
 $W_{y,0} = -3,732$ m³
 $W_{y,u} = 5,276$ m³
 $I_y = 7,913$ m⁴
 g= 128,9 kN/m



Querschnitte Brückenträger Bauphasen 17-18

Brückenträger-Bauzustand:
Stege und Bodenplatte (Bereich
Pfeiler) betoniert (BT_BZ_BP_S)

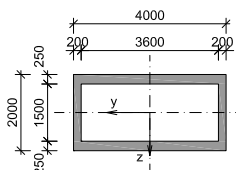
A= 6,406 m²
 $W_{y,0} = -3,929$ m³
 $W_{y,u} = 7,180$ m³
 $I_y = 9,192$ m⁴
 g= 160,15 kN/m



Querschnitt Druckstreben bis inkl. Bauphase 11

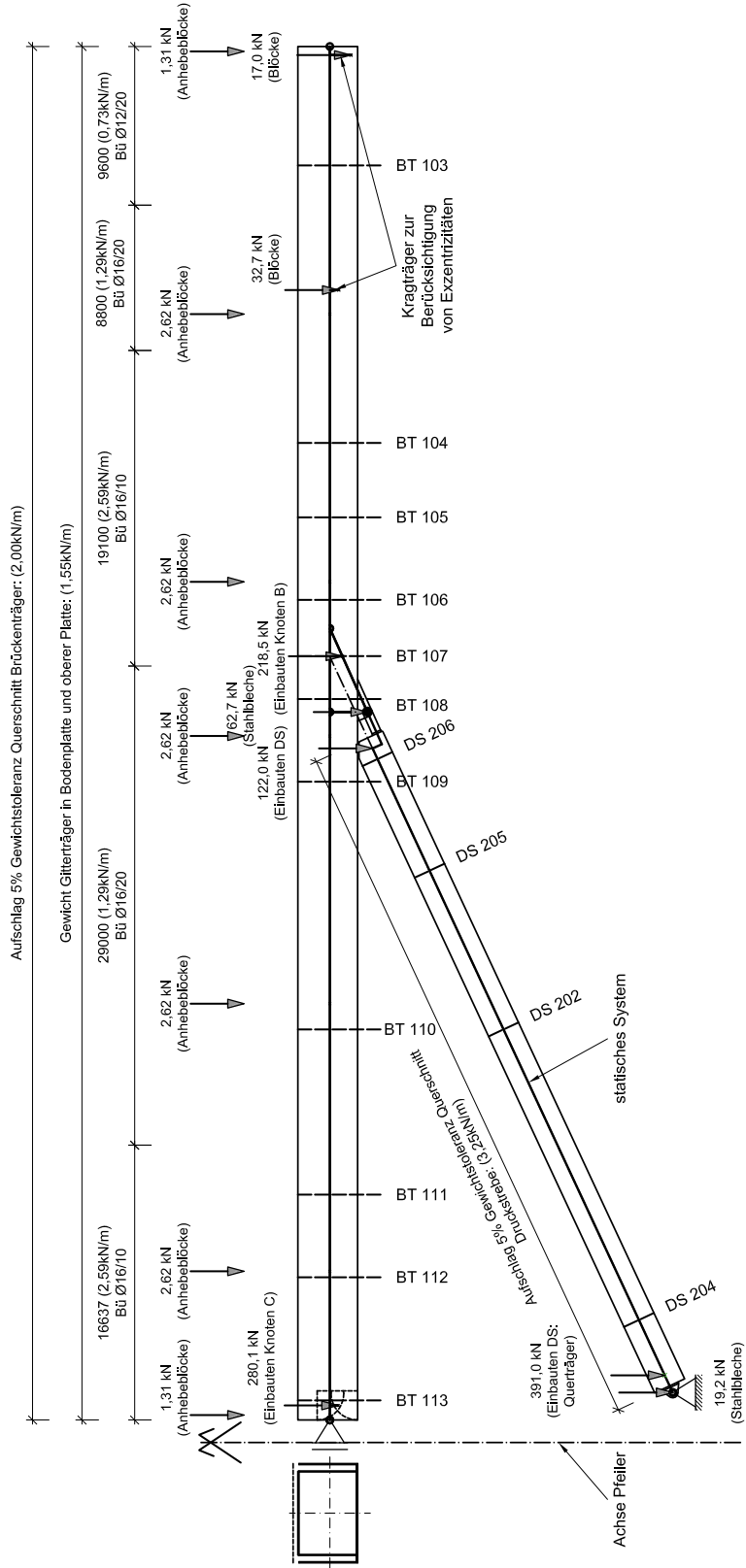
Druckstrebe-Bauzustand
(DS_KZ)

A= 2,60 m²
 $W_{y,0} = -1,654$ m³
 $W_{y,u} = 1,654$ m³
 $I_y = 1,654$ m⁴
 g= 65,0 kN/m



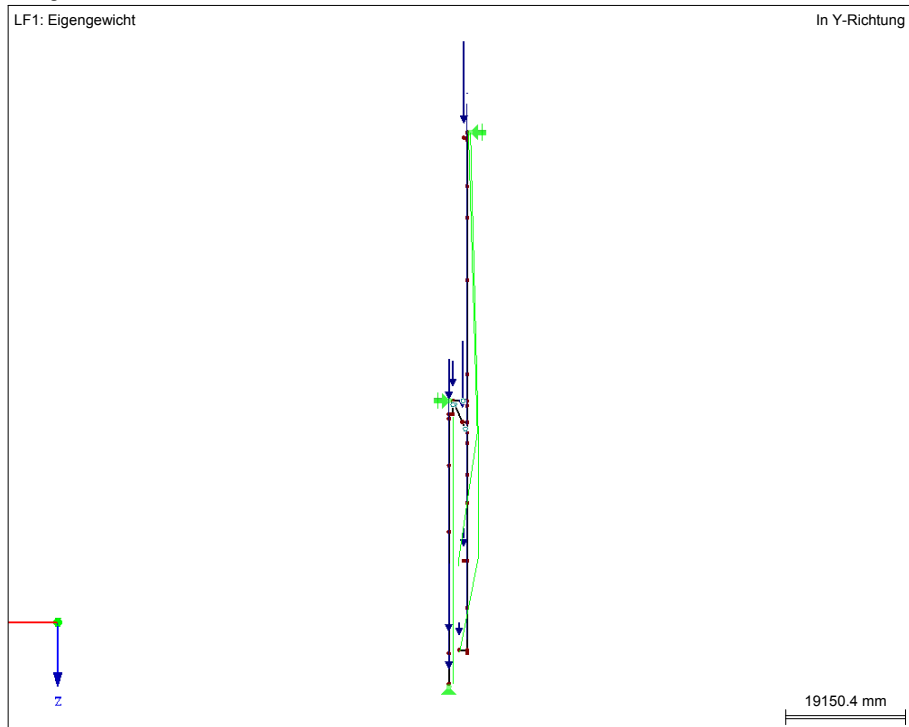
Belastung in den Bauphasen 4-7

Übersicht Belastung und QQS Bauphasen 4-7 ohne Maßstab [mm]

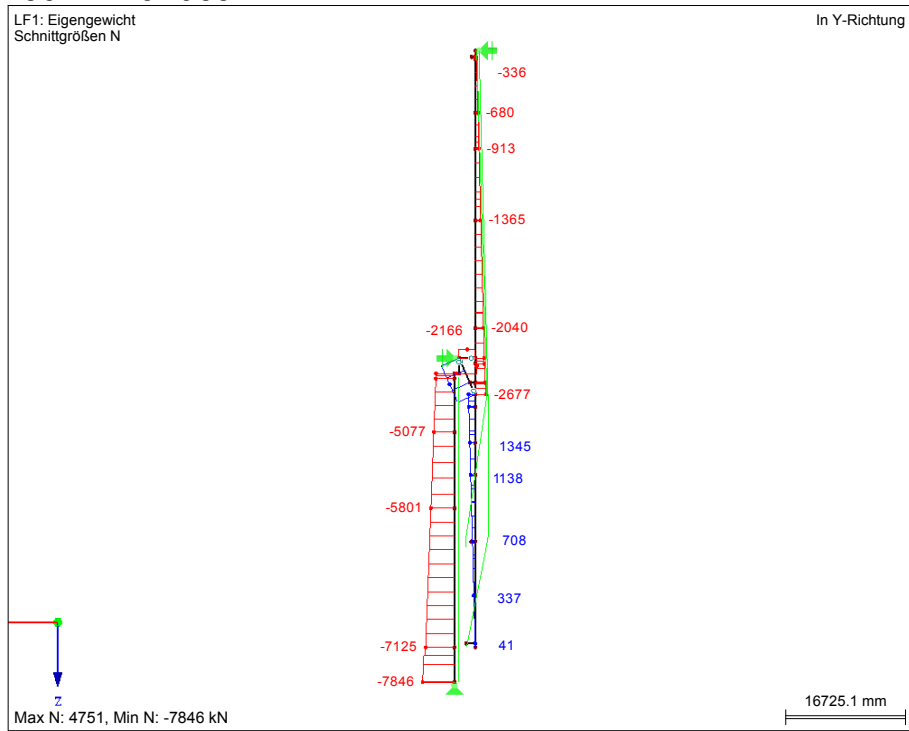


Bauphase 4: Schnittgrößen und Spannungen

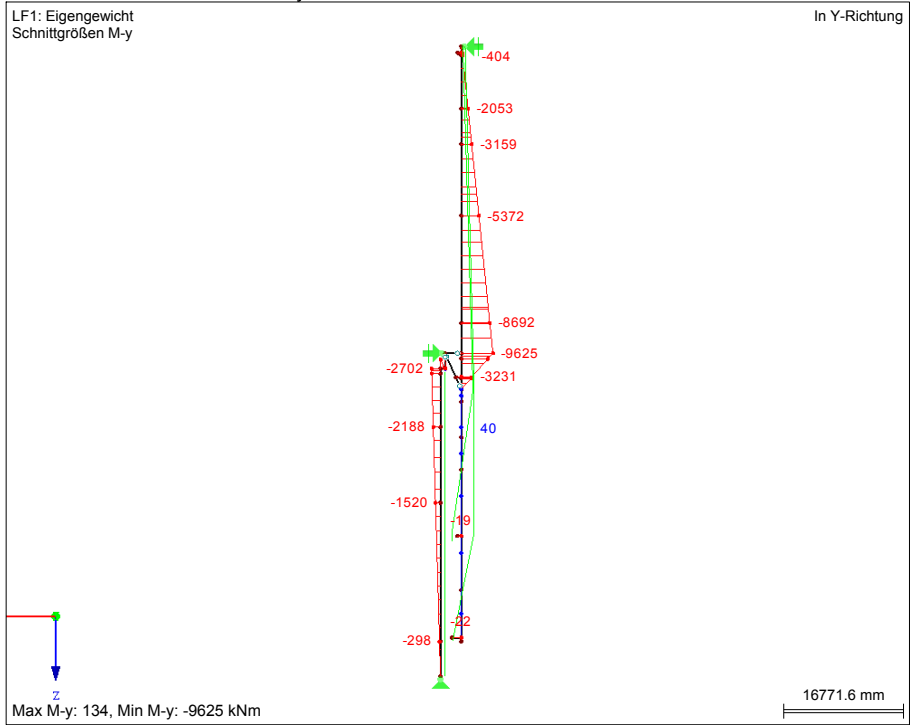
■ MODELL



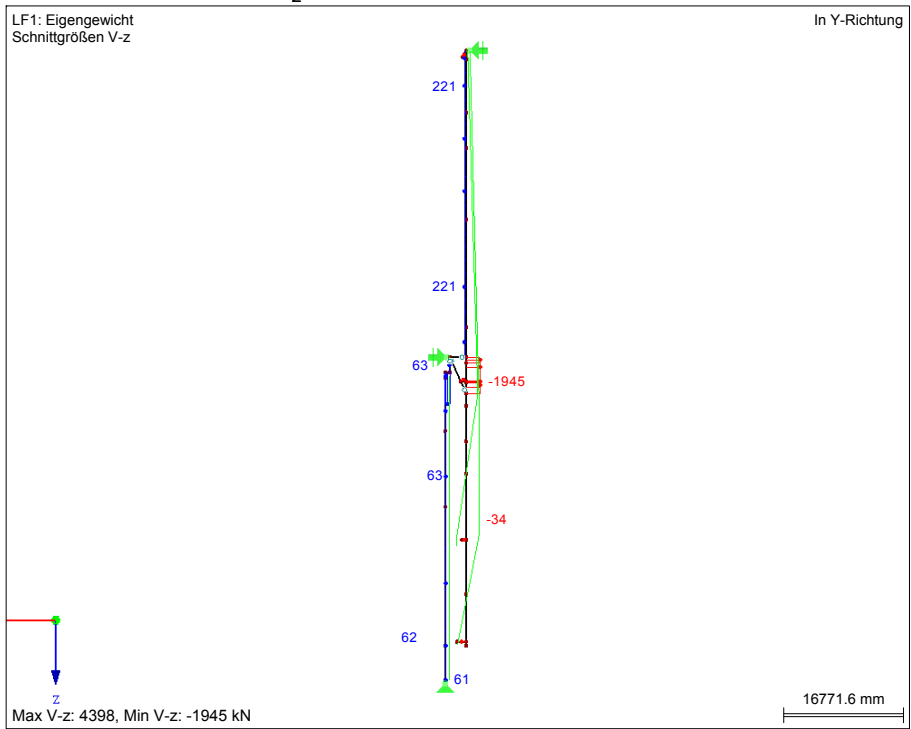
■ SCHNITTGRÖSSEN N



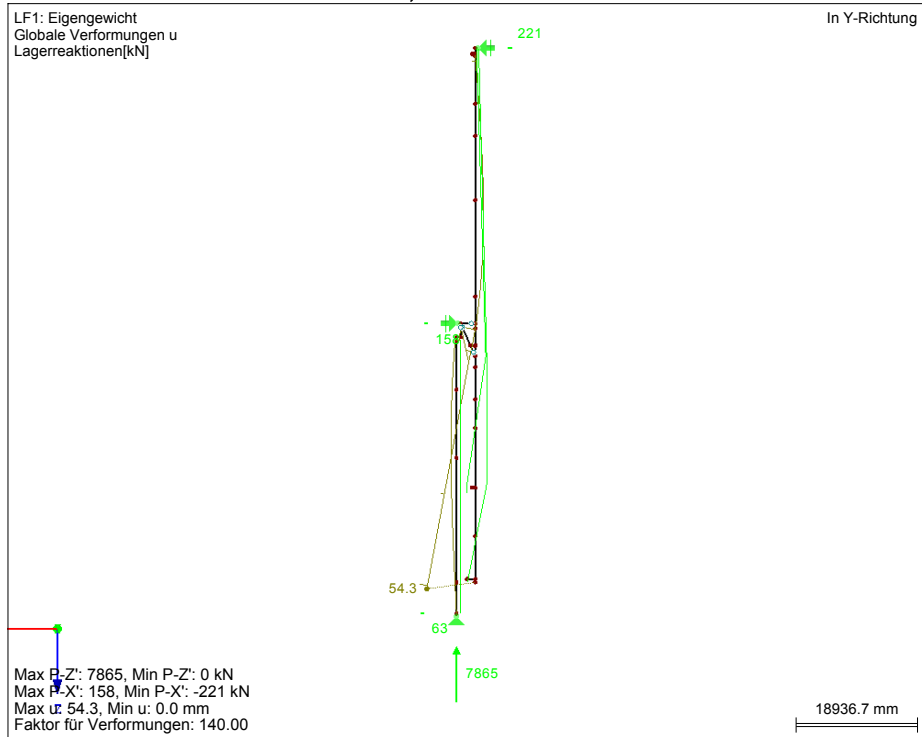
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 4				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)					Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)					(G)+(P)				
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,u [m³]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	M _{y,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berücksichtigen?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{y,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	22	337	0	1	0,20	0,22	572	-2,730	539	-2,04	-1,42	-1,84	-1,20
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	40	1.138	0	1	0,69	0,73	5.079	-10,377	1.112	-9,43	-3,96	-8,74	-3,23
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	40	1.345	0	1	0,82	0,86	10.083	-10,380	1.113	-12,32	-1,47	-11,51	-0,60
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	40	1.578	0	1	0,96	1,01	15.649	-10,383	1.113	-15,54	1,31	-14,58	2,31
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-3.037	-2.604	-1.945	1	0,13	-3,14	17.176	-10,514	-299	-16,51	1,98	-16,38	-1,16
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-8.102	-2.264	-1.945	1	3,27	-5,45	16.365	-10,514	-299	-16,04	1,58	-12,77	-3,87
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-8.692	-2.040	221	1	3,75	-5,61	14.861	-10,508	-299	-15,17	0,84	-11,42	-4,77
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-5.372	-1.365	221	1	2,25	-3,53	10.356	-10,489	-299	-12,55	-1,40	-10,30	-4,93
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-3.159	-913	221	1	1,26	-2,15	7.362	-10,477	-298	-10,81	-2,88	-9,55	-5,03
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-2.053	-680	221	1	0,76	-1,45	5.868	-10,471	-298	-9,94	-3,62	-9,18	-5,07
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-404	-336	221	1	0,02	-0,41	3.645	-10,461	-298	-8,65	-4,73	-8,63	-5,14
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	-1.520	-5.801	63	1	-1,31	-3,15	-4.509	-7,215	0	-0,05	-5,50	-1,36	-8,65
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	-298	-7.125	62	1	-2,56	-2,92	-4.520	-7,232	0	-0,05	-5,51	-2,61	-8,43
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	-2.188	-5.077	63	1	-0,63	-3,28	-4.503	-7,205	0	-0,05	-5,49	-0,68	-8,77
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	-2.657	-4.568	63	1	-0,15	-3,36	-4.499	-7,199	0	-0,05	-5,49	-0,20	-8,85
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	10,375	0	-33.521	0	1	-3,72	-3,72	0	0	0	0,00	0,00	-3,72	-3,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	10,375	0	-26.006	0	1	-2,89	-2,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,89	-2,89
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	3,781	0	-1.386	0	1	-0,29	-0,29	0	0	0	0,00	0,00	-0,29	-0,29

Beton: C 50/60

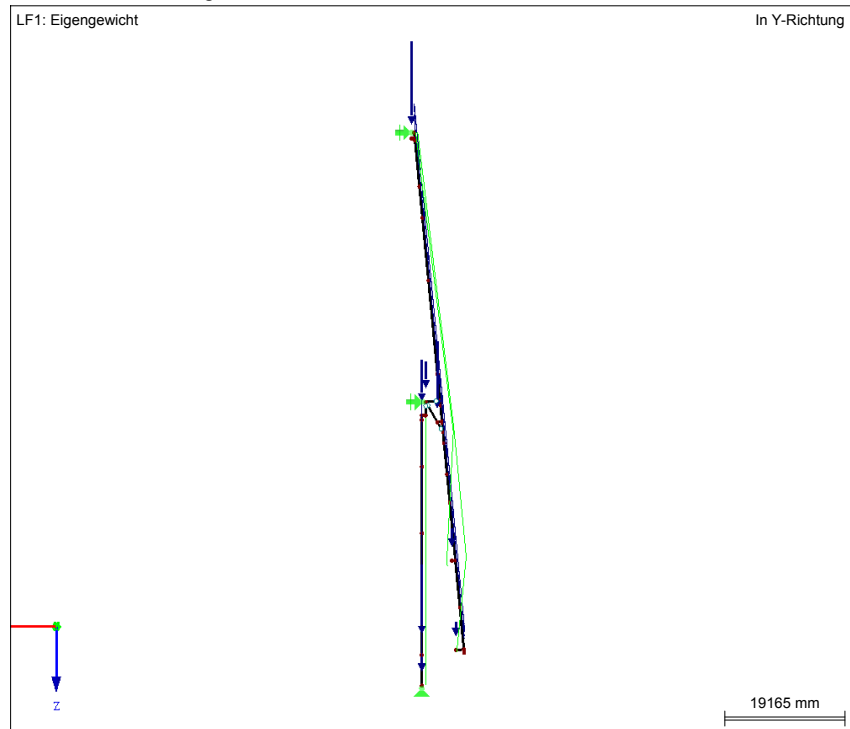
f_{ck}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²

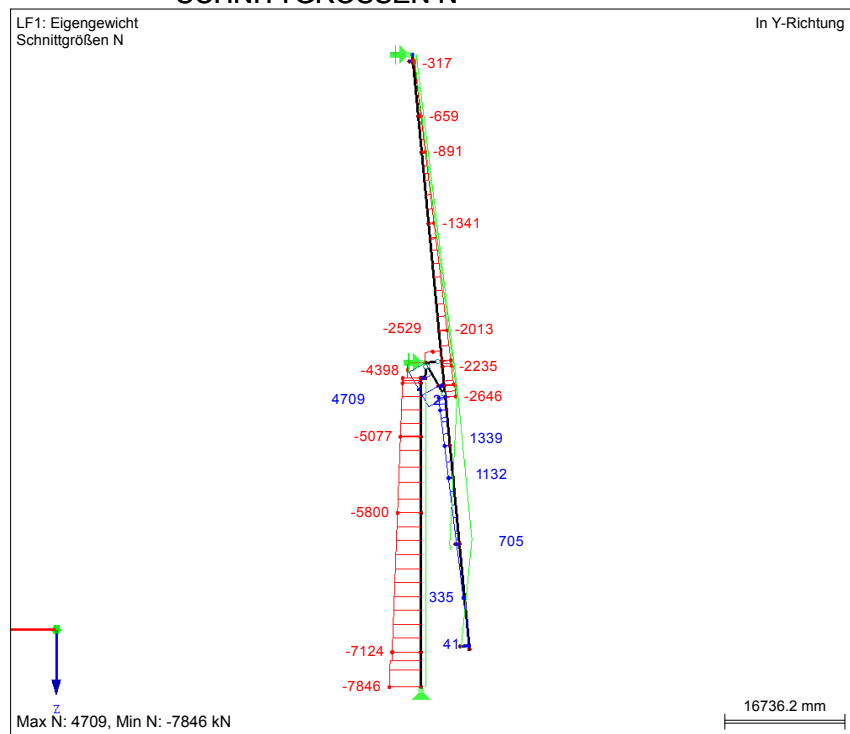
Dekompression nicht erfüllt!!

Bauphase 5: Schnittgrößen und Spannungen

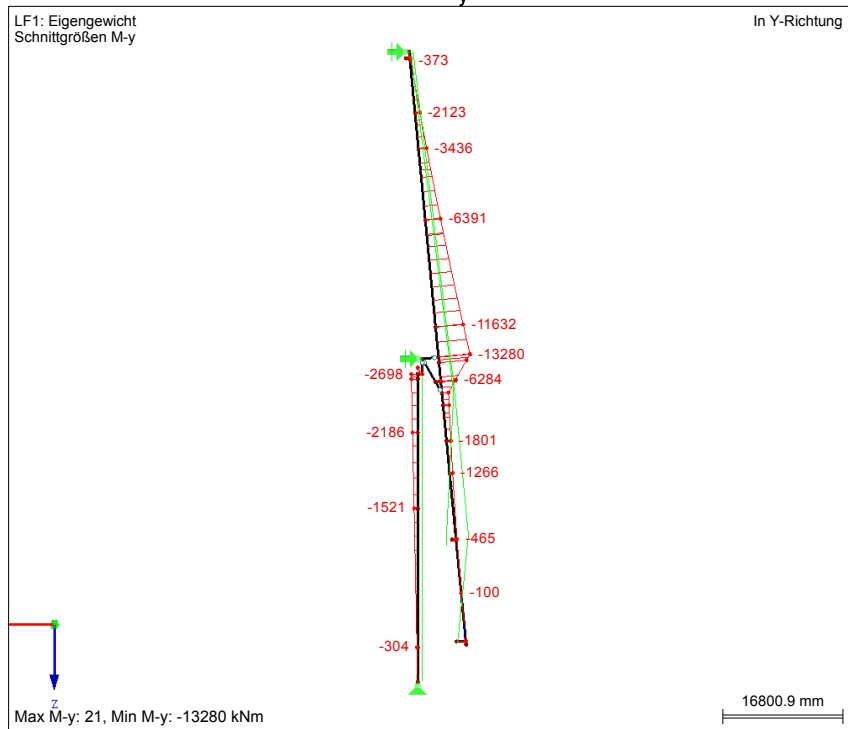
■ MODELL



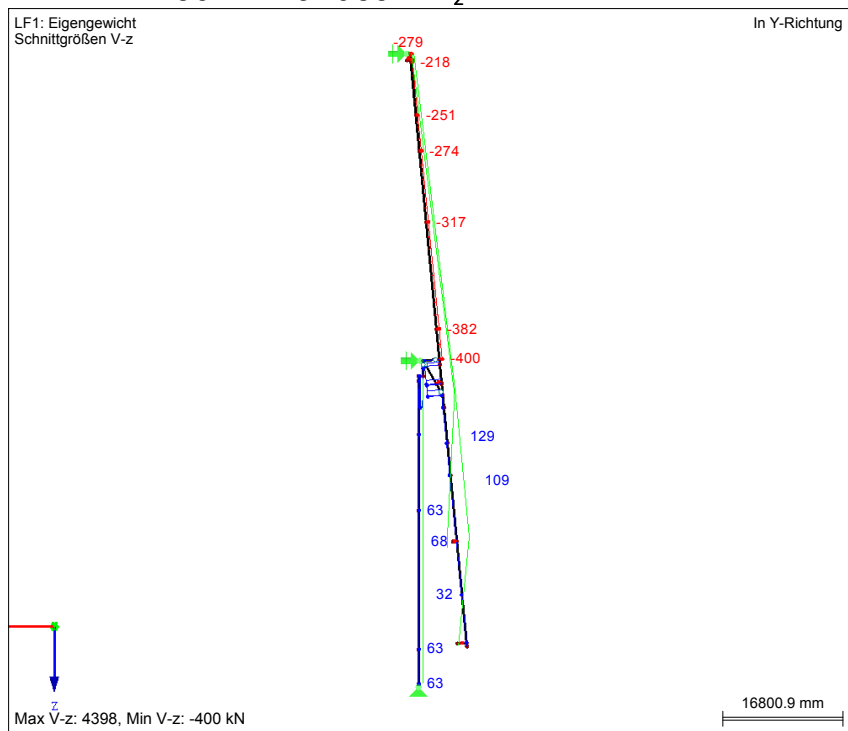
■ SCHNITTGRÖSSEN N



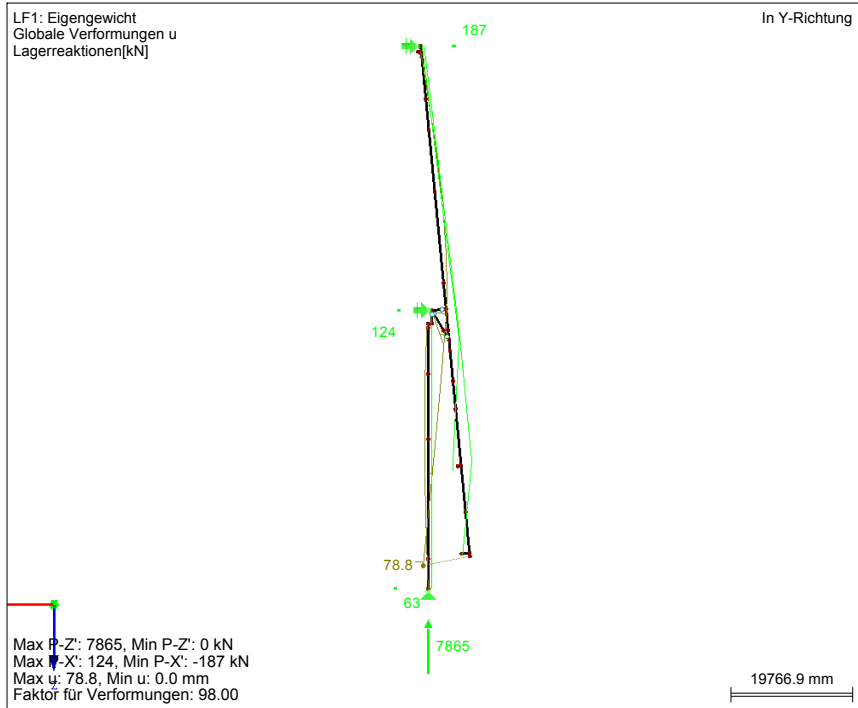
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 5				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)						Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)						(G)+(P)	
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,0 [m³]	Wy,u [m³]	M _{v,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berücksichtigen?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{v,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-100	335	32	1	0,27	0,16	571	-2,730	-539	-2,04	-1,42	-1,77	-1,26
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1,266	1,132	109	1	1,44	0,08	5,066	-10,376	-1,112	-9,42	-3,96	-7,98	-3,89
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1,801	1,339	129	1	1,88	-0,06	10,069	-10,379	-1,112	-12,31	-1,47	-10,44	-1,53
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-2,501	1,571	151	1	2,43	-0,26	15,635	-10,381	-1,113	-15,53	1,30	-13,11	1,04
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-6,075	-2,573	2,093	1	1,90	-4,64	17,178	-10,517	299	-16,51	1,99	-14,61	-2,65
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-11,614	-2,235	2,126	1	5,32	-7,19	16,367	-10,514	299	-16,04	1,58	-10,72	-5,60
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-11,632	-2,013	-382	1	5,47	-7,06	14,862	-10,507	299	-15,17	0,84	-9,70	-6,22
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-6,391	-1,341	-317	1	2,86	-4,02	10,358	-10,489	298	-12,55	-1,40	-9,69	-5,42
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-3,436	-891	-274	1	1,43	-2,27	7,364	-10,476	298	-10,81	-2,88	-9,38	-5,15
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-2,123	-659	-251	1	0,82	-1,47	5,870	-10,470	298	-9,94	-3,62	-9,13	-5,09
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-373	-317	-218	1	0,02	-0,38	3,647	-10,460	298	-8,65	-4,72	-8,63	-5,11
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-1,521	-5,800	63	1	-1,31	-3,15	-4,509	-7,215	0	-0,05	-5,50	-1,36	-8,65
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-304	-7,124	63	1	-2,56	-2,92	-4,520	-7,231	0	-0,05	-5,51	-2,60	-8,44
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-2,186	-5,077	63	1	-0,63	-3,27	-4,503	-7,205	0	-0,05	-5,49	-0,68	-8,77
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-2,653	-4,568	63	1	-0,15	-3,36	-4,499	-7,199	0	-0,05	-5,49	-0,20	-8,85
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-33,521	0	1	-3,72	-3,72	0	0	0	0,00	0,00	-3,72	-3,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-26,006	0	1	-2,89	-2,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,89	-2,89
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	-1,386	0	1	-0,29	-0,29	0	0	0	0,00	0,00	-0,29	-0,29

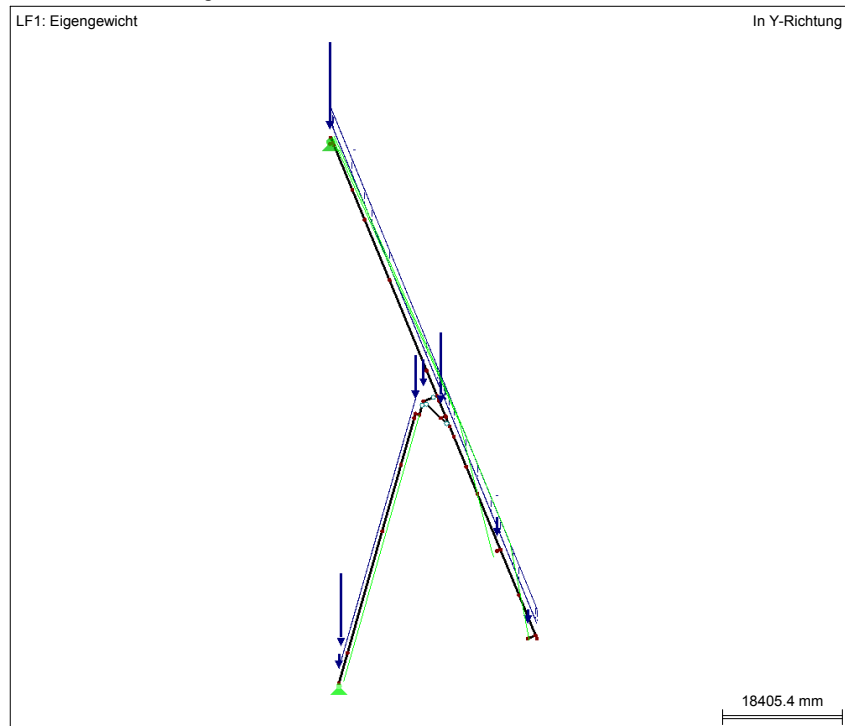
Beton: C 50/60

f_{ck}= 50,0 N/mm²

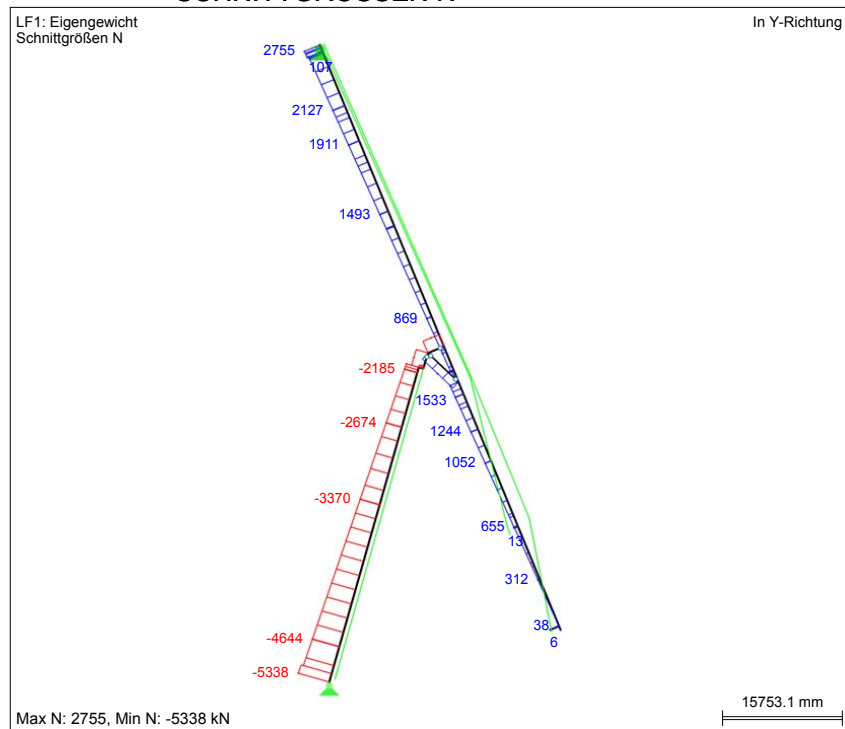
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!!

Bauphase 6A: Schnittgrößen und Spannungen

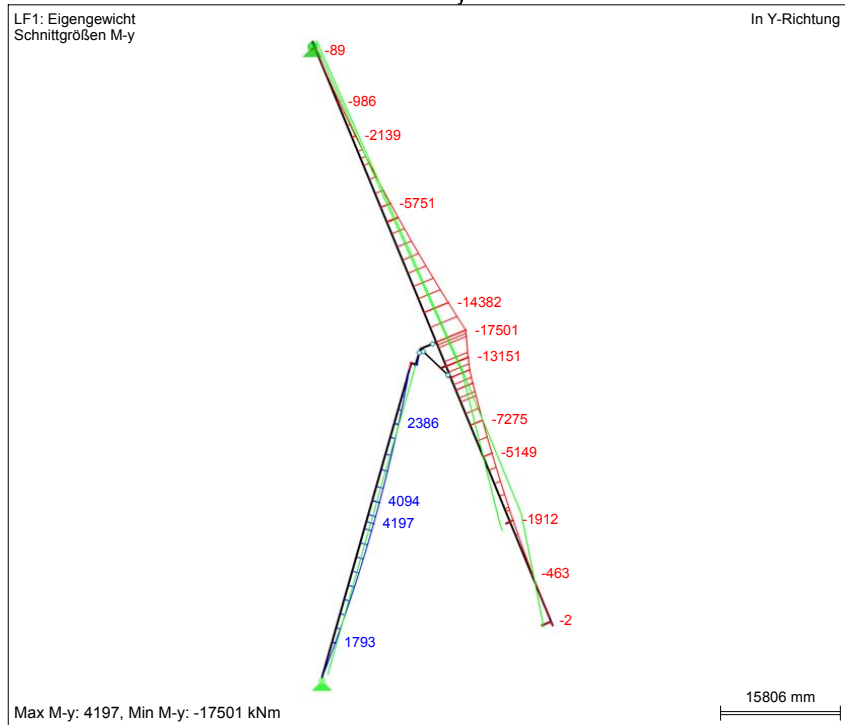
■ MODELL



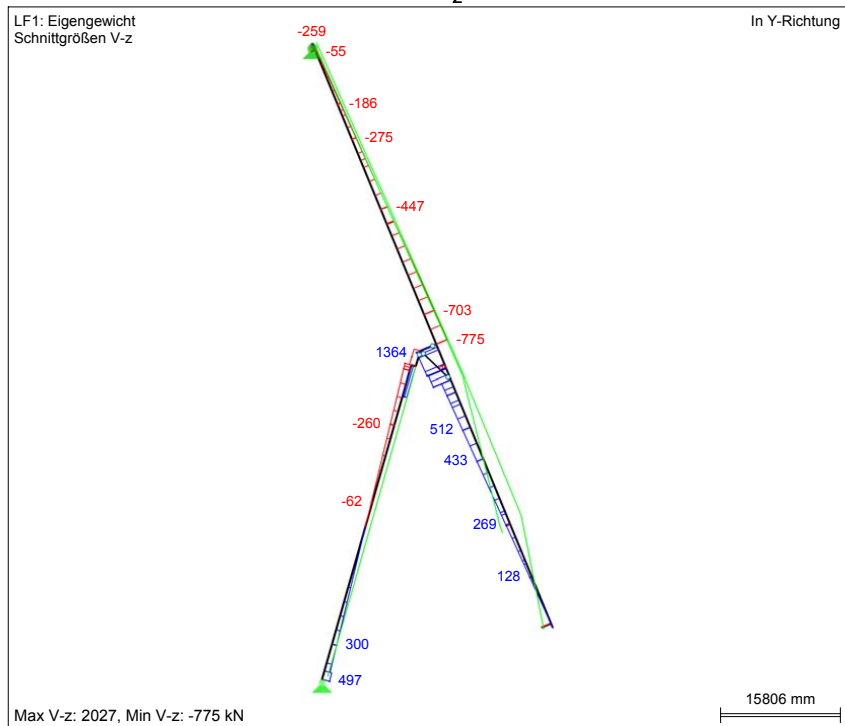
■ SCHNITTGRÖSSEN N



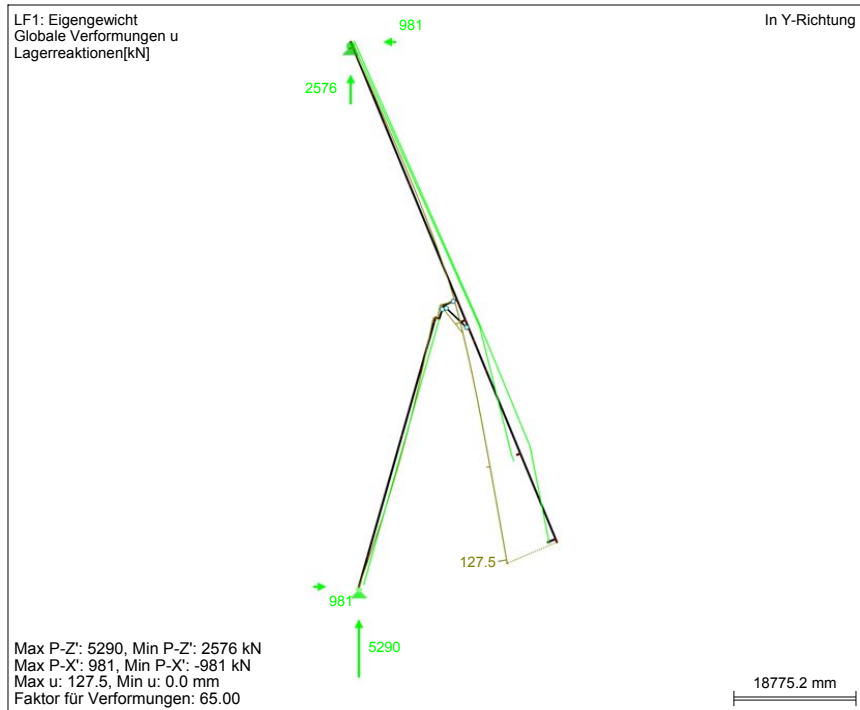
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 6A				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)					Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)					(G)+(P)			
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy _{y,0} [m³]	Wy _{y,u} [m³]	M _{y,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berücksichtigen?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{y,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-463	312	128	1	0,46	-0,04	571	-2,730	-539	-2,04	-1,42	-1,57	-1,46
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-5,149	1,052	433	1	3,64	-1,91	5,067	-10,376	-1,112	-9,42	-3,96	-5,78	-5,87
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-7,275	1,244	512	1	4,99	-2,85	10,070	-10,379	-1,112	-12,32	-1,47	-7,33	-4,32
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-10,056	1,460	601	1	6,73	-4,10	15,636	-10,382	-1,113	-15,54	1,30	-8,81	-2,80
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-13,029	347	1,221	0	7,54	-6,50	17,179	-10,518	299	-16,51	1,99	-8,98	-4,51
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-16,438	662	1,350	0	9,51	-8,19	16,368	-10,514	299	-16,04	1,58	-6,53	-6,61
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-14,382	869	-703	0	8,32	-7,17	14,862	-10,508	299	-15,17	0,84	-6,85	-6,33
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-5,751	1,493	-447	0	3,33	-2,87	10,358	-10,489	298	-12,55	-1,40	-9,22	-4,26
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-2,139	1,911	-275	0	1,24	-1,07	7,364	-10,476	298	-10,81	-2,88	-9,57	-3,95
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-986	2,127	-186	0	0,57	-0,49	5,870	-10,470	298	-9,94	-3,62	-9,37	-4,11
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-89	2,444	-55	0	0,05	-0,04	3,647	-10,461	298	-8,65	-4,72	-8,60	-4,77
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	4,094	-3,370	-62	1	-3,77	1,18	-4,512	-7,219	0	-0,05	-5,50	-3,82	-4,33
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,793	-4,644	300	1	-2,87	-0,70	-4,502	-7,203	0	-0,05	-5,49	-2,92	-6,19
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	2,386	-2,674	-260	1	-2,47	0,41	-4,518	-7,229	0	-0,05	-5,51	-2,52	-5,10
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-72	-2,185	-399	1	-0,80	-0,88	-4,522	-7,236	0	-0,05	-5,52	-0,85	-6,40
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-33,523	0	1	-3,72	-3,72	0	0	0	0,00	0,00	-3,72	-3,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-26,008	0	1	-2,89	-2,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,89	-2,89
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	-6,538	0	1	-1,38	-1,38	0	0	0	0,00	0,00	-1,38	-1,38

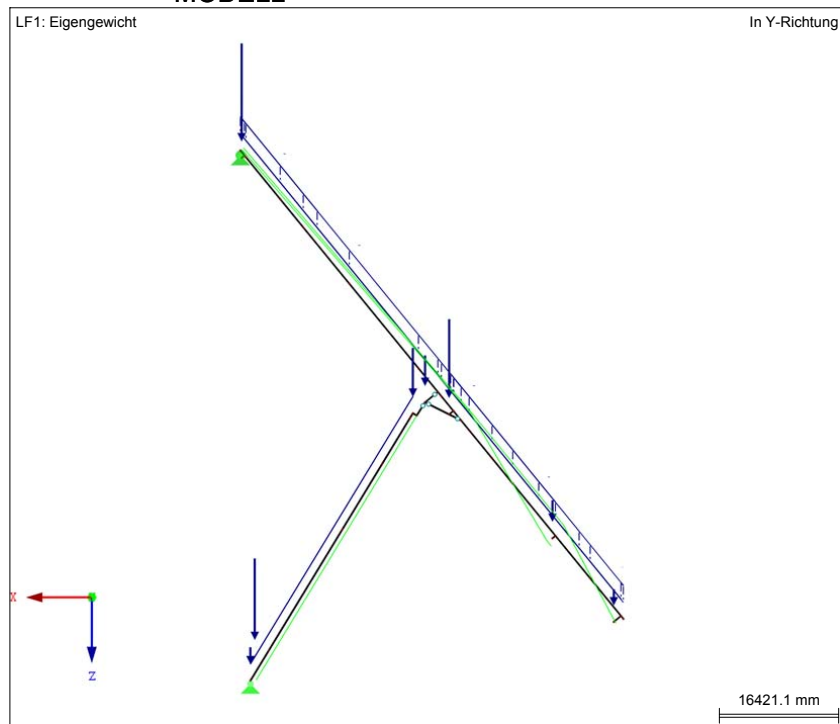
Beton: C 50/60

f_{ck}= 50,0 N/mm²

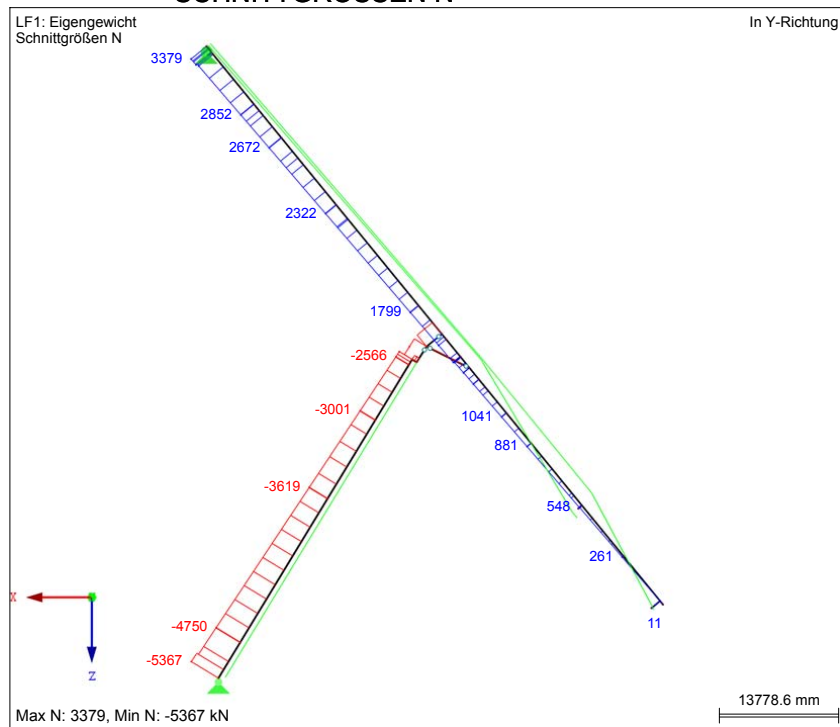
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 6B: Schnittgrößen und Spannungen

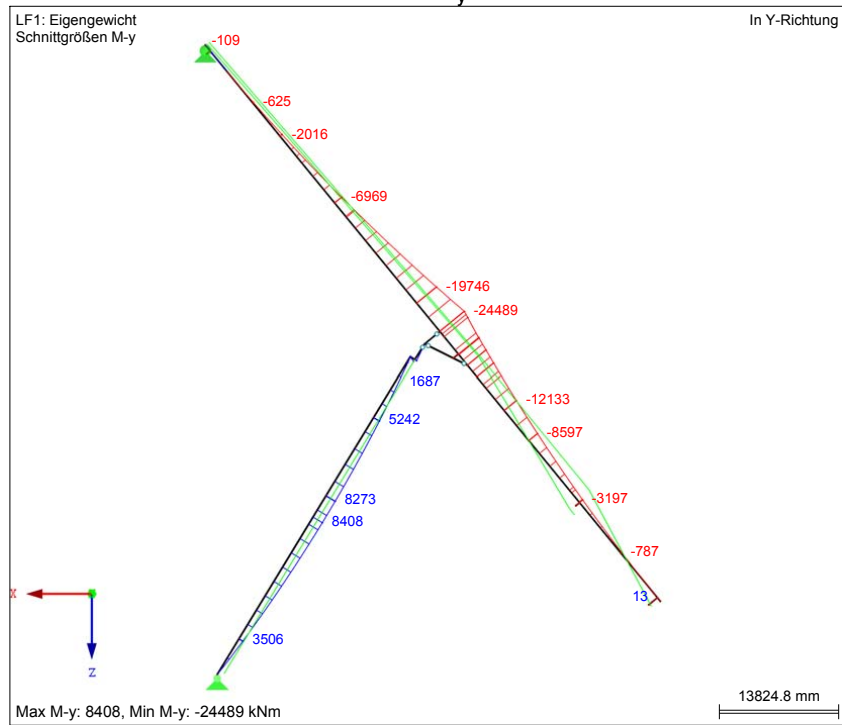
■ MODELL



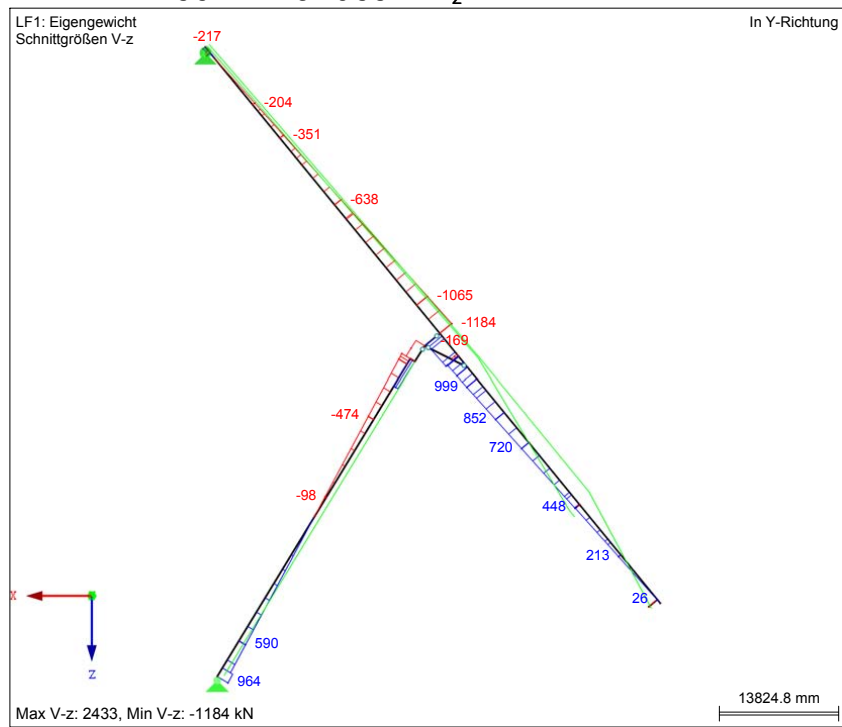
■ SCHNITTGRÖSSEN N



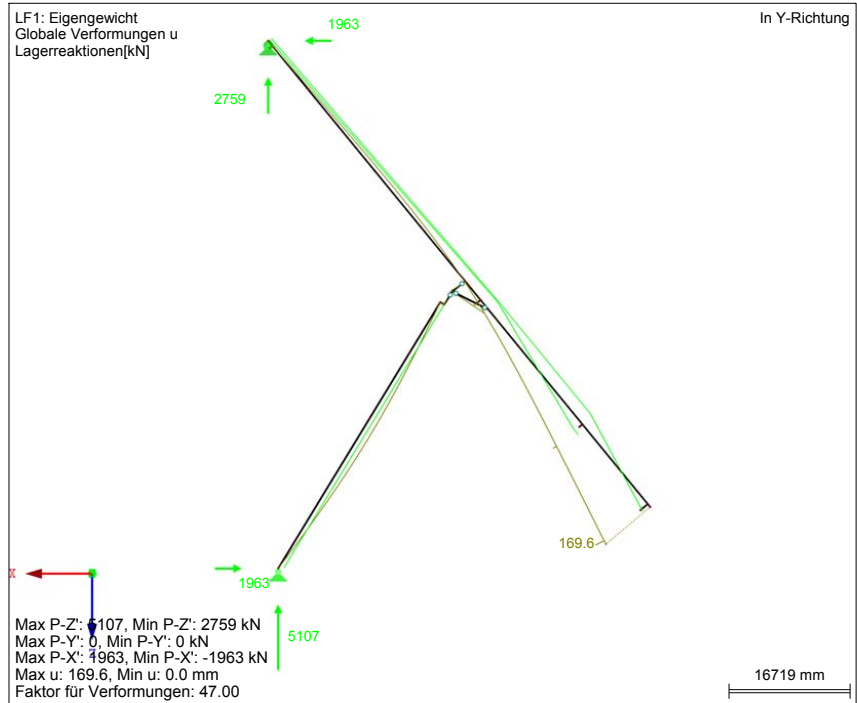
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u,
LAGERREAKTIONEN



Bauphase 6B				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)						Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)						(G)+(P)	
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,0 [m³]	Wy,u [m³]	M _{v,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berücksichtigen?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{v,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-787	261	213	1	0,62	-0,23	571	-2,730	-539	-2,04	-1,42	-1,42	-1,65
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-8,597	881	720	1	5,52	-3,73	5,066	-10,376	-1,112	-9,42	-3,96	-3,90	-7,70
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-12,133	1,041	852	1	7,67	-5,40	10,069	-10,378	-1,112	-12,31	-1,47	-4,65	-6,87
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-16,758	1,222	999	1	10,46	-7,59	15,634	-10,381	-1,113	-15,53	1,30	-5,08	-6,29
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-20,206	1,363	1,085	0	11,69	-10,07	17,179	-10,518	299	-16,51	1,99	-4,83	-8,09
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-23,462	1,626	1,301	0	13,57	-11,70	16,367	-10,514	299	-16,04	1,58	-2,47	-10,11
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-19,746	1,799	-1,065	0	11,42	-9,84	14,862	-10,507	299	-15,17	0,84	-3,75	-9,01
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-6,969	2,322	-638	0	4,03	-3,47	10,358	-10,488	298	-12,55	-1,40	-8,52	-4,87
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-2,016	2,672	-351	0	1,17	-1,00	7,364	-10,476	298	-10,81	-2,88	-9,64	-3,89
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-625	2,852	-204	0	0,36	-0,31	5,870	-10,470	298	-9,94	-3,62	-9,58	-3,93
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	82	3,118	14	0	-0,05	0,04	3,647	-10,460	298	-8,65	-4,72	-8,70	-4,68
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	8,273	-3,619	-98	1	-6,39	3,61	-4,512	-7,219	0	-0,05	-5,50	-6,44	-1,89
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	3,506	-4,750	590	1	-3,95	0,29	-4,502	-7,203	0	-0,05	-5,49	-4,00	-5,20
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	5,242	-3,001	-474	1	-4,32	2,02	-4,518	-7,229	0	-0,05	-5,51	-4,37	-3,50
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	723	-2,566	-738	1	-1,42	-0,55	-4,522	-7,236	0	-0,05	-5,52	-1,47	-6,07
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-33,523	0	1	-3,72	-3,72	0	0	0	0,00	0,00	-3,72	-3,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-26,008	0	1	-2,89	-2,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,89	-2,89
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	-6,904	0	1	-1,46	-1,46	0	0	0	0,00	0,00	-1,46	-1,46

Beton: C 50/60

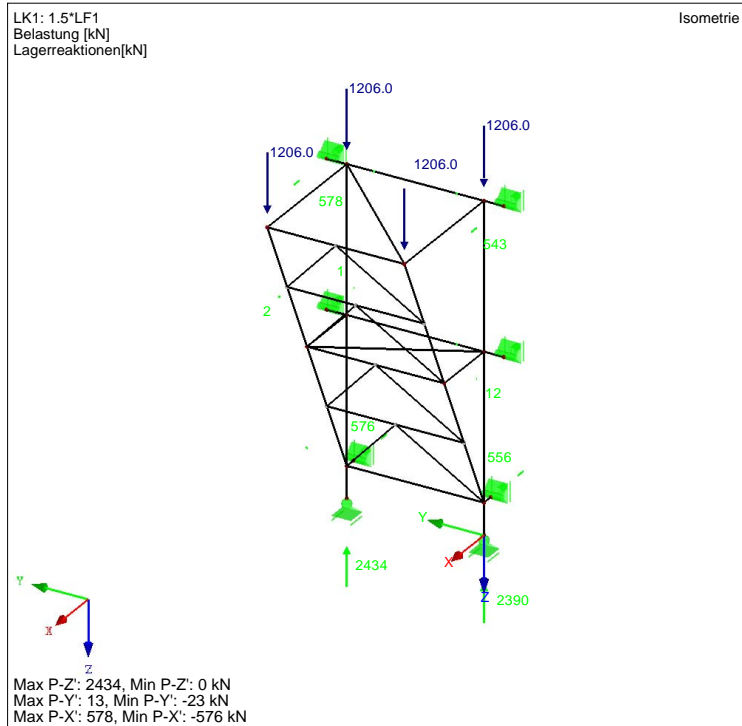
f_{ck}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²

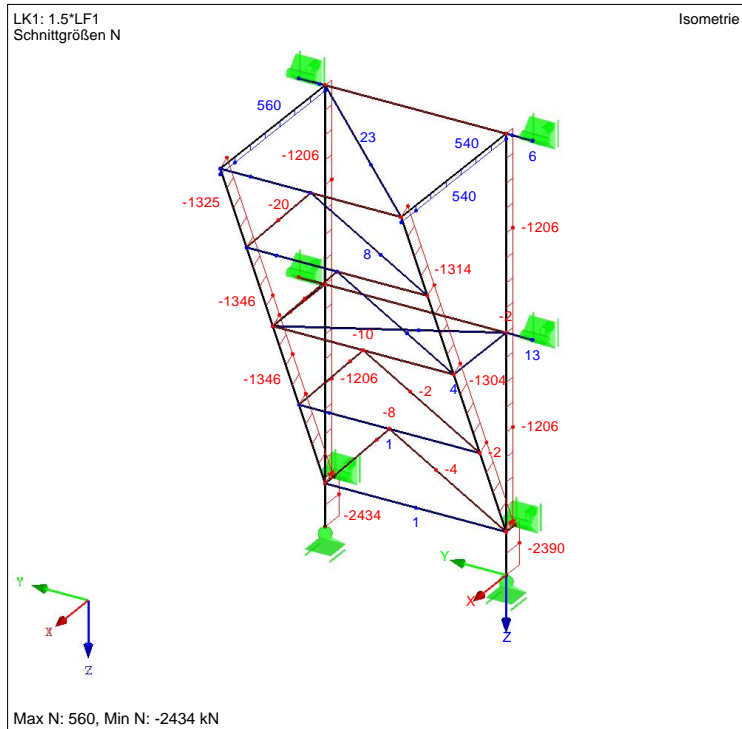
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 6B: Unterkonstruktion Hilfspfeiler

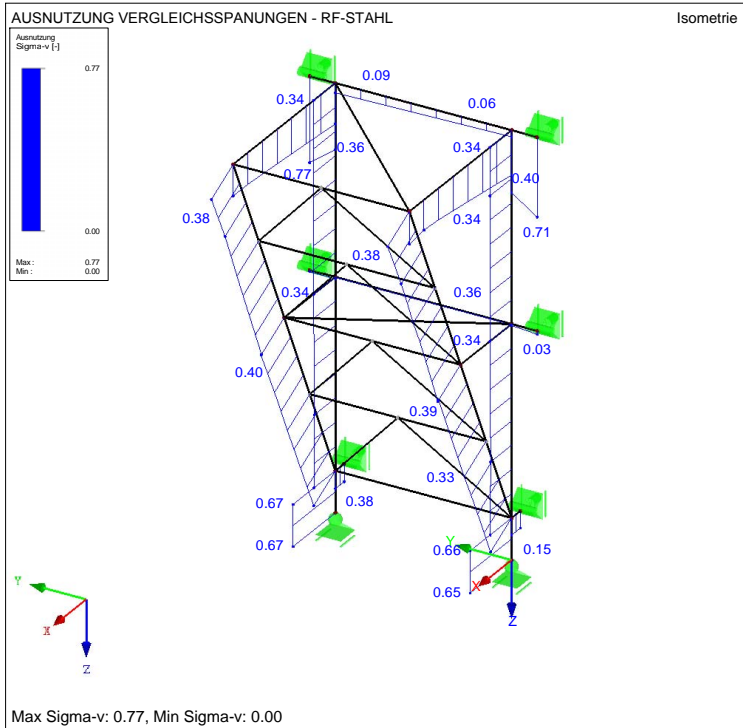
LAGERREAKTIONEN



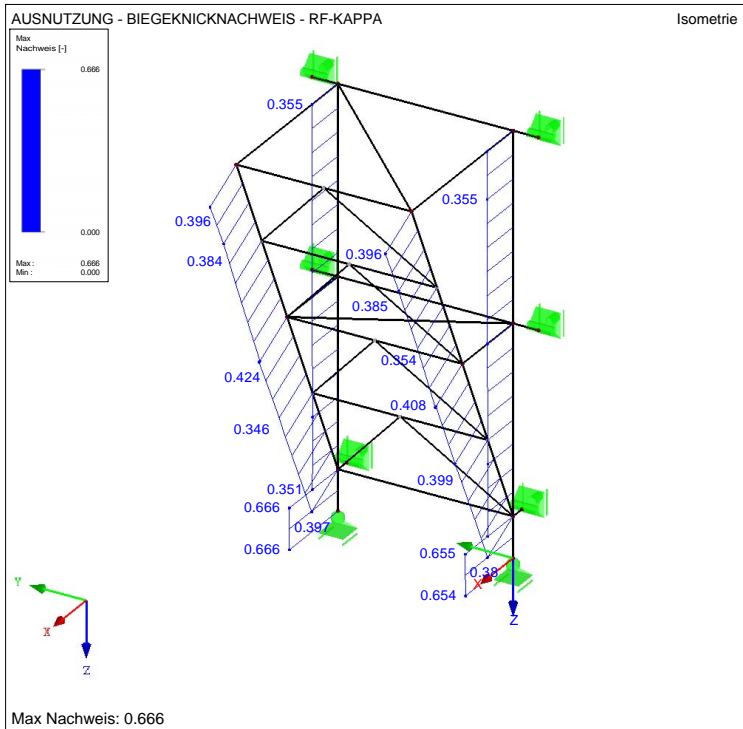
SCHNITTGRÖSSEN N



■ **MODELL**

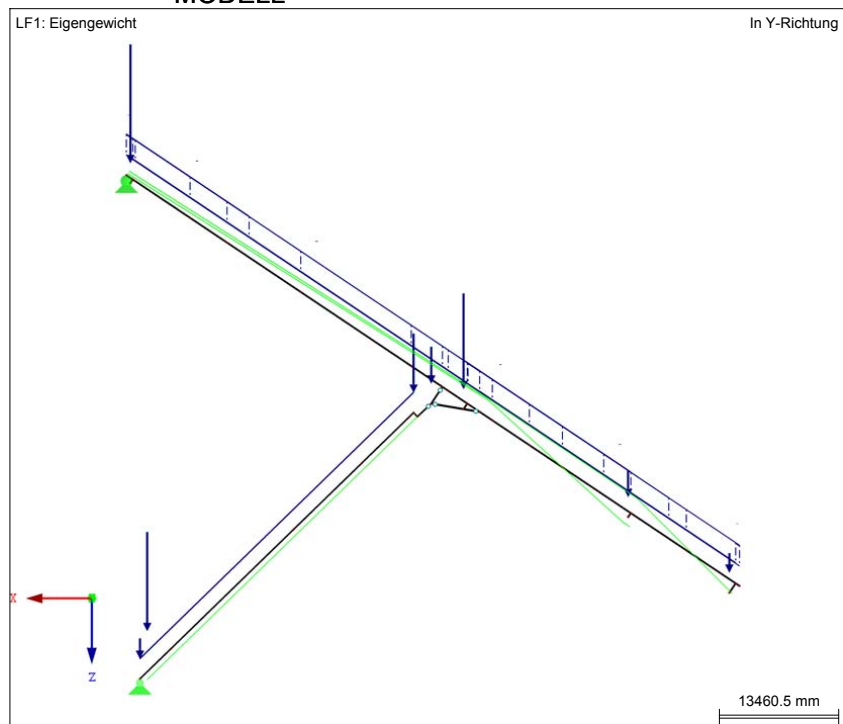


■ **MODELL**

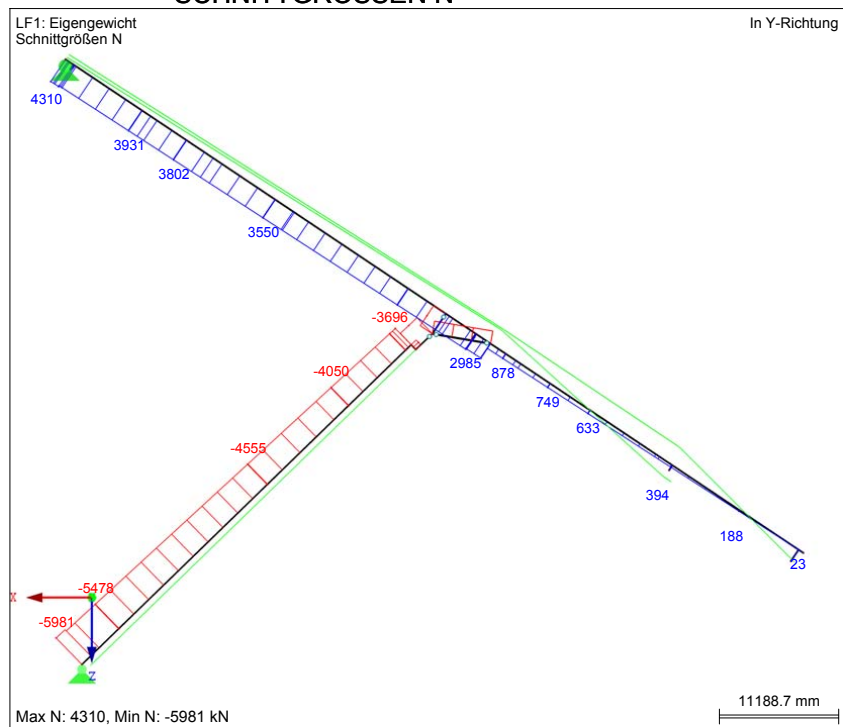


Bauphase 6C: Schnittgrößen und Spannungen

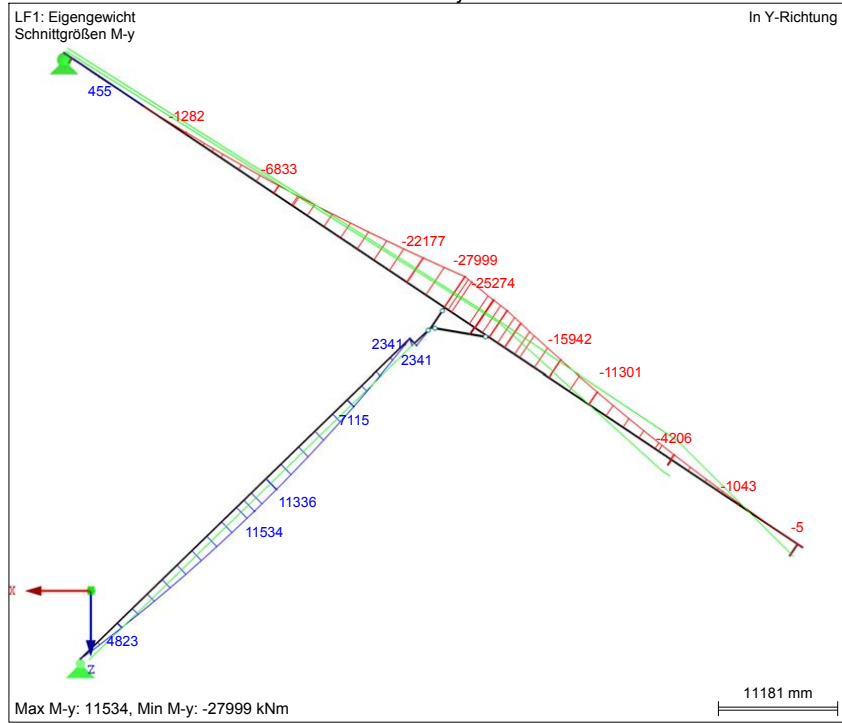
■ MODELL



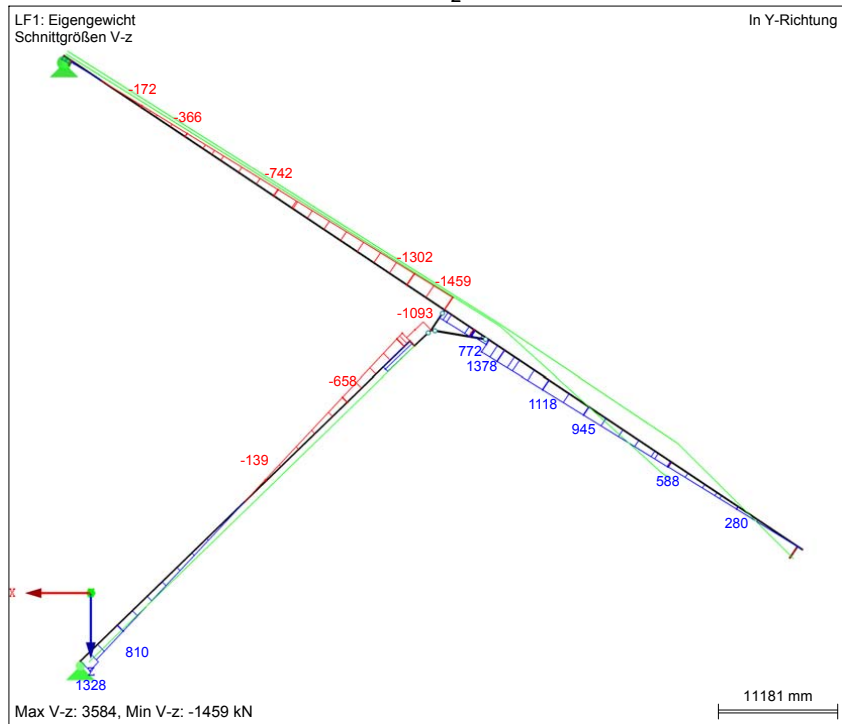
■ SCHNITTGRÖSSEN N



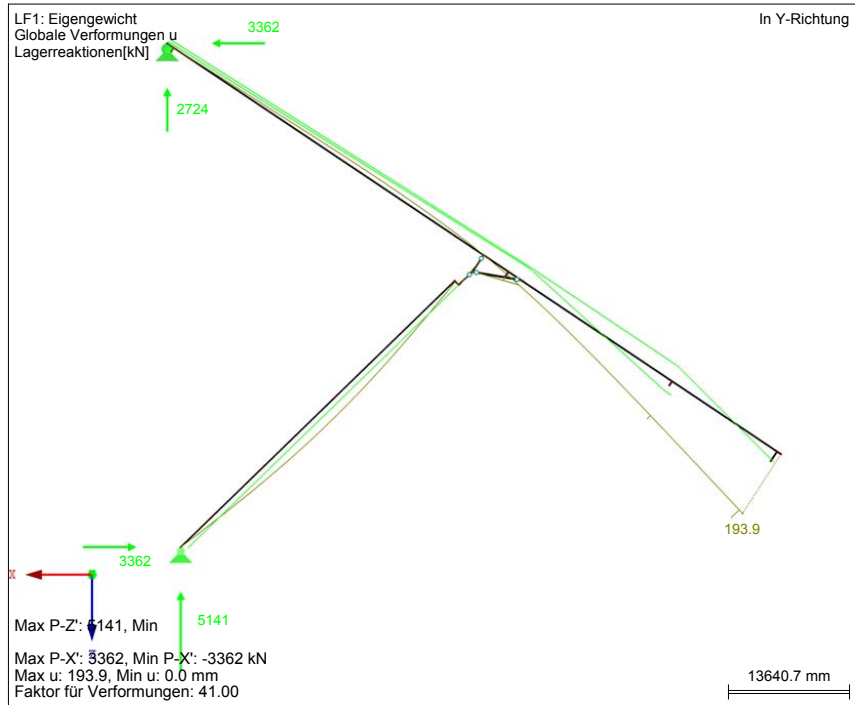
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u,
LAGERREAKTIONEN



Bauphase 6C				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)						Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)						(G)+(P)	
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	M _{y,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berück-sichtigt-sich?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{y,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1,043	188	280	1	0,72	-0,40	571	-2,730	-539	-2,04	-1,42	-1,32	-1,83
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-11,301	633	945	1	6,93	-5,24	5,066	-10,376	-1,112	-9,42	-3,96	-2,49	-9,20
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-15,942	749	1,118	1	9,69	-7,48	10,069	-10,379	-1,112	-12,31	-1,47	-2,63	-8,95
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-22,012	878	1,311	1	13,28	-10,42	15,635	-10,382	-1,113	-15,54	1,30	-2,26	-9,12
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-25,215	2,861	587	0	14,58	-12,57	17,179	-10,518	299	-16,51	1,99	-1,93	-10,58
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-27,308	3,051	869	0	15,79	-13,61	16,368	-10,514	299	-16,04	1,58	-0,25	-12,03
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-22,177	3,175	-1,302	0	12,83	-11,06	14,863	-10,508	299	-15,17	0,84	-2,34	-10,22
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-6,833	3,550	-742	0	3,95	-3,41	10,359	-10,489	298	-12,55	-1,40	-8,60	-4,80
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1,282	3,802	-366	0	0,74	-0,64	7,365	-10,476	298	-10,81	-2,88	-10,07	-3,52
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	68	3,931	-172	0	-0,04	0,03	5,871	-10,470	298	-9,94	-3,62	-9,98	-3,59
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	289	4,123	113	0	-0,17	0,14	3,647	-10,461	298	-8,65	-4,72	-8,82	-4,58
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	11,336	-4,555	-139	1	-8,61	5,10	-4,512	-7,219	0	-0,05	-5,50	-8,65	-0,40
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	4,823	-5,478	810	1	-5,02	0,81	-4,502	-7,203	0	-0,05	-5,49	-5,07	-4,68
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	7,115	-4,050	-658	1	-5,86	2,74	-4,518	-7,229	0	-0,05	-5,51	-5,91	-2,77
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	852	-3,696	-1,022	1	-1,94	-0,91	-4,522	-7,236	0	-0,05	-5,52	-1,99	-6,42
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-33,521	0	1	-3,72	-3,72	0	0	0	0,00	0,00	-3,72	-3,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-26,006	0	1	-2,89	-2,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,89	-2,89
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	-6,834	0	1	-1,44	-1,44	0	0	0	0,00	0,00	-1,44	-1,44

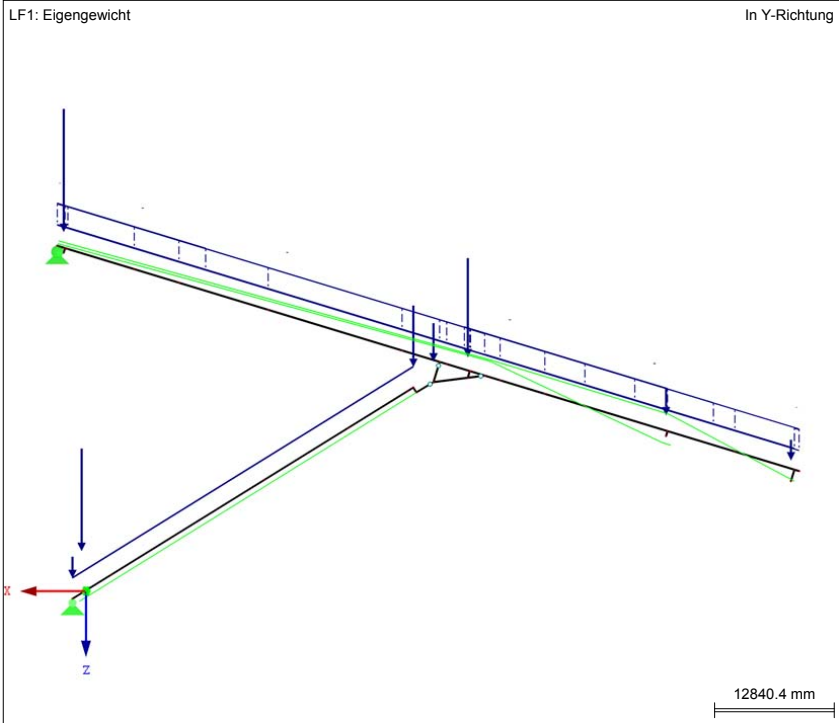
Beton: C 50/60

f_{ak}= 50,0 N/mm²

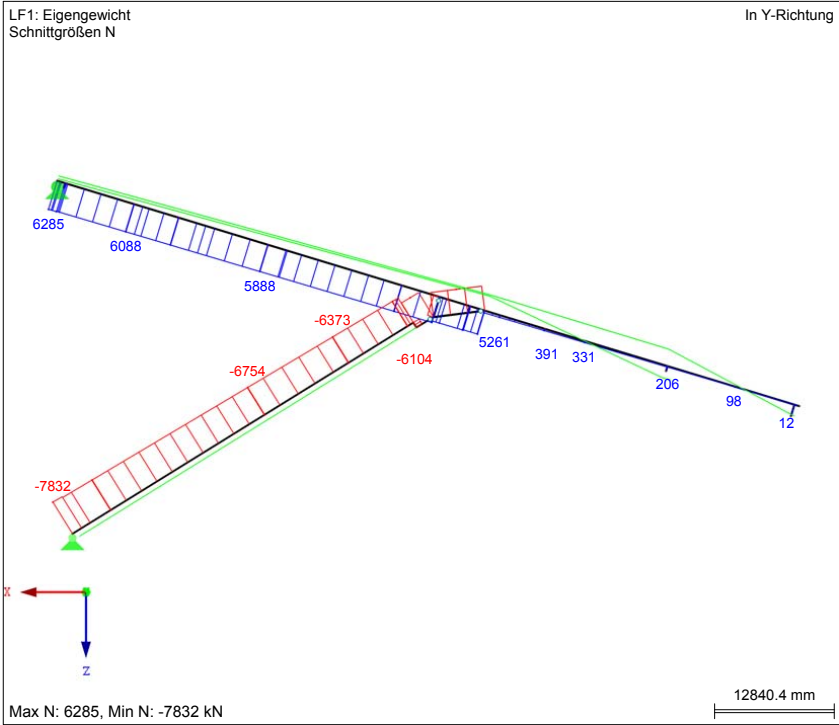
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!!

Bauphase 6D: Schnittgrößen und Spannungen

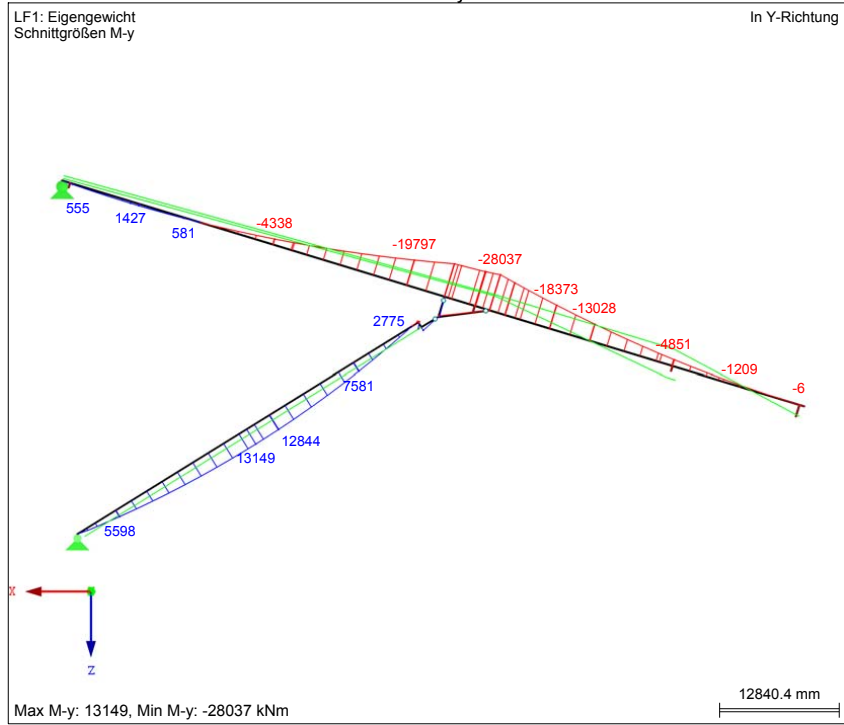
■ MODELL



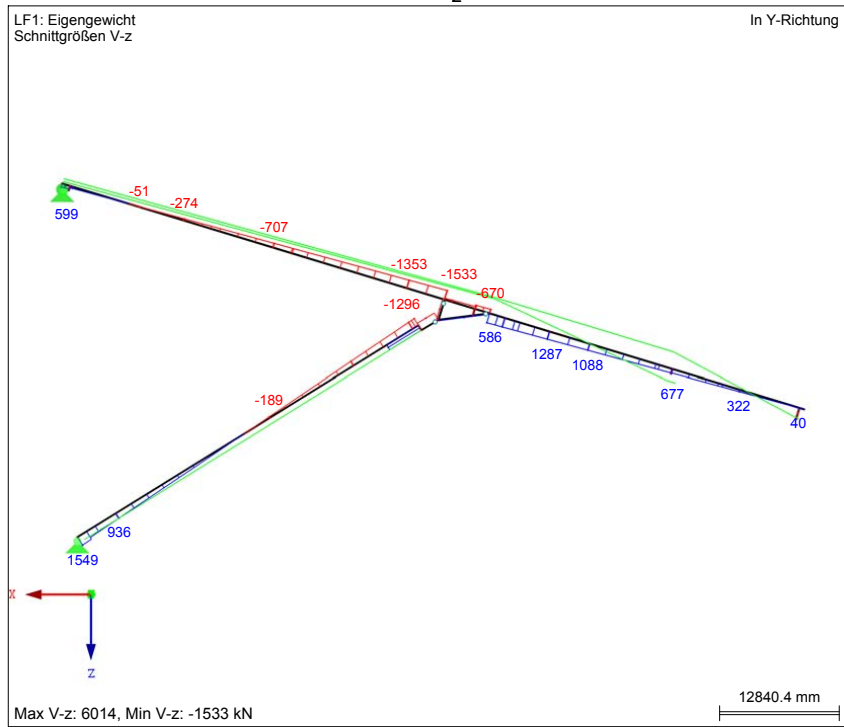
■ SCHNITTGRÖSSEN N



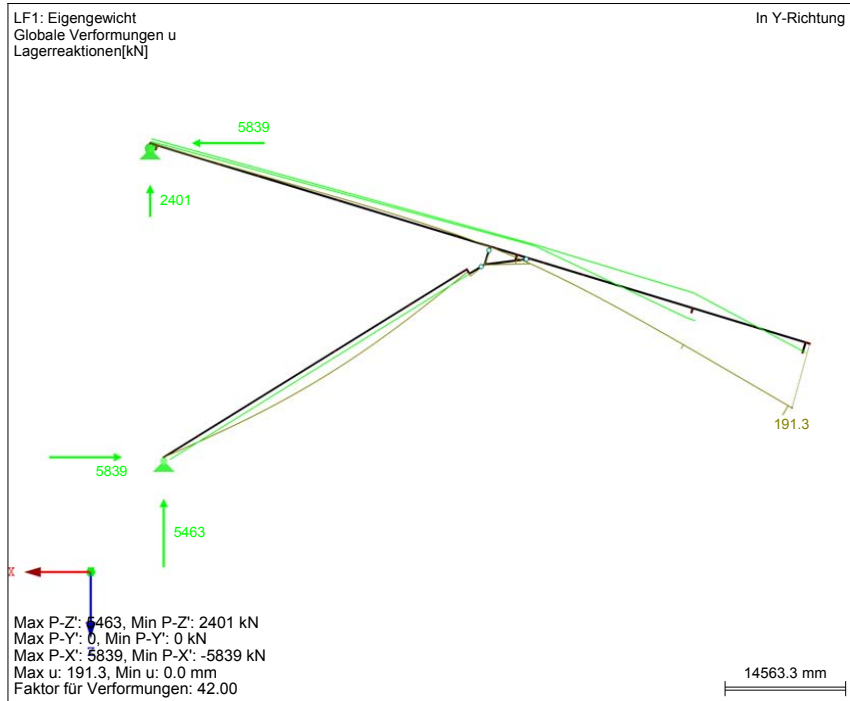
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



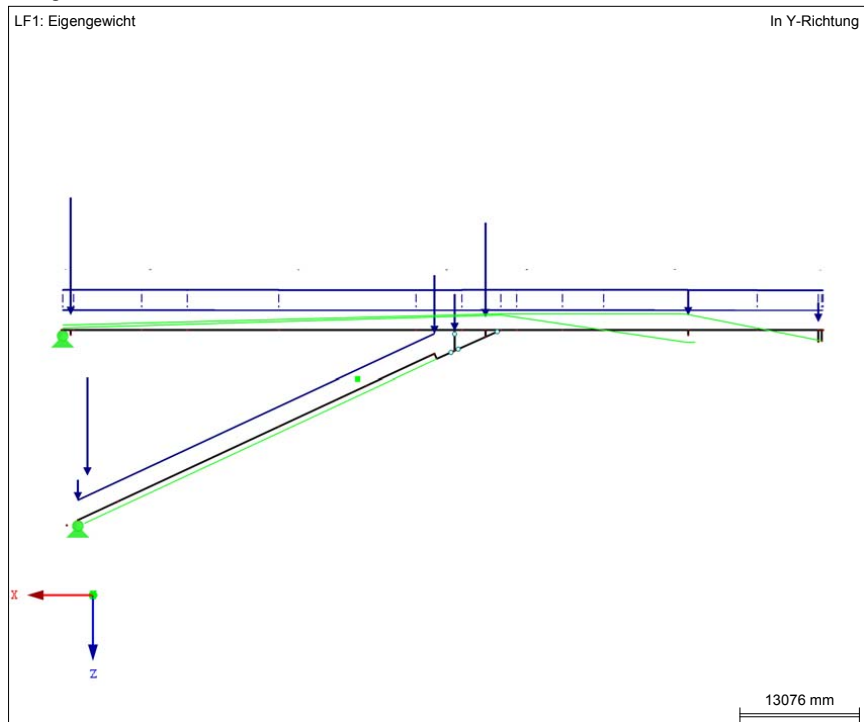
Bauphase 6D				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)					Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)					(G)+(P)				
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,u [m³]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	M _{y,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berücksichtigen?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{y,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-1.209	98	322	1	0,76	-0,54	571	-2.730	-539	-2,04	-1,42	-1,28	-1,96
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-13.028	331	1.088	1	7,74	-6,29	5.067	-10.376	-1.112	-9,42	-3,96	-1,68	-10,25
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-18.373	391	1.287	1	10,87	-8,91	10.070	-10.379	-1.112	-12,32	-1,47	-1,44	-10,39
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-25.363	459	1.510	1	14,96	-12,36	15.635	-10.382	-1.113	-15,54	1,30	-0,58	-11,06
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-27.033	519	1.600	0	16,20	-13,48	17.180	-10.083	299	-16,24	2,26	-0,04	-11,22
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-26.082	529	1.510	0	15,09	-13,00	16.368	-10.079	299	-15,77	1,86	-0,69	-11,15
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-19.797	569	1.353	0	11,45	-9,87	14.863	-10.508	299	-15,17	0,84	-3,72	-9,03
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	-4.338	588	707	0	2,51	-2,16	10.359	-10.489	299	-12,55	-1,40	-10,04	-3,56
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	581	6.020	-274	0	-0,34	0,29	7.365	-10.477	298	-10,81	-2,88	-11,15	-2,59
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	1.399	6.088	-51	0	-0,81	0,70	5.870	-10.470	298	-9,94	-3,62	-10,75	-2,92
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	555	6.188	278	0	-0,32	0,28	3.647	-10.461	298	-8,65	-4,72	-8,97	-4,45
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,006	0	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	12.844	-6.754	-189	1	-10,36	5,17	-4.545	-7.272	0	-0,05	-5,54	-10,41	-0,38
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	5.598	-7.452	936	1	-6,25	0,52	-4.534	-7.255	0	-0,05	-5,53	-6,30	-5,01
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	7.581	-6.373	-804	1	-7,03	2,13	-4.551	-7.281	0	-0,05	-5,55	-7,08	-3,42
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,654	-26	-6.104	-1.236	1	-2,33	-2,36	-4.555	-7.288	0	-0,05	-5,56	-2,38	-7,92
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	10,375	0	-33.519	0	1	-3,72	-3,72	0	0	0	0,00	0,00	-3,72	-3,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	10,375	0	-26.004	0	1	-2,89	-2,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,89	-2,89
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	3,781	0	-6.188	0	1	-1,31	-1,31	0	0	0	0,00	0,00	-1,31	-1,31

Beton: C 50/60 fck= 50,0 N/mm²

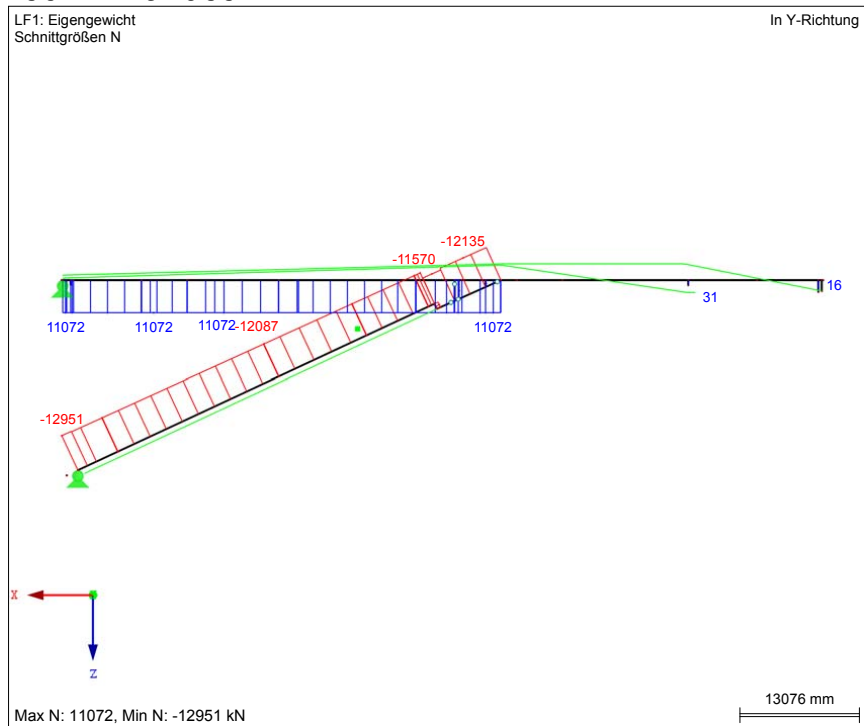
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*fck= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 7: Schnittgrößen und Spannungen

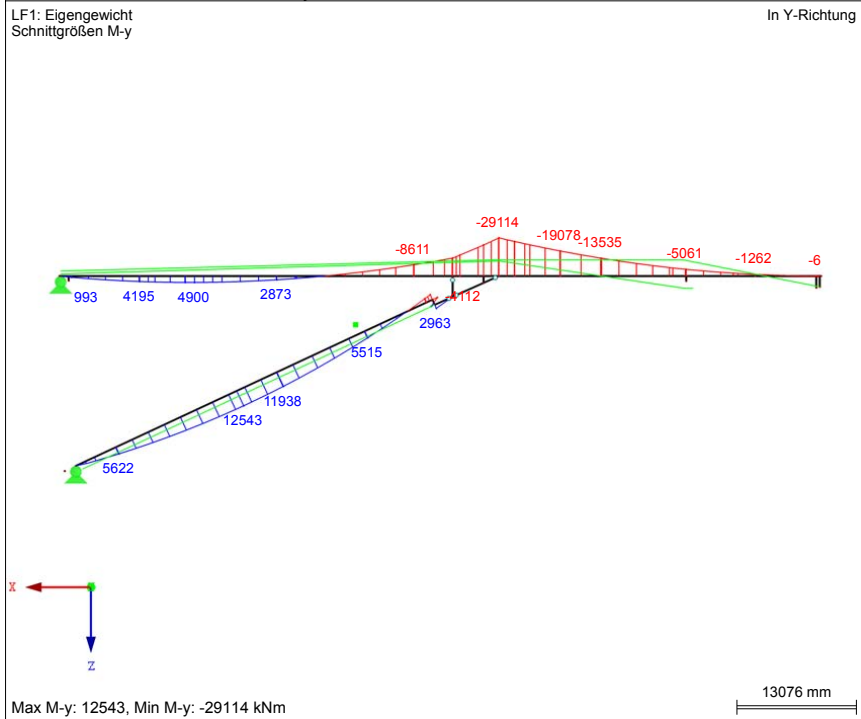
■ MODELL



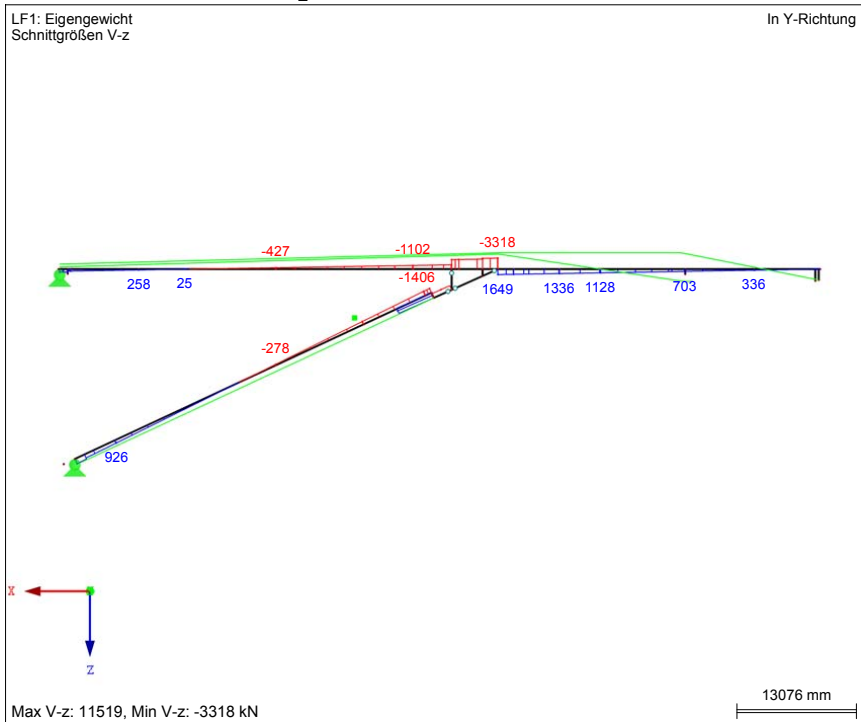
■ SCHNITTGRÖSSEN N



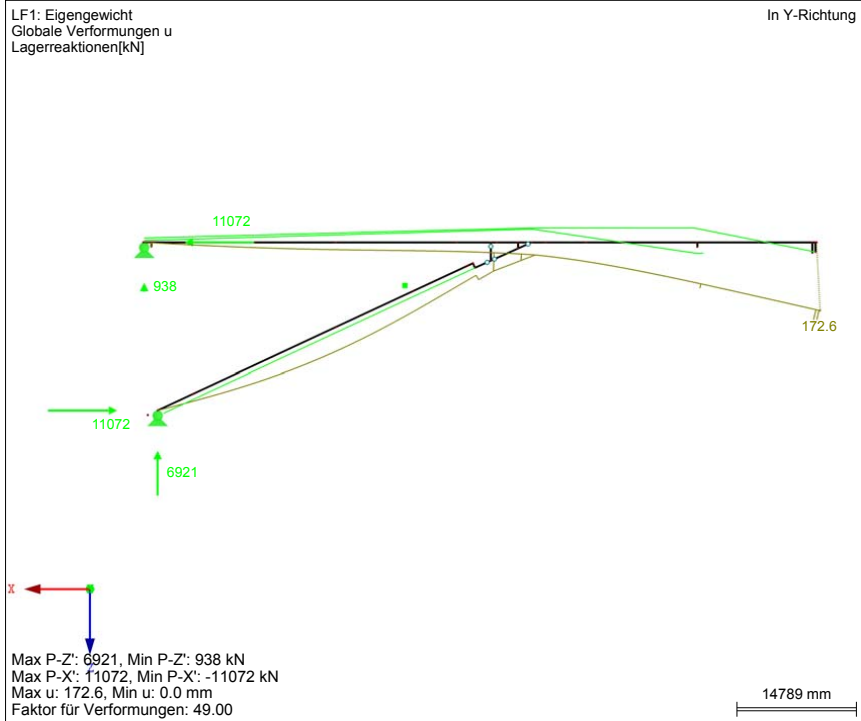
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



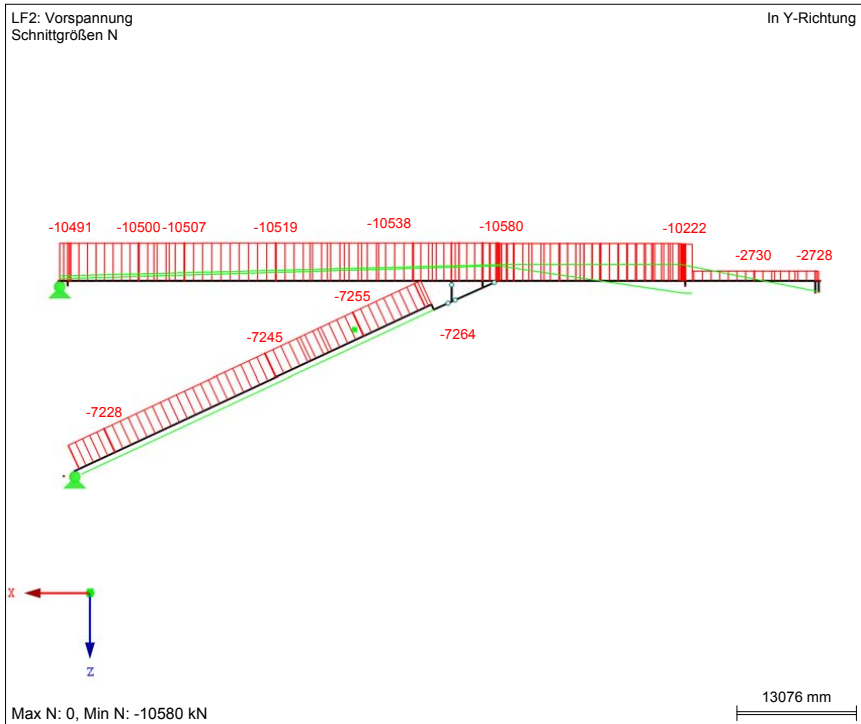
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



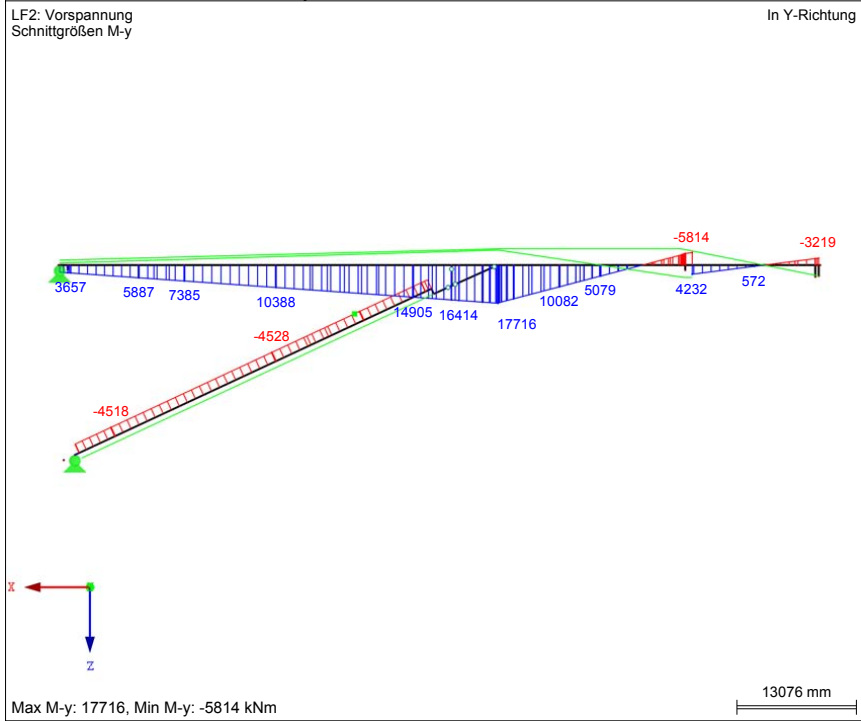
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



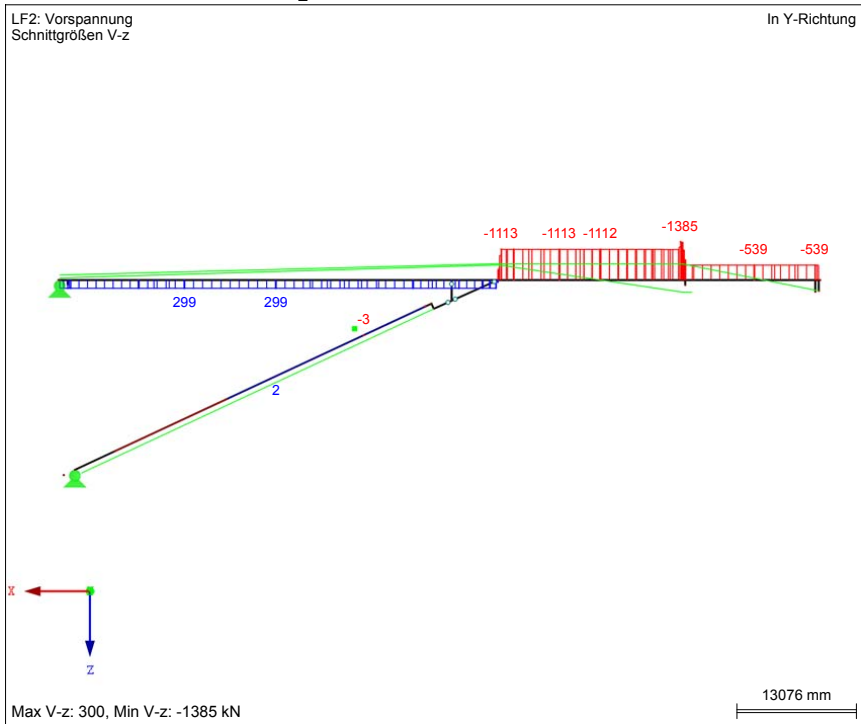
■ SCHNITTGRÖSSEN N



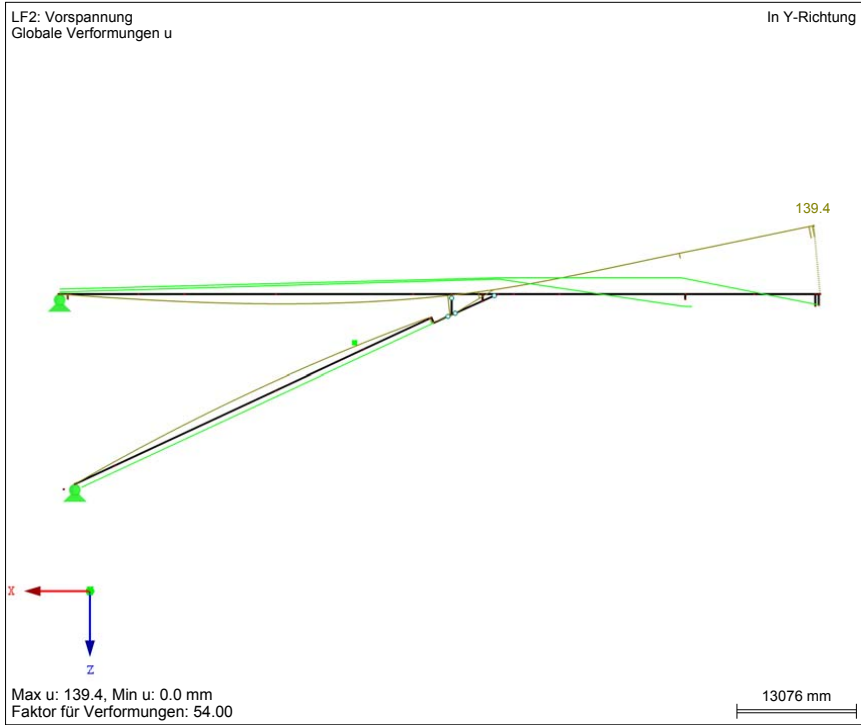
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u



Bauphase 7				Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G)					Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P)					(G)+(P)			
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy _{y,0} [m³]	Wy _{y,u} [m³]	M _{y,G} [kN]	N _G [kN]	V _{z,G} [kN]	N _G berücksichtigen?	σ _{G,oben} [N/mm²]	σ _{G,unten} [N/mm²]	M _{y,P} [kN]	N _P [kN]	V _{z,P} [kN]	σ _{P,oben} [N/mm²]	σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1,262	0	336	1	0,73	-0,63	572	-2,730	-539	-2,04	-1,42	-1,31	-2,05
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-13,535	0	1,128	1	7,83	-6,75	5,079	-10,384	-1,112	-9,43	-3,96	-1,60	-10,71
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-19,078	0	1,336	1	11,03	-9,51	10,082	-10,386	-1,113	-12,33	-1,47	-1,29	-10,98
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-26,336	0	1,569	1	15,23	-13,13	15,648	-10,389	-1,113	-15,55	1,30	-0,32	-11,83
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-23,631	11,072	-3,241	0	13,67	-11,78	17,200	-10,548	300	-16,54	1,98	-2,88	-9,80
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-15,920	11,072	-2,905	0	9,21	-7,94	16,414	-10,544	300	-16,09	1,59	-6,88	-6,35
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-8,611	11,072	-1,102	0	4,98	-4,29	14,905	-10,538	300	-15,21	0,84	-10,23	-3,45
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,873	11,072	-4,27	0	-1,66	1,15	10,388	-10,519	299	-12,59	-1,40	-14,25	-0,25
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	4,898	11,072	25	0	-2,83	2,44	7,385	-10,507	299	-10,84	-2,89	-13,68	-0,45
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	4,195	11,072	258	0	-2,43	2,09	5,887	-10,500	299	-9,97	-3,63	-12,40	-1,54
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	993	11,072	602	0	-0,57	0,50	3,657	-10,491	299	-8,68	-4,74	-9,25	-4,24
BT114	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS201	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	11,938	-12,087	-278	1	-11,87	2,57	-4,528	-7,245	0	-0,05	-5,52	-11,92	-2,96
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	5,622	-12,646	926	1	-8,26	-1,46	-4,518	-7,228	0	-0,05	-5,51	-8,31	-6,98
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	5,515	-11,782	-934	1	-7,87	-1,20	-4,534	-7,255	-3	-0,05	-5,53	-7,92	-6,73
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-3,126	-11,570	-1,390	1	-2,56	-6,34	-4,540	-7,264	-17	-0,05	-5,54	-2,61	-11,88
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-33,261	0	1	-3,70	-3,70	0	0	0	0,00	0,00	-3,70	-3,70
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-25,746	0	1	-2,86	-2,86	0	0	0	0,00	0,00	-2,86	-2,86
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	-3,248	0	1	-0,69	-0,69	0	0	0	0,00	0,00	-0,69	-0,69

Beton: C 50/60

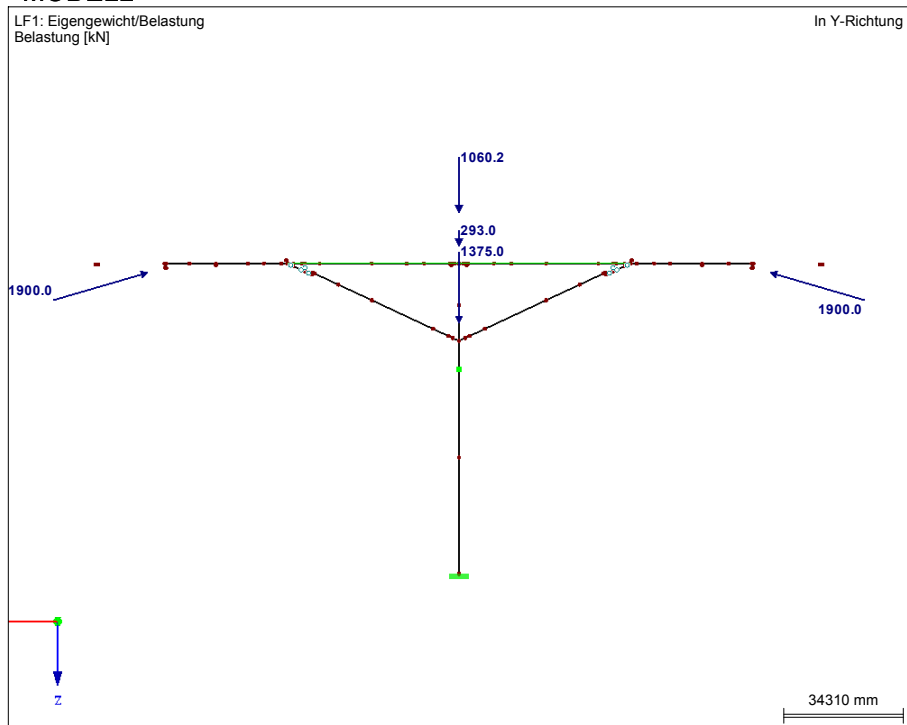
f_{ck}= 50,0 N/mm²

30,0 N/mm²

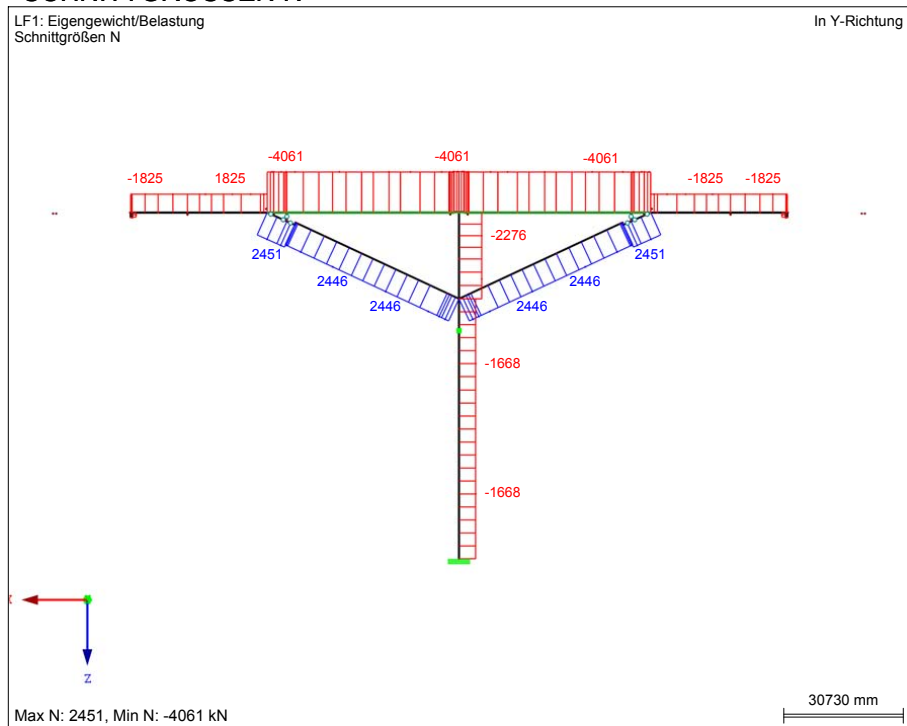
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}=
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 8: Schnittgrößen und Spannungen

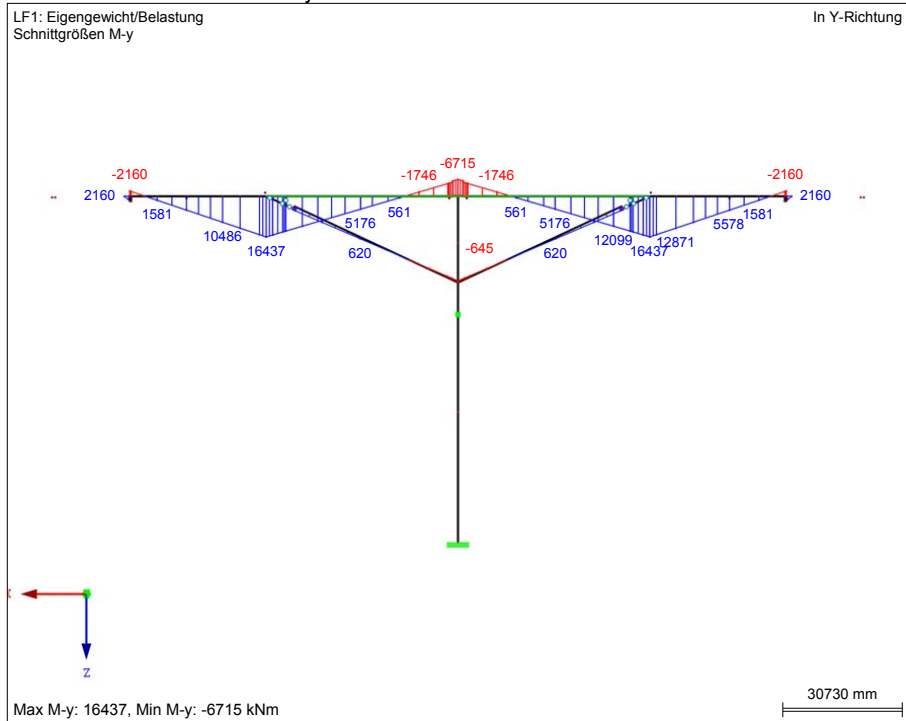
MODELL



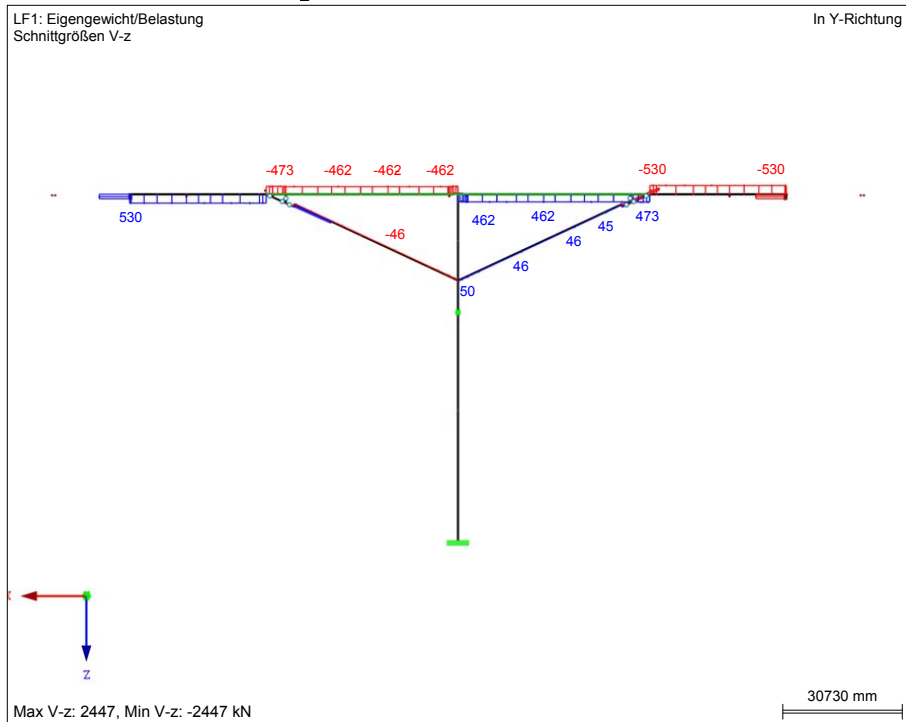
SCHNITTGRÖSSEN N



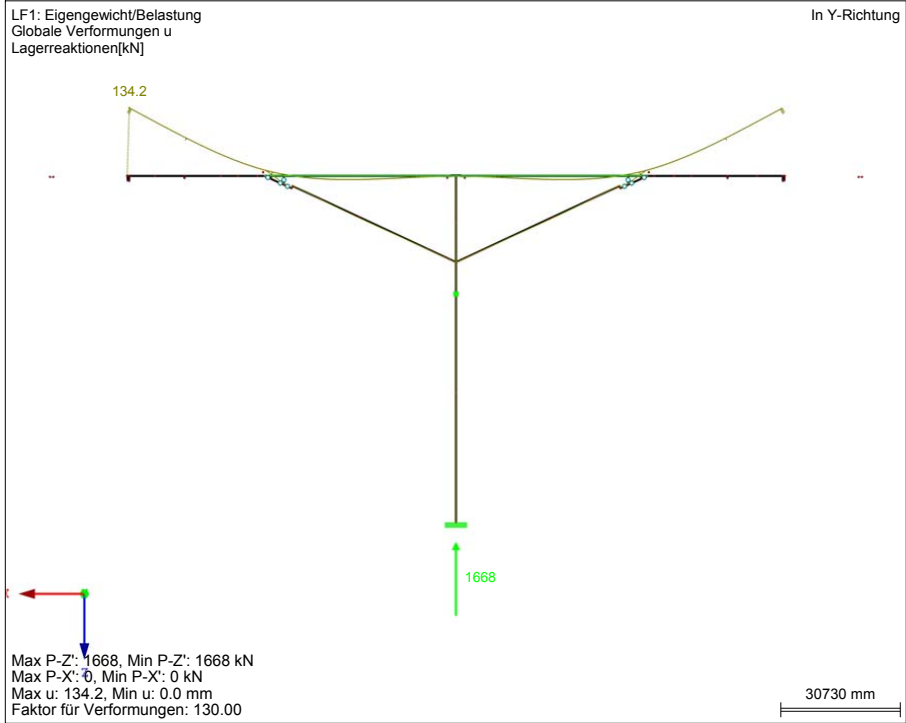
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



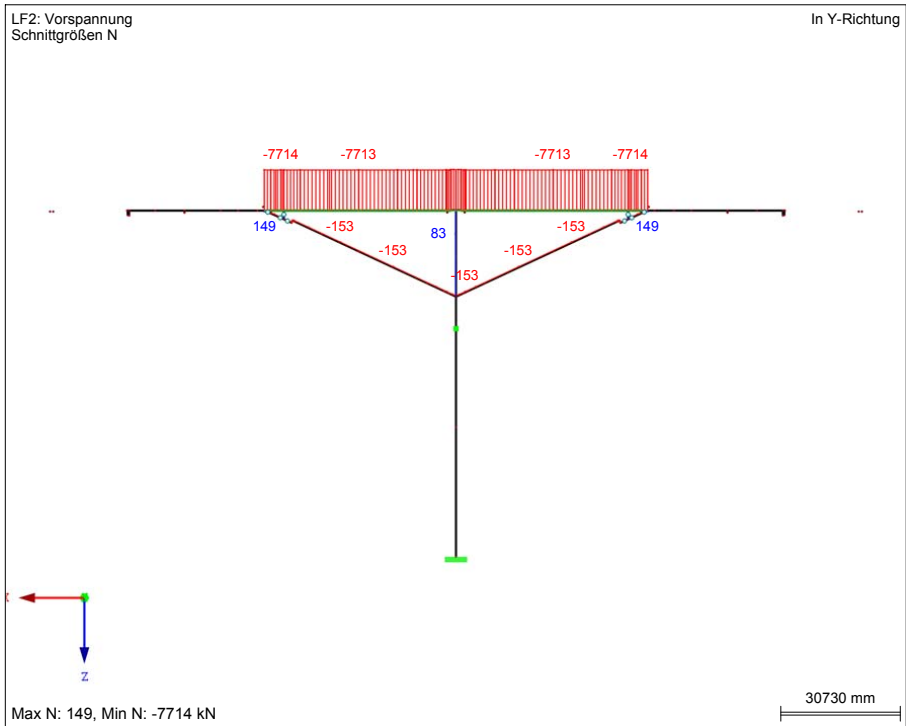
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



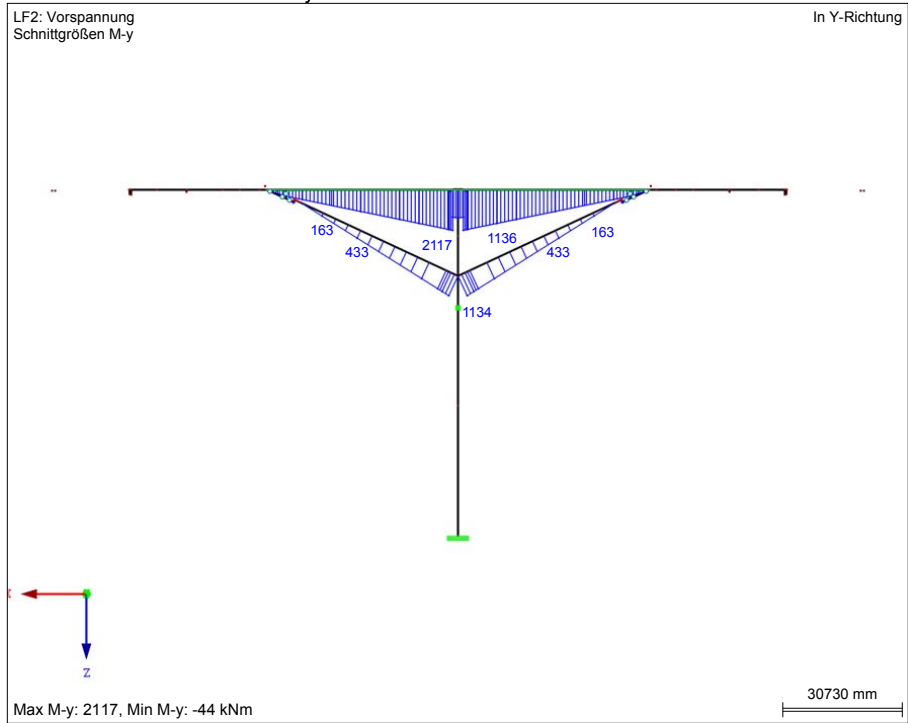
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



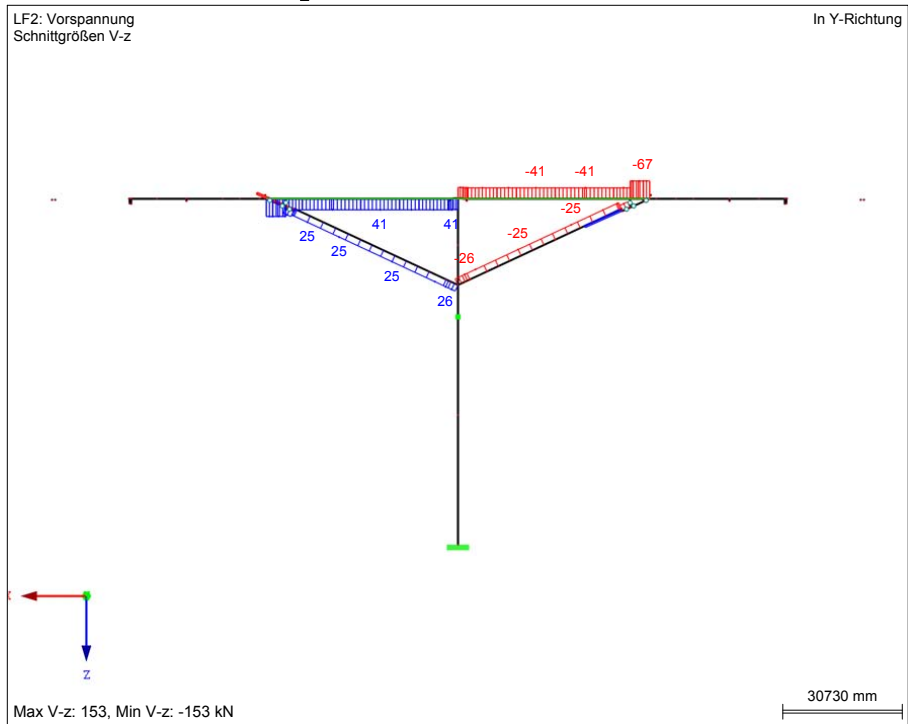
■ SCHNITTGRÖSSEN N



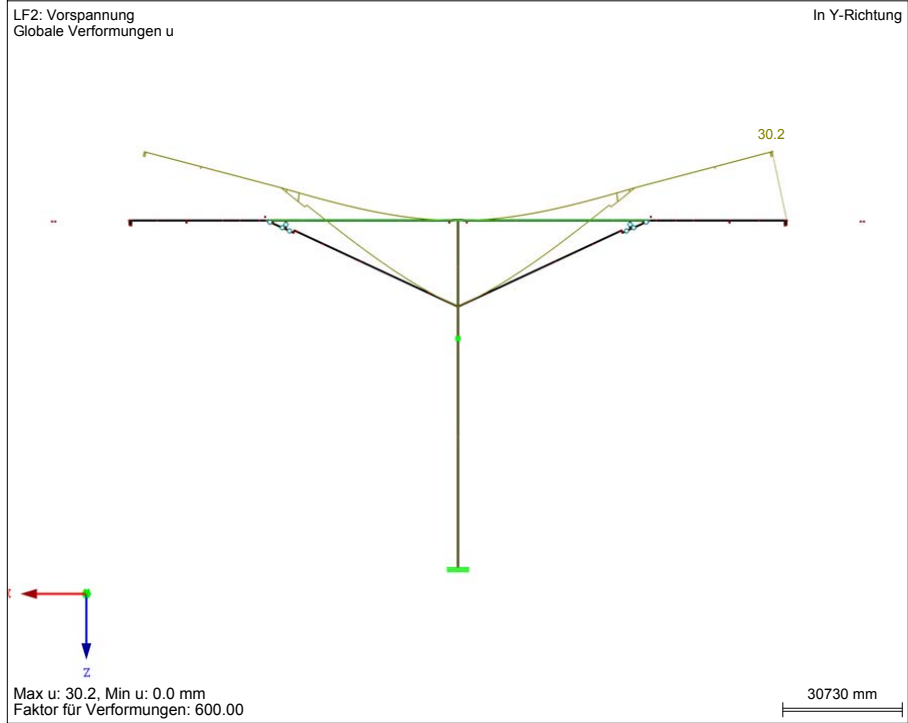
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u



Bauphase 8		Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)				(G)+(P)				
		Δ-SG aktuelle Bauphase		Δ-N _G berücksichtigen?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase		Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorübergehende + aktuelle BP	
		Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]		Δ-V _{Z,G} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm ²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm ²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{Z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm ²]	Δσ _{P,unten} [N/mm ²]	σ _{G+P,oben} [N/mm ²]	σ _{G+P,unten} [N/mm ²]
KQS	Quer-schnitt	A [m ²]	Wy _o [m ³]	Wy _u [m ³]										
BT101	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
BT102	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1,581	-1,825	-530	-2,06	-0,35	0	0	0,00	-1,31	-2,05
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	10,486	-1,825	-530	-7,21	4,09	0	0	0,00	-1,60	-10,71
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	12,871	-1,825	-530	-8,59	5,27	0	0	0,00	-1,29	-10,98
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	15,522	-1,825	-530	-10,12	6,60	0	0	0,00	-0,32	-11,83
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	15,646	-4,061	473	-11,59	5,26	112	-7,714	-67	-2,88	-9,80
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	14,415	-4,061	473	-10,88	4,65	286	-7,714	-67	-4,99	-6,35
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	12,099	-4,061	462	-9,54	3,49	513	-7,714	-41	-5,12	-3,45
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	5,176	-4,061	462	-5,53	0,04	1,136	-7,713	-41	-4,26	-0,25
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	561	-4,061	462	-2,86	-2,26	1,551	-7,713	-41	-5,72	-4,05
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1,746	-4,061	462	-1,53	-3,41	1,758	-7,713	-41	-5,84	-3,95
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-5,185	-4,061	462	0,46	-5,12	2,067	-7,713	-41	-6,02	-3,79
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-6,138	-4,061	462	0,93	-2,72	1,450	-7,713	-41	-2,23	-1,37
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-555	2,446	45	0,51	0,10	1,083	-153	-25	-0,43	0,00
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	620	2,446	46	0,57	1,32	433	-153	-25	-0,32	0,20
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-268	2,446	46	1,10	0,78	926	-153	-25	-0,62	0,50
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,112	2,446	46	0,27	1,61	163	-153	-25	-0,16	0,04
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,451	2,446	45	0,06	1,82	-26	-153	-25	-0,04	-0,07
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-1,668	0	-0,19	-0,19	0	0	0	0,00	0,00
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	-1,668	0	-0,19	-0,19	0	0	0	-2,86	-2,86
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	-2,276	0	-0,48	-0,48	0	83	0	0,02	-0,69

Beton: C 50/60

f_{ck}= 50,0 N/mm²

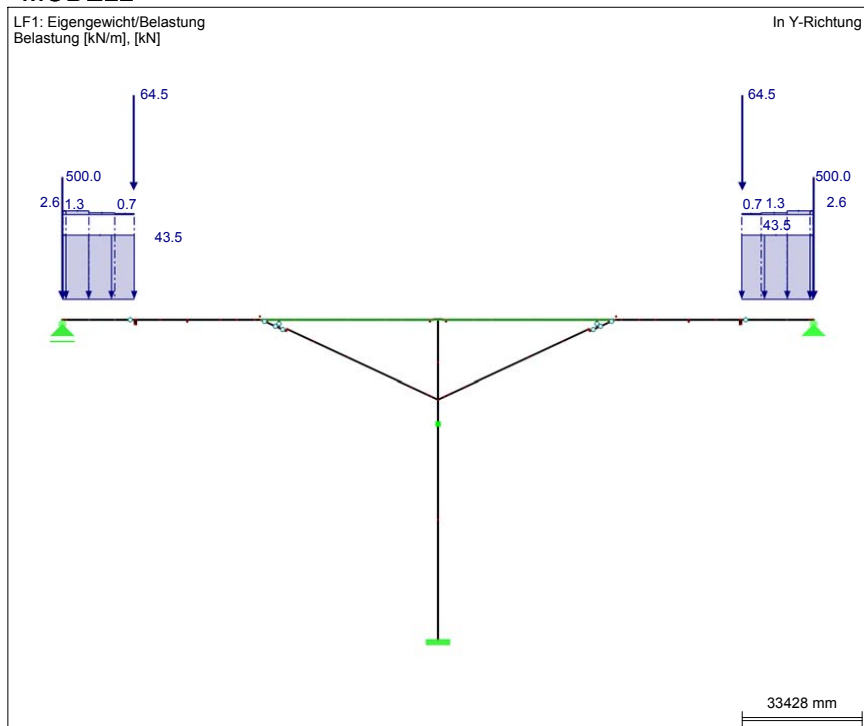
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}=

30,0 N/mm²

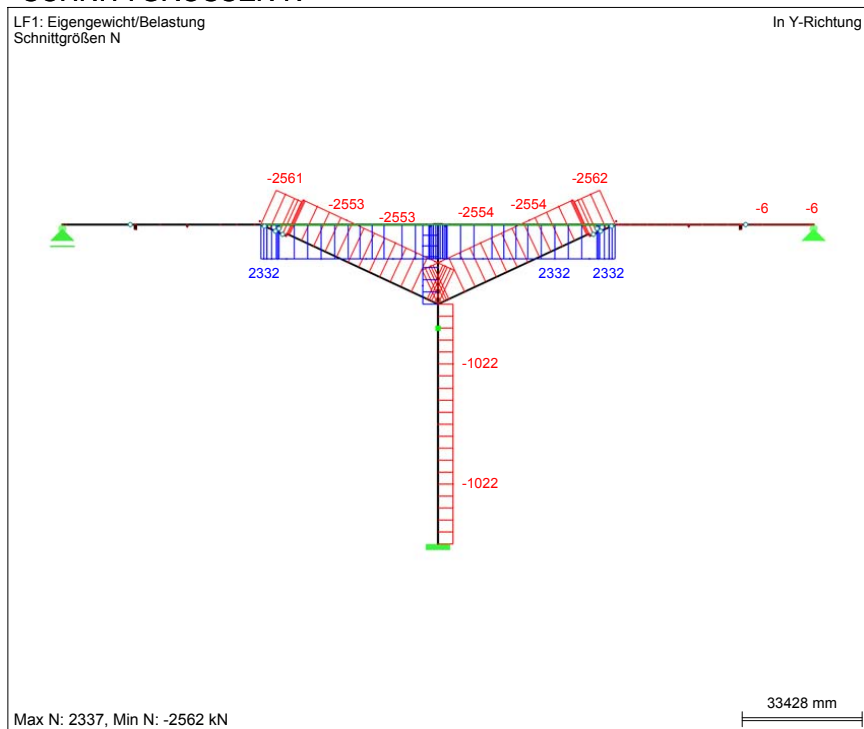
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 9: Schnittgrößen und Spannungen

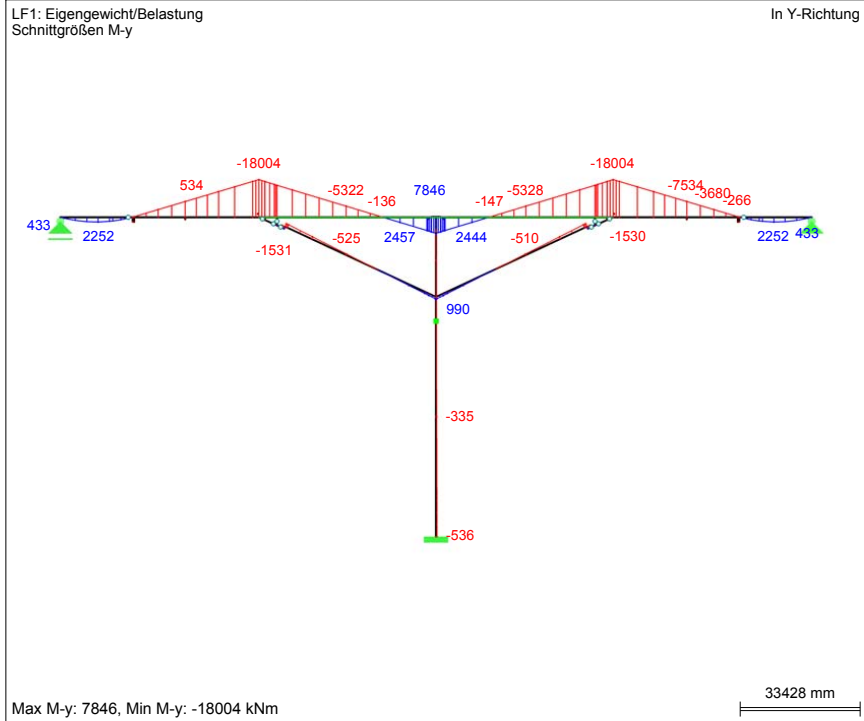
■ MODELL



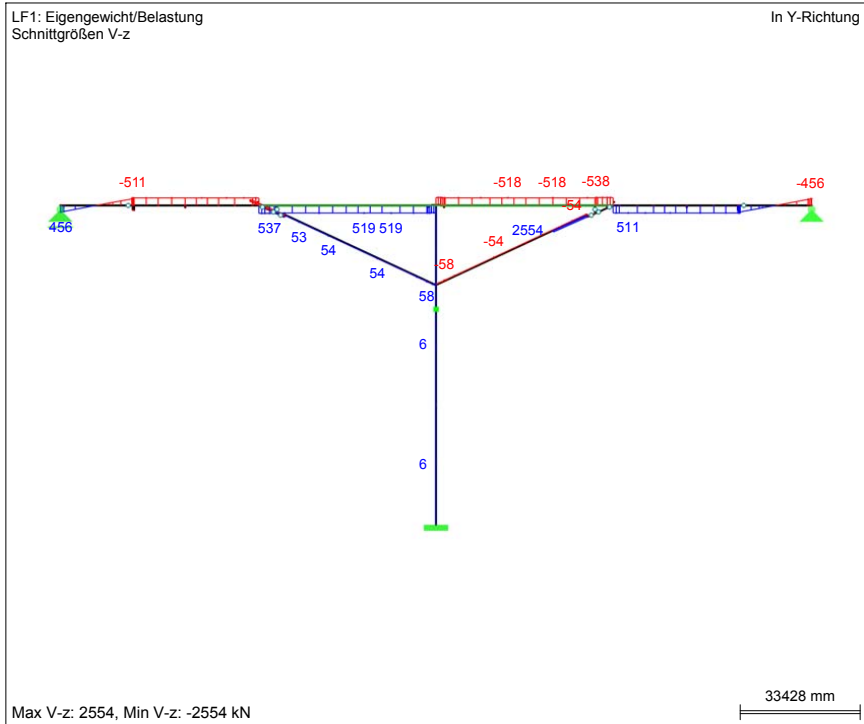
■ SCHNITTGRÖSSEN N



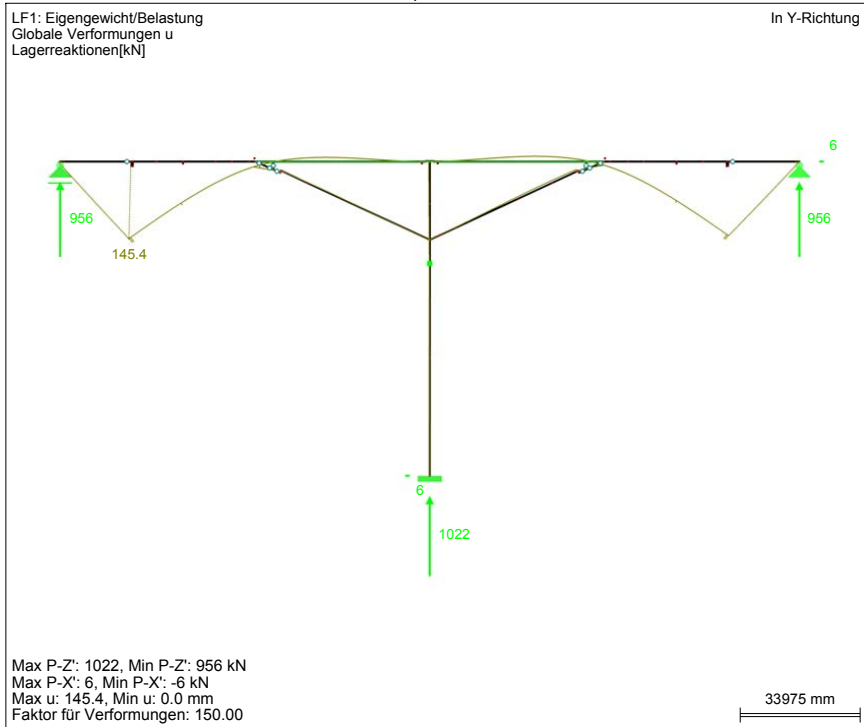
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 9			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zuzufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)						Δ-Schnittgrößen und Spannungen zuzufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)						(G)+(P)				
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Δ-N _G berücksichtigen?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP	
					Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{z,G} [kN]		Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	90	-6	-447	1	-0,06	0,04	0	0	0	-3,00	-0,74	0,00	0,00	-3,06	-0,70
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	433	-6	-410	1	-0,25	0,21	0	0	0	-3,00	-0,74	0,00	0,00	-3,25	-0,53
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-3,680	-6	511	1	2,12	-1,84	0	0	0	0,00	0,00	-3,36	-2,40	-1,24	-4,24
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-12,266	-6	511	1	7,09	-6,12	0	0	0	0,00	0,00	-8,81	-6,62	-1,72	-12,74
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-14,566	-6	511	1	8,42	-7,26	0	0	0	0,00	0,00	-9,88	-5,70	-1,46	-12,97
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-17,121	-6	511	1	9,90	-8,54	0	0	0	0,00	0,00	-10,43	-5,23	-0,54	-13,77
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-17,105	2,332	-538	1	11,35	-7,07	0	0	0	0,00	0,00	-19,36	-9,31	-8,00	-16,38
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-15,707	2,332	-538	1	10,54	-6,37	0	0	0	0,00	0,00	-22,75	-6,38	-12,20	-12,75
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-13,101	2,332	-518	1	9,04	-5,07	0	0	0	0,00	0,00	-24,89	-4,53	-15,85	-9,60
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-5,328	2,332	-518	1	4,54	-1,20	0	0	0	0,00	0,00	-25,26	-4,46	-20,72	-5,66
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-147	2,332	-518	1	1,54	1,39	0	0	0	0,00	0,00	-22,26	-6,76	-20,72	-5,37
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,444	2,332	-518	1	0,04	2,68	0	0	0	0,00	0,00	-19,77	-8,90	-19,72	-6,22
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	6,305	2,332	-518	1	-2,19	4,60	0	0	0	0,00	0,00	-14,81	-13,16	-17,00	-8,56
BT114	BT_BZ-St	4,306	-3,284	3,458	7,181	2,332	-518	1	-1,65	2,62	0	0	0	0,00	0,00	-1,31	-4,09	-2,95	-1,47
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	883	-2,554	-53	1	-0,65	0,01	0	0	0	0,00	0,00	0,09	0,48	-0,56	0,50
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-510	-2,554	-54	1	-0,67	-1,29	0	0	0	0,00	0,00	-11,67	-1,44	-12,34	-2,73
DS203	DS_NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	543	-2,554	-54	1	-1,31	-0,65	0	0	0	0,00	0,00	-7,83	-5,70	-9,14	-6,35
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-1,094	-2,554	-55	1	-0,32	-1,64	0	0	0	0,00	0,00	-7,80	-5,08	-8,12	-6,72
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-1,496	-2,554	-54	1	-0,08	-1,89	0	0	0	0,00	0,00	-2,59	-10,14	-2,67	-12,02
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-536	-1,022	6	1	-0,06	-0,17	0	0	0	0,00	0,00	-3,88	-3,88	-3,94	-4,05
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-335	-1,022	6	1	-0,08	-0,15	0	0	0	0,00	0,00	-3,05	-3,05	-3,13	-3,19
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	-45	-1,037	5	1	0,23	0,21	0	0	0	0,00	0,00	-1,15	-1,15	-0,92	-0,94

Beton: C 50/60

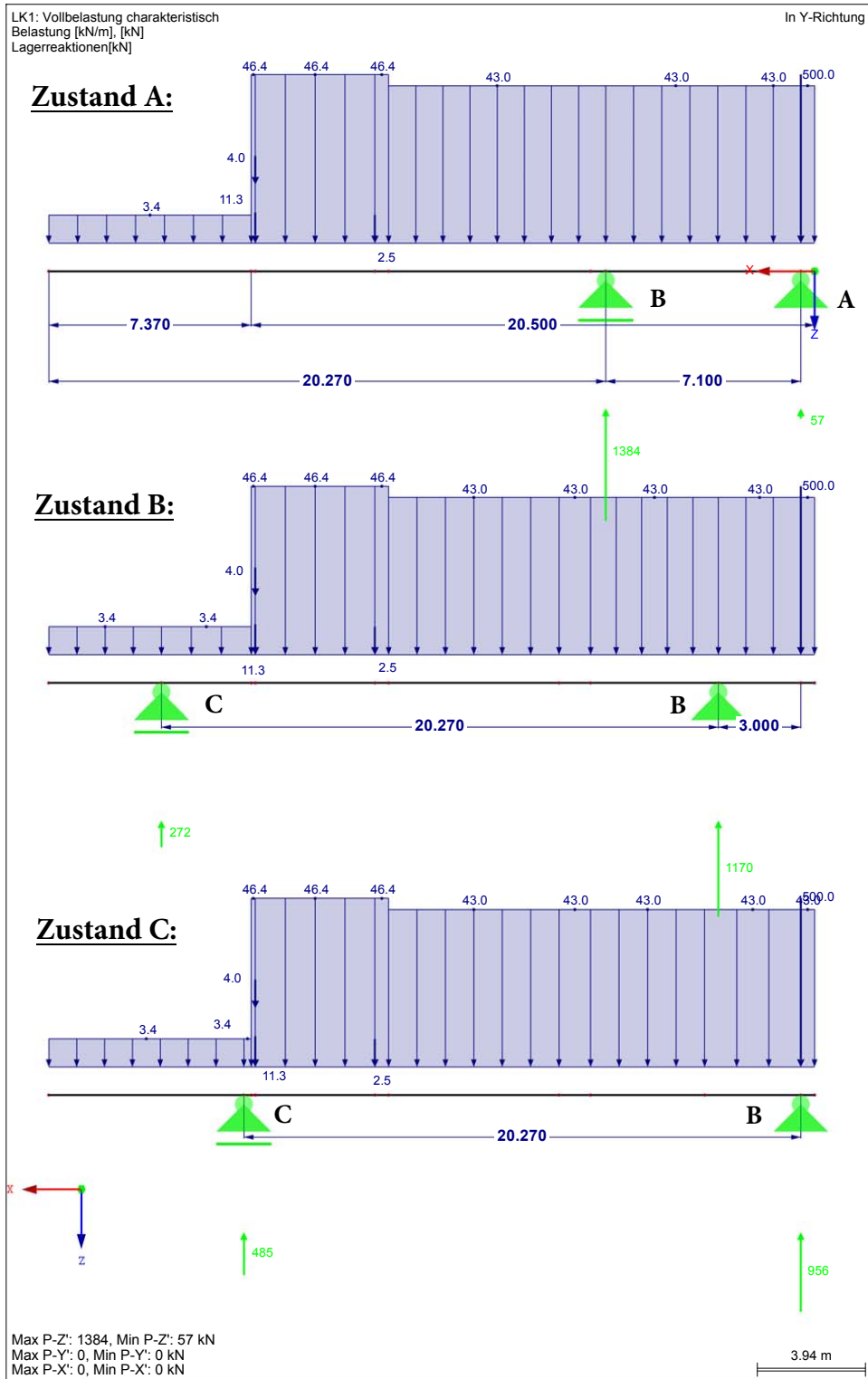
f_{ck}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²

Dekompression nicht erfüllt!

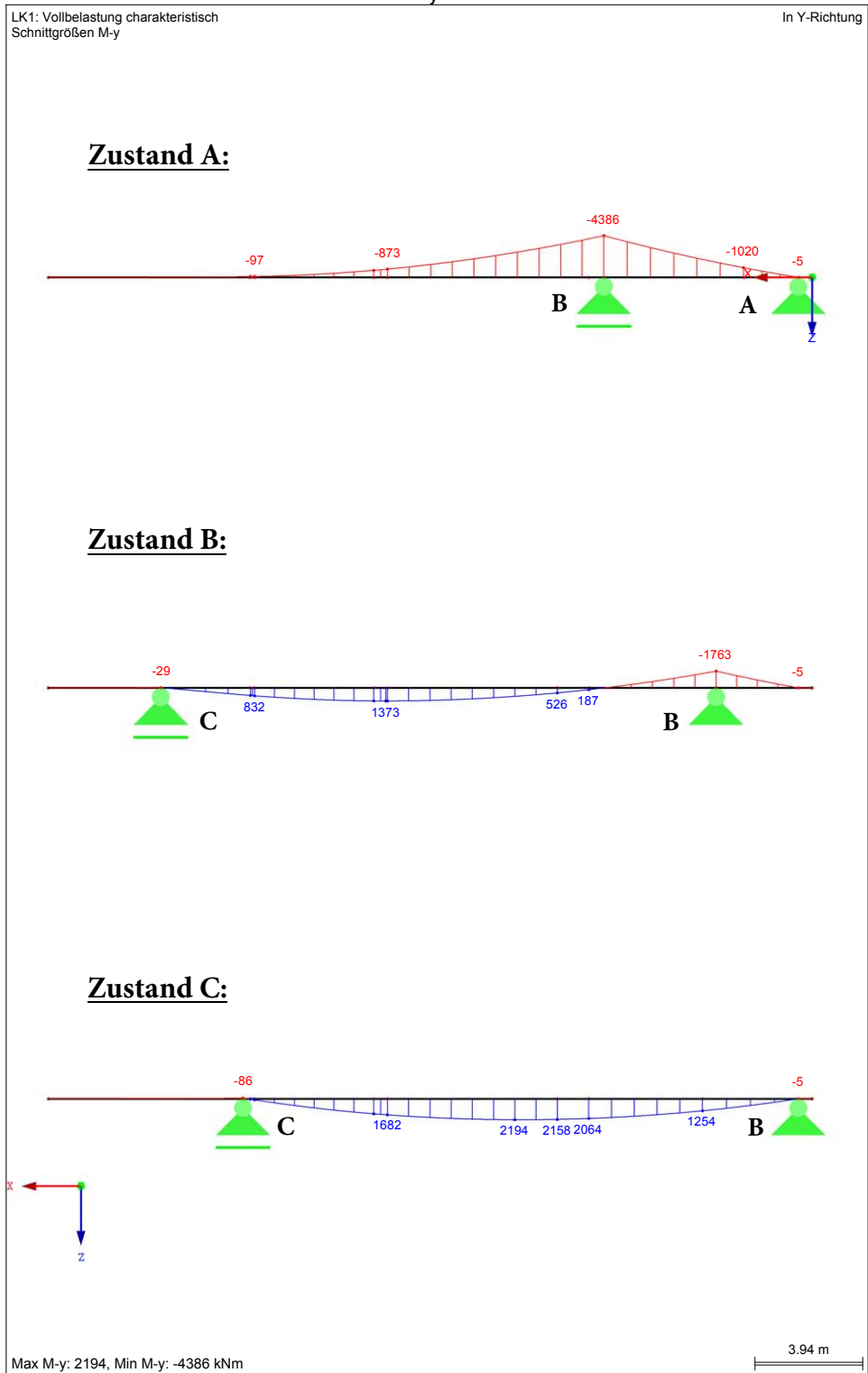
Bauphase 9: Schnittgrößen Einschubträger

LAGERREAKTIONEN



Bauphase 9: Schnittgrößen Einschubträger

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



Bauphase 9: Berechnungen Einschubträger

Vorspannung: Annahme Vorspannkraft nach Verlusten: $P = 180 \text{ kN}/0.6 \text{ Litze}$
 Querschnittswerte: $A = 1,599 \text{ m}^2$, $W_{y,u} = -1,729 \text{ m}^3$, $W_{y,u} = 2,006 \text{ m}^3$

1. Einwirkungen

$$M_{G,B,Sttz} = -4,386 \text{ MNm ergibt:}$$

$$\sigma_{G,Sttz,k,unten} = -2,18 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{G,Sttz,k,oben} = 2,50 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{G,Feld,max} = 2,194 \text{ MNm ergibt:}$$

$$\sigma_{G,Feld,k,unten} = 1,09 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{G,Feld,k,oben} = -1,25 \text{ N/mm}^2$$

2. Vorspannung Typ TO (2 Spannglieder S 6-4):

Abstand Schwerachse Bauzustand zu Schwerachse Spannglieder: $z_o = -1,815 \text{ m}$

$$P_{TO} = 2 \cdot 4 \cdot 180 = 1440 \text{ kN} = 1,440 \text{ MN}$$

$$M_{P,TO} = -1,815 \cdot 1,440 = -2,614 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{P,TO,unten} = -2,39 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{P,TO,oben} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

3. Vorspannung Typ TU (2 mal 4 Spannglieder S 6-):

Abstand Schwerachse Bauzustand zu Schwerachse Spannglieder: $z_u = 0,348 \text{ m}$

$$P_U = 2 \cdot 4 \cdot 180 = 1440 \text{ kN} = 1,440 \text{ MN}$$

$$M_{P,TU} = 0,348 \cdot 1,440 = -0,50 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{P,TU,unten} = -1,14 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{P,TU,oben} = -0,61 \text{ N/mm}^2$$

4. Nachweise:

minimales Stützmoment:

$$\sigma_{G+P,Sttz,k,unten} = -2,92 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{G+P,Sttz,k,oben} = -0,50 \text{ N/mm}^2$$

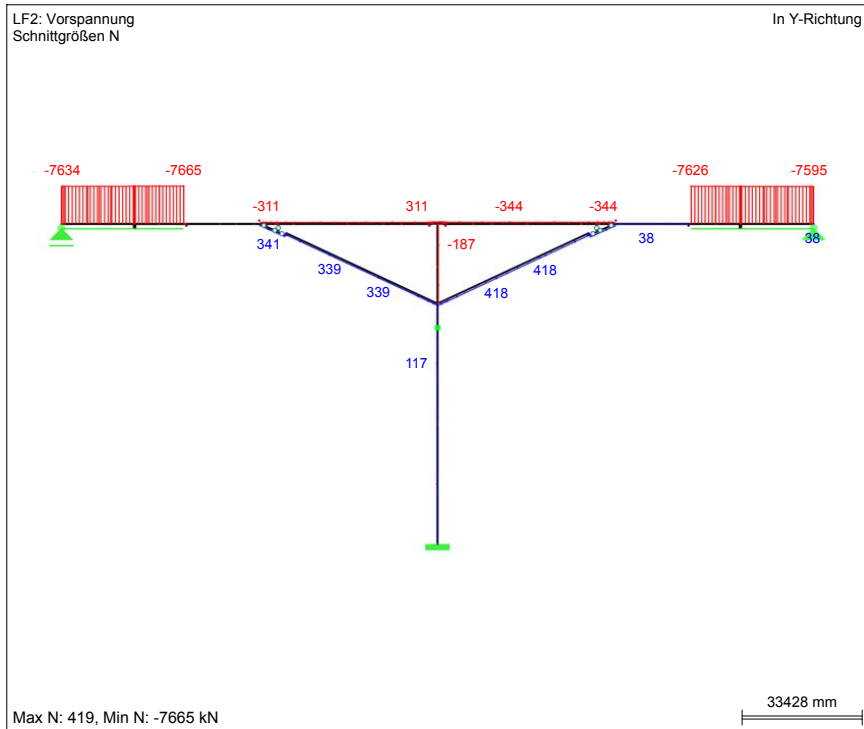
maximales Feldmoment:

$$\sigma_{G+P,Feld,k,unten} = -1,09 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{G+P,Feld,k,oben} = -1,25 \text{ N/mm}^2$$

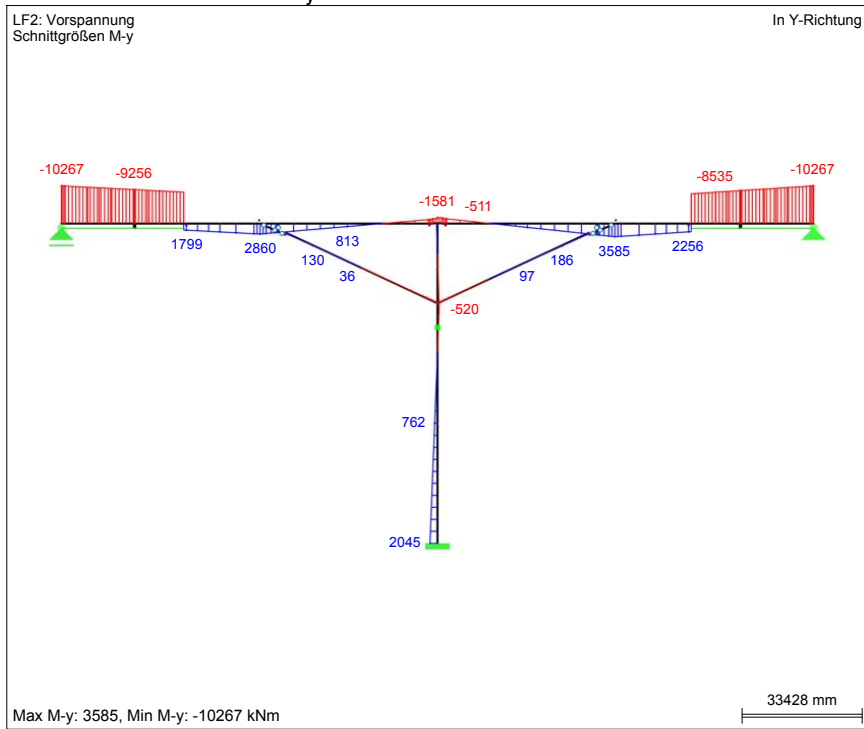
Infolge des maßgebenden Feldmoments verbleibt eine Zugspannung von $\sigma_{G+P,Feld,k,unten} = -1,09 \text{ N/mm}^2$. Dies kann durch Einlegen von schlaffer Bewehrung im Zuge der Herstellung der Einschubträger berücksichtigt werden. Bei allen anderen resultierenden Spannungen handelt es sich um Druckspannungen, womit die Nachweise erfüllt sind.

Bauphase 10: Schnittgrößen und Spannungen

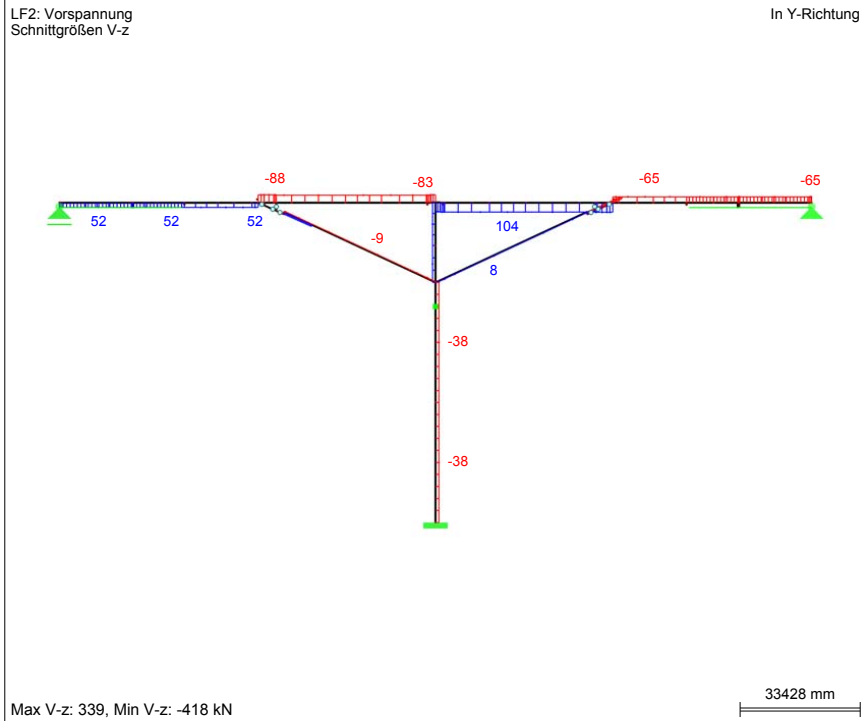
■ SCHNITTGRÖSSEN N



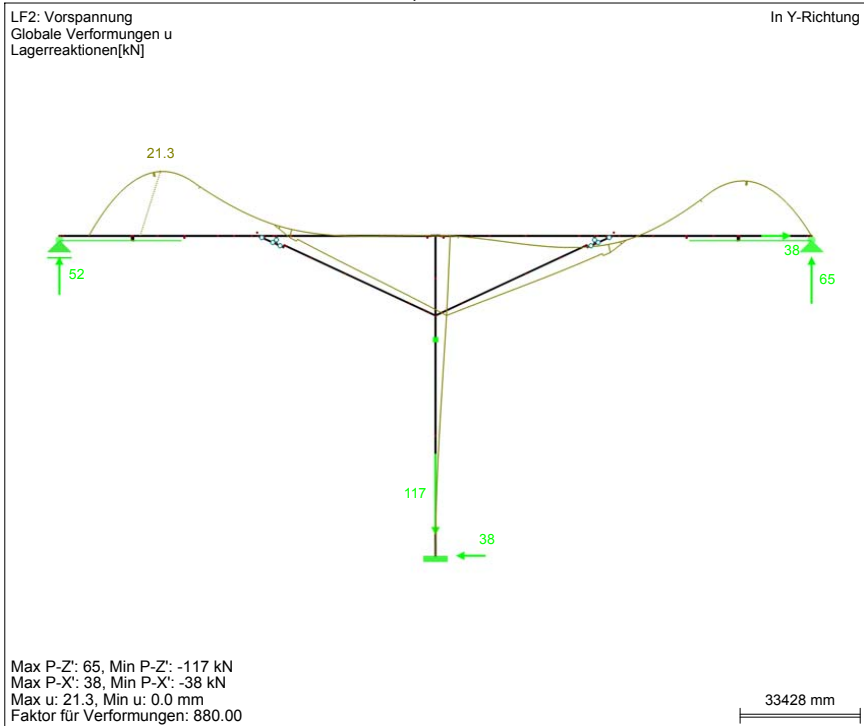
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

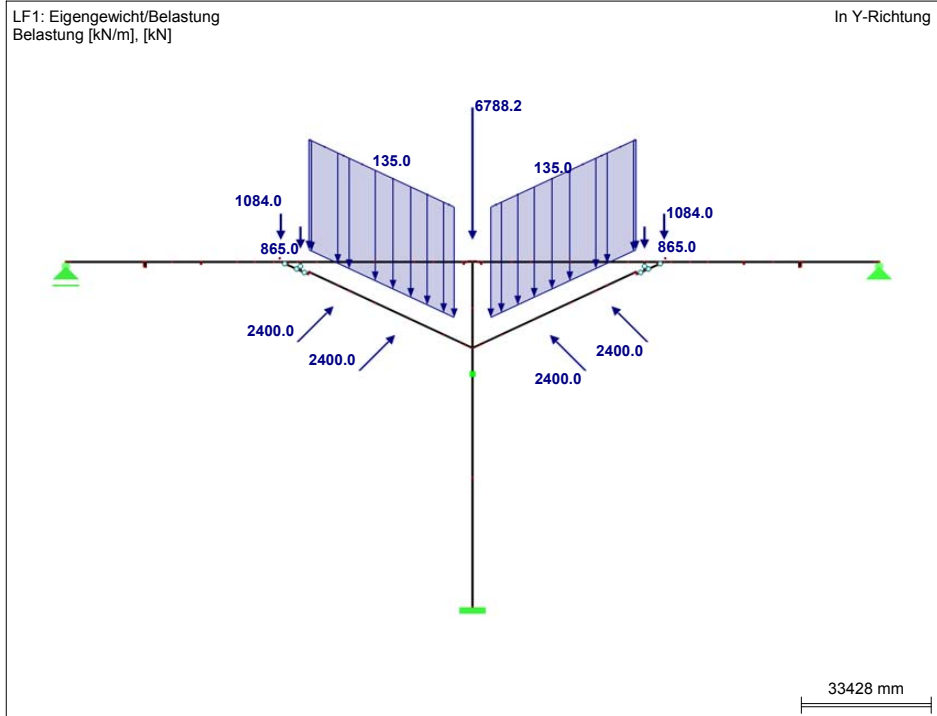


Bauphase 10			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zuzufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)						Δ-Schnittgrößen und Spannungen zuzufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)						(G)+(P)				
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Δ-N _G berücksichtigen?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP	
					Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{z,G} [kN]		Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-10,254	-7,595	-65	1,18	-9,86	-3,06	-0,70	-1,88	-10,56
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-10,203	-7,595	-65	1,15	-9,84	-3,25	-0,53	-2,10	-10,36
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-8,534	-7,620	-65	0,17	-9,02	-1,24	-4,24	-1,07	-13,26
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	2,857	38	-65	-1,63	1,45	-1,72	-12,74	-3,35	-11,29
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	3,149	38	-65	-1,80	1,59	-1,46	-12,97	-3,25	-11,38
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	3,473	38	-65	-1,98	1,76	-0,54	-13,77	-2,52	-12,01
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	3,407	-344	106	-2,19	1,48	-8,00	-16,38	-10,19	-14,90
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	3,131	-344	106	-2,03	1,35	-12,20	-12,75	-14,23	-11,41
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	2,609	-344	104	-1,72	1,09	-15,85	-9,60	-17,58	-8,52
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	1,049	-344	104	-0,82	0,31	-20,72	-5,66	-21,54	-5,35
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	9	-344	104	-0,22	-0,21	-20,72	-5,37	-20,94	-5,58
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-511	-344	104	0,08	-0,47	-19,72	-6,22	-19,64	-6,69
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,286	-344	104	0,53	-0,86	-17,00	-8,56	-16,47	-9,42
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,451	-344	104	0,36	-0,50	-2,95	-1,47	-2,59	-1,97
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	-114	418	8	0,09	0,01	-0,56	0,50	-0,47	0,51
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	0	0	0	1	0,00	0,00	97	418	8	0,10	0,22	-12,34	-2,73	-12,24	-2,51
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	0	0	0	1	0,00	0,00	-63	418	8	0,20	0,12	-9,14	-6,35	-8,94	-6,23
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	0	0	0	1	0,00	0,00	186	418	8	0,05	0,27	-8,12	-6,72	-8,08	-6,45
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	0	0	0	1	0,00	0,00	246	418	8	0,01	0,31	-2,67	-12,02	-2,65	-11,71
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	1	0,00	0,00	2,045	117	-38	-0,18	0,21	-3,94	-4,05	-4,13	-3,84
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	1	0,00	0,00	762	117	-38	-0,06	0,09	-3,13	-3,19	-3,19	-3,19
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	0	0	1	0,00	0,00	-112	-187	33	-0,01	-0,07	-0,92	-0,94	-0,93	-1,01

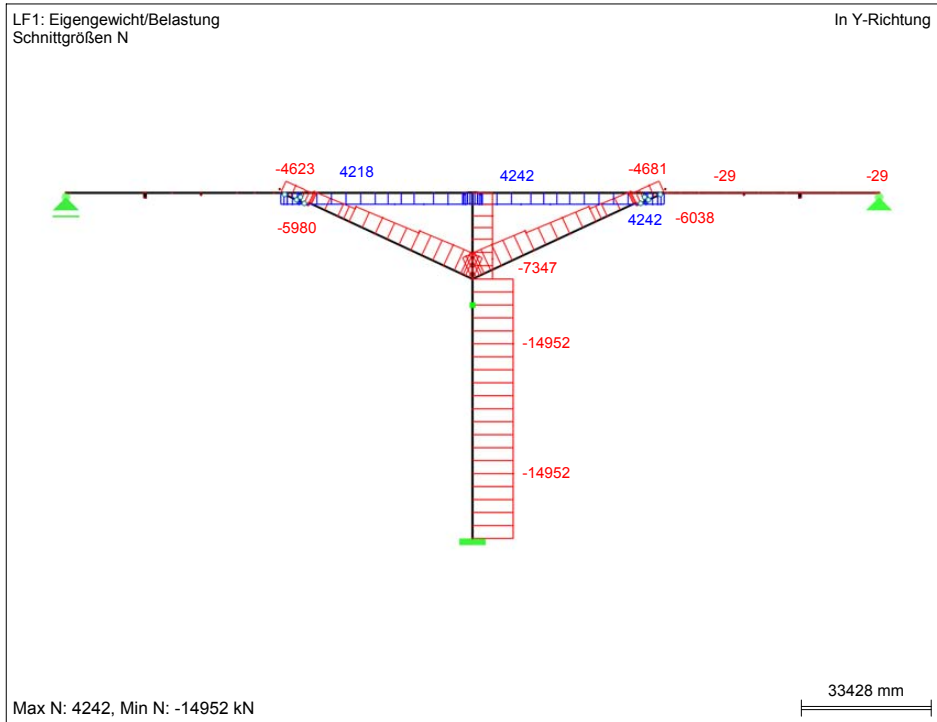
Beton: C 50/60 f_{ck}= 50,0 N/mm² Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 11: Schnittgrößen und Spannungen

■ MODELL



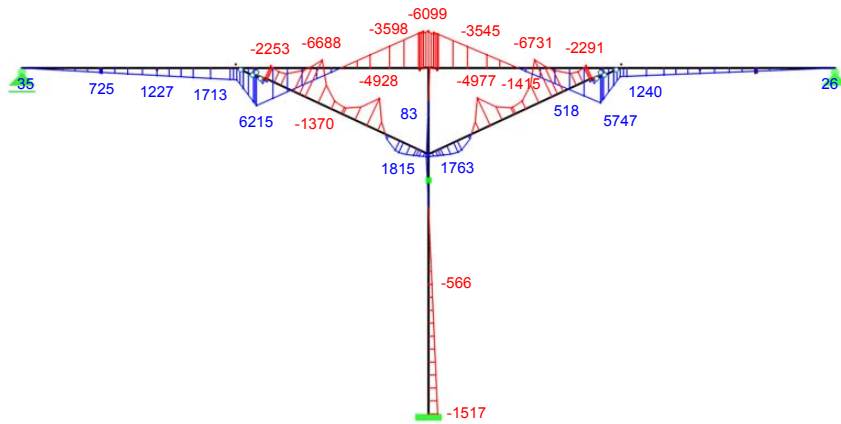
■ SCHNITTGRÖSSEN N



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

LF1: Eigengewicht/Belastung
Schnittgrößen M-y

In Y-Richtung



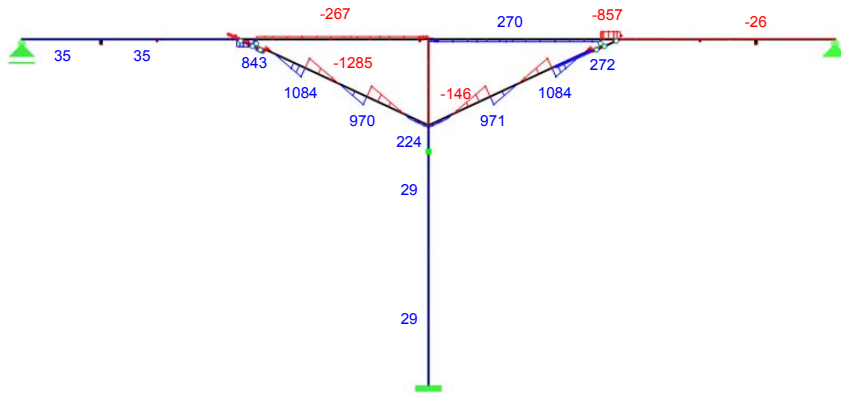
Max M-y: 6215, Min M-y: -6731 kNm

33428 mm

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

LF1: Eigengewicht/Belastung
Schnittgrößen V-z

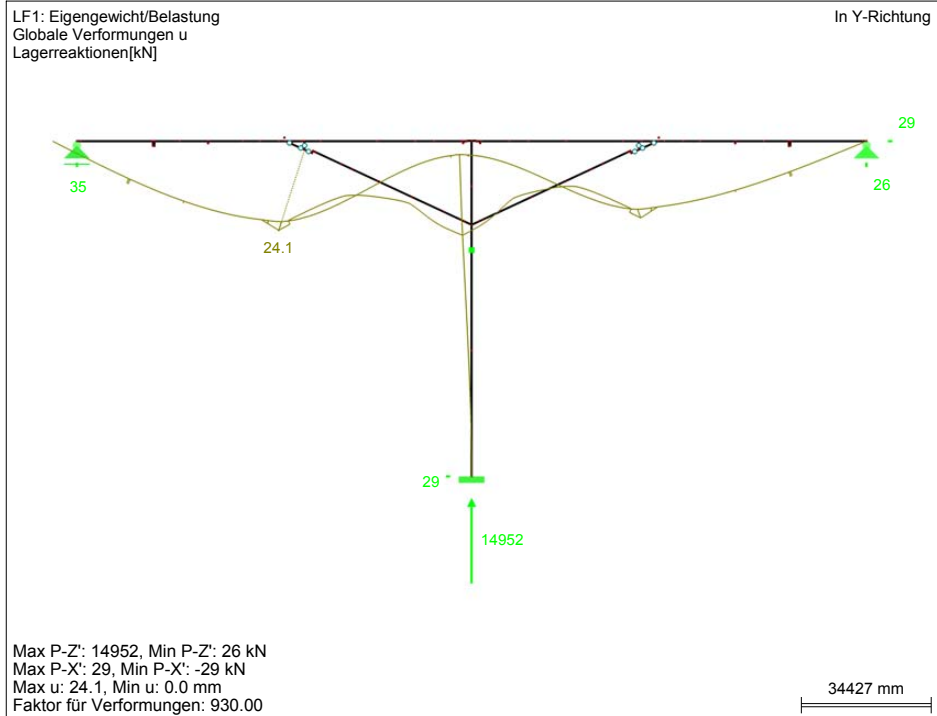
In Y-Richtung



Max V-z: 4573, Min V-z: -4515 kN

33428 mm

■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

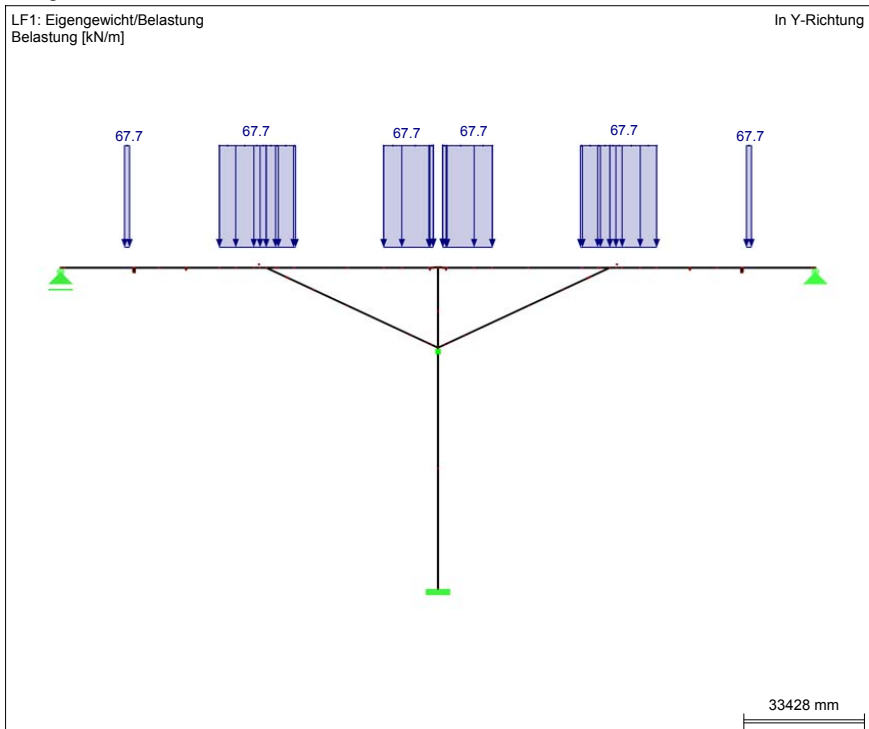


Bauphase 11			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)				(G)+(P)						
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			vorher-gehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP		
					Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{z,G} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	5	-29	-26	-0,02	-0,02	0	0	0,00	0,00	-1,88	-10,56	-1,90	-10,58
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	26	-29	-26	-0,03	-0,01	0	0	0,00	0,00	-2,10	-10,36	-2,14	-10,37
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	696	-29	-26	-0,42	0,33	0	0	0,00	0,00	-1,07	-13,26	-1,49	-12,93
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1,125	-29	-26	-0,67	0,54	0	0	0,00	0,00	-3,35	-11,29	-4,02	-10,75
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1,240	-29	-26	-0,74	0,60	0	0	0,00	0,00	-3,25	-11,38	-3,99	-10,78
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1,368	-29	-26	-0,81	0,66	0	0	0,00	0,00	-2,52	-12,01	-3,33	-11,35
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2,846	4,242	-857	1,01	4,07	0	0	0,00	0,00	-10,19	-14,90	-9,18	-10,82
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	5,076	4,242	-857	-0,28	5,18	0	0	0,00	0,00	-14,23	-11,41	-14,51	-6,23
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	4,602	4,242	272	-0,01	4,95	0	0	0,00	0,00	-17,58	-8,52	-17,59	-3,57
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	529	4,242	272	2,35	2,92	0	0	0,00	0,00	-21,54	-5,35	-19,20	-2,44
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-2,187	4,242	272	3,92	1,56	0	0	0,00	0,00	-20,94	-5,58	-17,02	-4,02
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-3,545	4,242	272	4,70	0,89	0	0	0,00	0,00	-19,64	-6,69	-14,94	-5,81
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-5,568	4,242	272	5,87	-0,12	0	0	0,00	0,00	-16,47	-9,42	-10,60	-9,54
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-5,551	4,242	272	2,68	-0,62	0	0	0,00	0,00	-2,59	-1,97	0,09	-2,59
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	875	-8,559	224	-1,40	-0,74	0	0	0,00	0,00	-0,47	0,51	-1,86	-0,24
DS202	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-1,415	-6,460	-267	-1,63	-3,34	0	0	0,00	0,00	-12,24	-2,51	-13,82	-0,32
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	1,677	-8,388	-145	-4,24	-2,21	0	0	0,00	0,00	-8,94	-6,23	-13,13	-2,93
DS205	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-3,883	-5,034	694	0,41	-4,28	0	0	0,00	0,00	-8,08	-6,45	-7,62	-5,20
DS206	DS_KZ	2,600	-1,654	1,654	-2,112	-4,609	-219	-0,50	-3,05	0	0	0,00	0,00	-2,65	-11,71	-3,10	-9,22
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-1,517	-14,952	29	-1,52	-1,81	0	0	0,00	0,00	-4,13	-3,84	-5,64	-5,64
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-566	-14,952	29	-1,61	-1,72	0	0	0,00	0,00	-3,19	-3,11	-4,79	-4,82
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	83	-7,347	-24	-1,57	-1,53	0	0	0,00	0,00	-0,93	-1,01	-2,50	-2,54

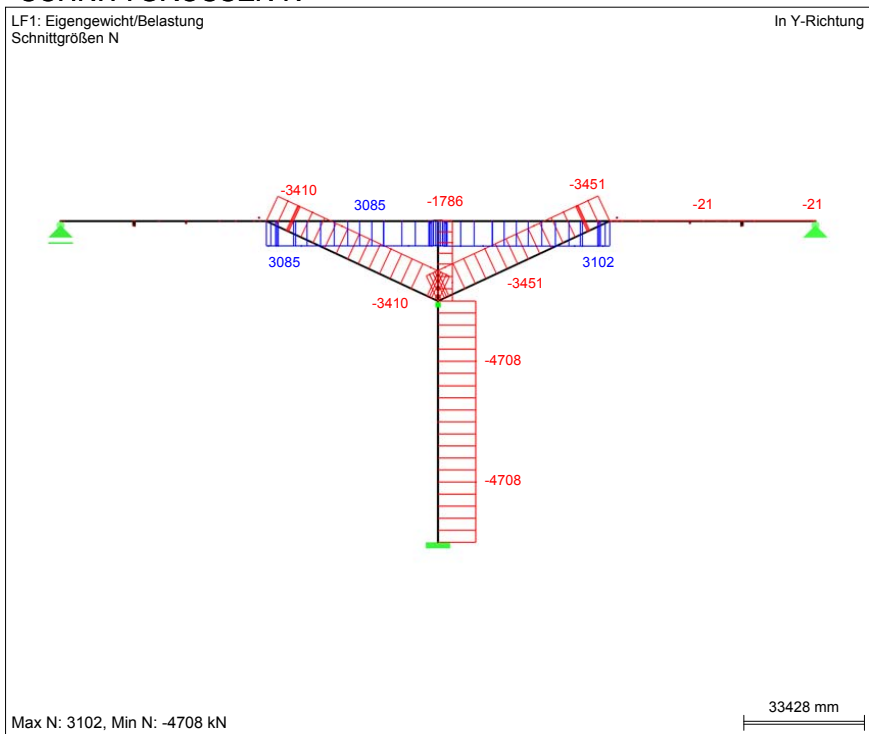
Beton: C 50/60 f_{ctk}= 50,0 N/mm² Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ctk}= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 12: Schnittgrößen und Spannungen

■ MODELL



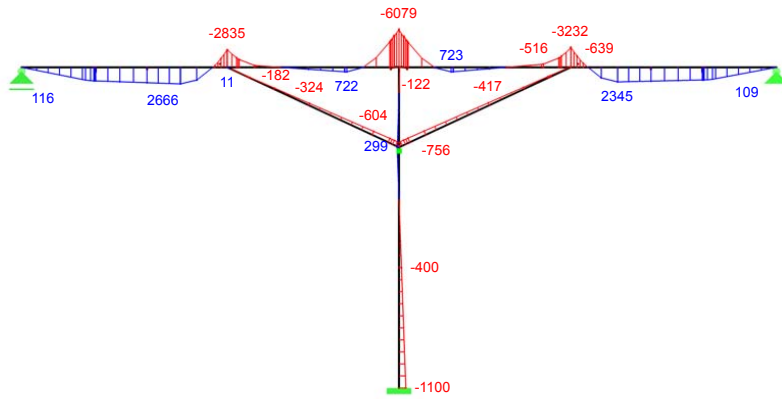
■ SCHNITTGRÖSSEN N



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

LF1: Eigengewicht/Belastung
Schnittgrößen M_y

In Y-Richtung



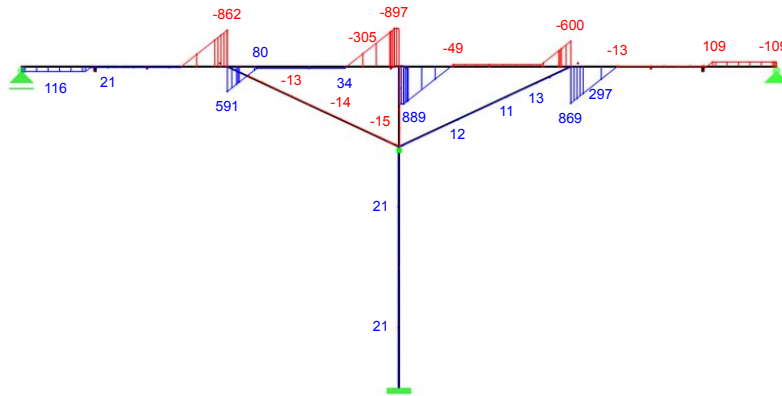
Max M_y : 2666, Min M_y : -6079 kNm

33428 mm

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

LF1: Eigengewicht/Belastung
Schnittgrößen V_z

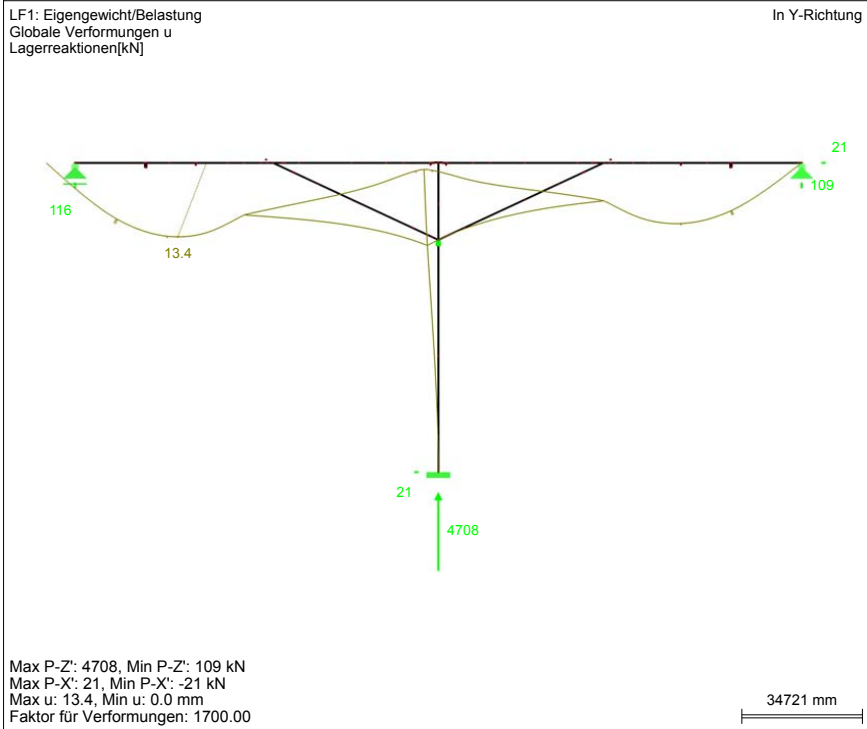
In Y-Richtung



Max V_z : 889, Min V_z : -897 kN

33428 mm

■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 12			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)						Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)						(G)+(P)			
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-P		vorher-gehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP	
					Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{z,G} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	22	-21	-109	1	-0,03	0,00	0	0	0,00	0,00	-1,90	-10,58	-1,92	-10,58
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	109	-21	-109	1	-0,08	0,04	0	0	0,00	0,00	-2,14	-10,37	-2,21	-10,33
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2.119	-21	-13	1	-1,24	1,04	0	0	0,00	0,00	-1,49	-12,93	-2,73	-11,89
BT104	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	2.345	-21	-8	1	-1,37	1,16	0	0	0,00	0,00	-4,02	-10,75	-5,39	-9,60
BT105	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1.693	-21	297	1	-0,99	0,83	0	0	0,00	0,00	-3,99	-10,78	-4,98	-9,95
BT106	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-639	-21	636	1	0,36	-0,33	0	0	0,00	0,00	-3,33	-11,35	-2,97	-11,68
BT107	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-3.191	-21	866	1	1,83	-1,60	0	0	0,00	0,00	-9,18	-10,82	-7,35	-12,43
BT108	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-1.805	3.102	-427	1	2,98	1,04	0	0	0,00	0,00	-14,51	-6,23	-11,53	-5,19
BT109	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-516	3.102	-88	1	2,24	1,68	0	0	0,00	0,00	-17,59	-3,57	-15,35	-1,89
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	225	3.102	-49	1	1,81	2,05	0	0	0,00	0,00	-19,20	-2,44	-17,39	-0,39
BT111	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	710	3.102	-42	1	1,53	2,29	0	0	0,00	0,00	-17,02	-4,02	-15,49	-1,73
BT112	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	73	3.102	297	1	1,90	1,98	0	0	0,00	0,00	-14,94	-5,81	-13,04	-3,83
BT113	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	-4.016	3.102	801	1	4,26	-0,06	0	0	0,00	0,00	-10,60	-9,54	-6,33	-9,60
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-4.844	3.102	889	1	2,20	-0,68	0	0	0,00	0,00	0,09	-2,59	2,28	-3,27
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-729	-3.451	14	1	-0,16	-0,70	0	0	0,00	0,00	-1,86	-0,24	-2,02	-0,94
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-417	-3.451	12	1	-0,28	-0,59	0	0	0,00	0,00	-13,82	-0,32	-14,10	-0,91
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-658	-3.451	13	1	-0,18	-0,68	0	0	0,00	0,00	-13,13	-2,93	-13,32	-3,61
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-295	-3.451	11	1	-0,32	-0,54	0	0	0,00	0,00	-7,62	-5,20	-7,94	-5,74
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-199	-3.451	13	1	-0,36	-0,51	0	0	0,00	0,00	-3,10	-9,22	-3,46	-9,73
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-1.100	-4.708	21	1	-0,42	-0,63	0	0	0,00	0,00	-5,64	-5,64	-6,06	-6,27
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-400	-4.708	21	1	-0,48	-0,56	0	0	0,00	0,00	-4,79	-4,82	-5,28	-5,38
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	84	-1.786	-17	1	-0,40	-0,35	0	0	0,00	0,00	-2,50	-2,54	-2,90	-2,89

Beton: C 50/60

f_{ck}= 50,0 N/mm²

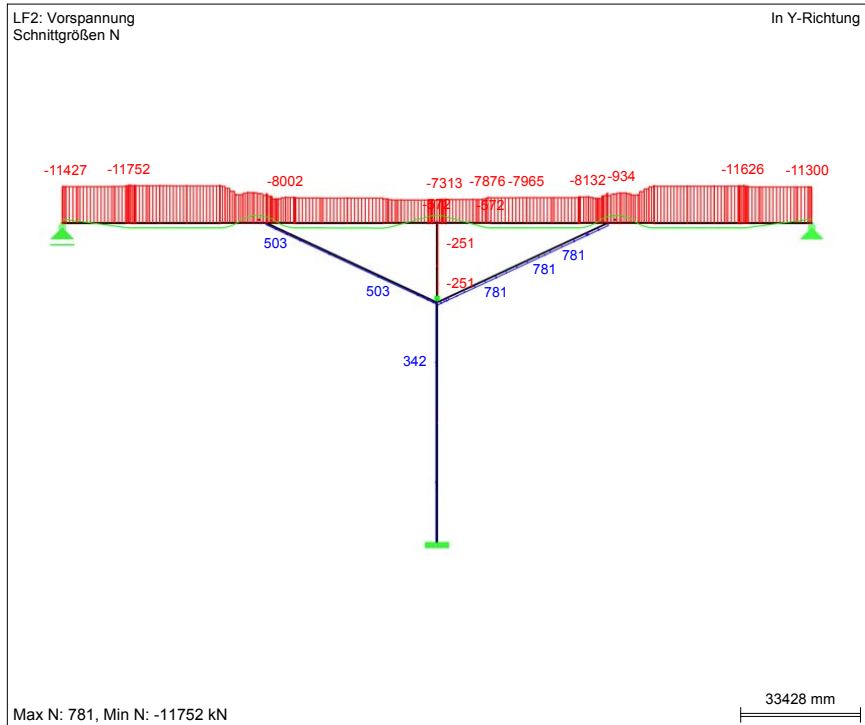
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}=

30,0 N/mm²

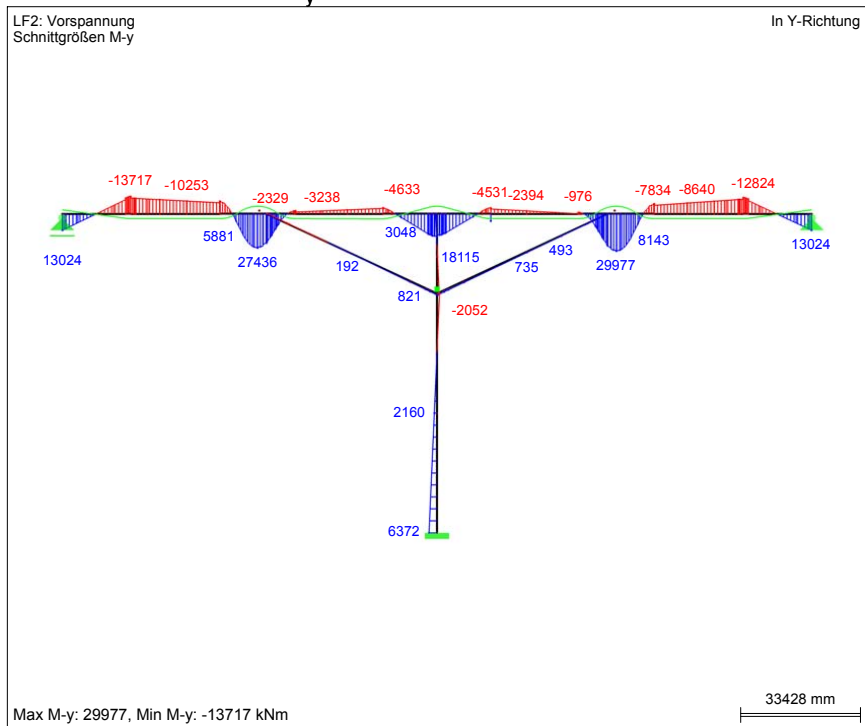
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 13: Schnittgrößen und Spannungen

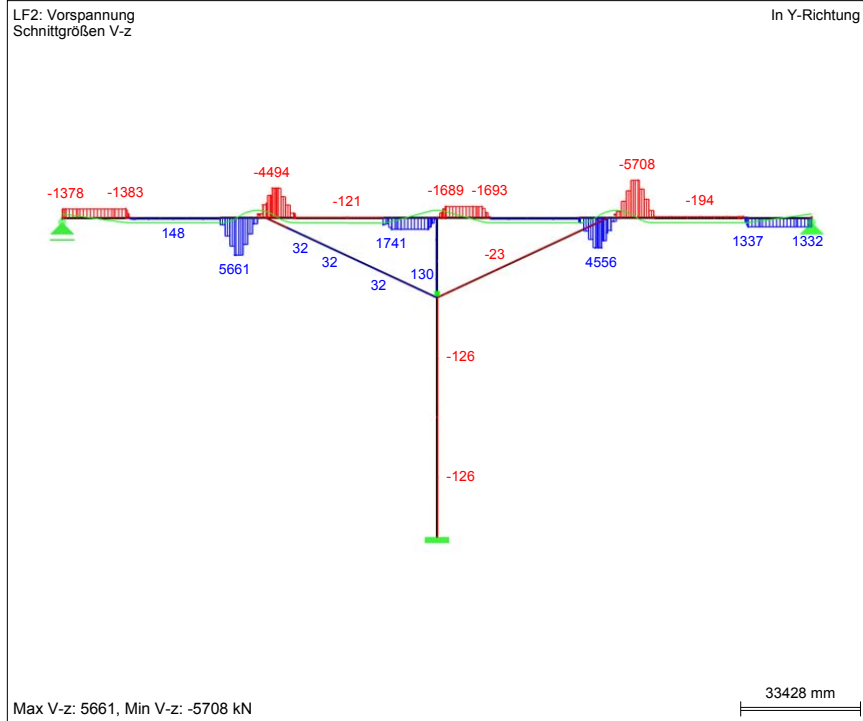
■ SCHNITTGRÖSSEN N



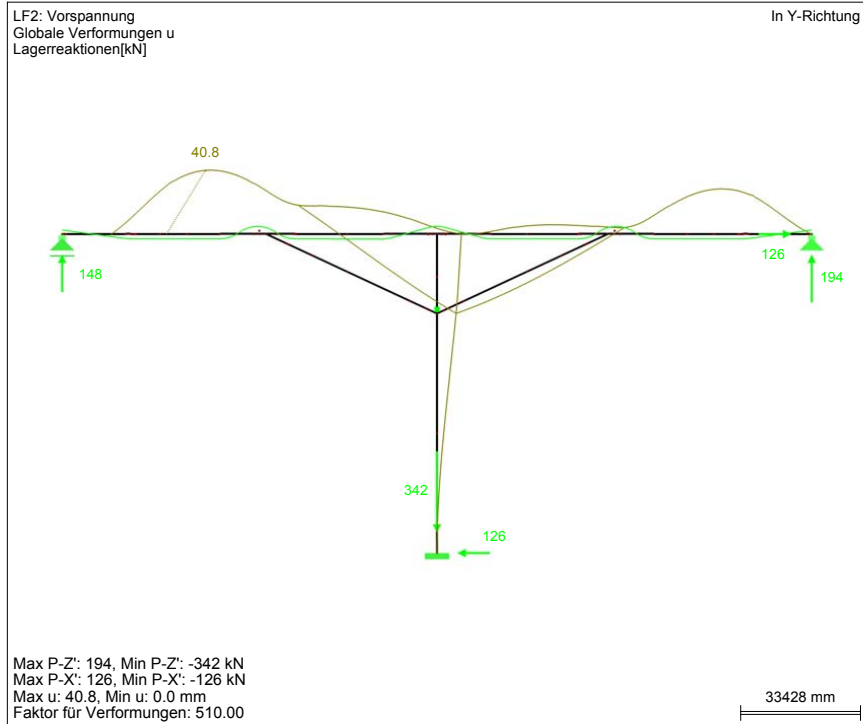
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



Bauphase 13		Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)				(G)+(P)								
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			vorher-gehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP			
					Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{z,G} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]		
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0,00	0,00	12,758	-11,298	1,331	-11,44	0,03	-1,92	-10,58	-13,37	-10,54
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0,00	0,00	11,694	-11,300	1,332	-10,83	-0,50	-2,21	-10,33	-13,04	-10,83
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0,00	0,00	-10,128	-11,556	-194	-1,37	-12,28	-2,73	-11,89	-4,10	-24,17
BT104	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	-7,816	-11,517	-194	-0,29	-4,93	-5,39	-9,60	-5,68	-14,53
BT105	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	8,143	-8,695	-5,708	-4,50	0,34	-4,98	-9,95	-9,48	-9,61
BT106	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	29,035	-9,286	-947	-11,00	6,24	-2,97	-11,68	-13,97	-5,44
BT107	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	25,711	-8,473	1,905	-9,80	5,47	-7,35	-12,43	-17,15	-6,96
BT108	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	13,816	-7,611	4,555	-5,97	2,23	-11,53	-5,19	-17,50	-2,96
BT109	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	-608	-8,083	757	-1,69	-2,05	-15,35	-1,89	-17,04	-3,94
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	0,00	0,00	-2,394	-7,965	157	-3,60	-6,17	-17,39	-0,39	-20,98	-6,56
BT111	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	5,788	-5,72	157	-1,90	1,54	-15,49	-1,73	-17,39	-0,19
BT112	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	2,535	-7,309	-1,692	-2,47	-0,96	-13,04	-3,83	-15,51	-4,79
BT113	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	15,124	-7,298	-1,689	-6,30	2,68	-6,33	-9,60	-12,63	-6,92
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	0,00	0,00	16,784	-7,300	-750	-6,81	3,16	2,28	-3,27	-4,53	-0,11
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	0,00	0,00	1,324	781	-23	-0,40	0,59	-2,02	-0,94	-2,42	-0,35
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	0,00	0,00	735	781	-23	-0,18	0,37	14,10	-0,91	-14,28	-0,54
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	0,00	0,00	1,183	781	-23	-0,35	0,54	-13,32	-3,61	-13,66	-3,07
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	0,00	0,00	493	781	-23	-0,09	0,28	-7,94	-5,74	-8,02	-5,46
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	0,00	0,00	321	781	-23	-0,02	0,22	-3,46	-9,73	-3,48	-9,51
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	0,00	0,00	6,372	342	-126	-0,58	0,65	-6,06	-6,27	-6,64	-5,62
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	0,00	0,00	2,160	342	-126	-0,17	0,25	-5,28	-5,38	-5,45	-5,14
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	0	0	0,00	0,00	-439	-251	130	0,06	-0,17	-2,90	-2,89	-2,83	-3,06

Beton: C 50/60

f_{ck}= 50,0 N/mm²

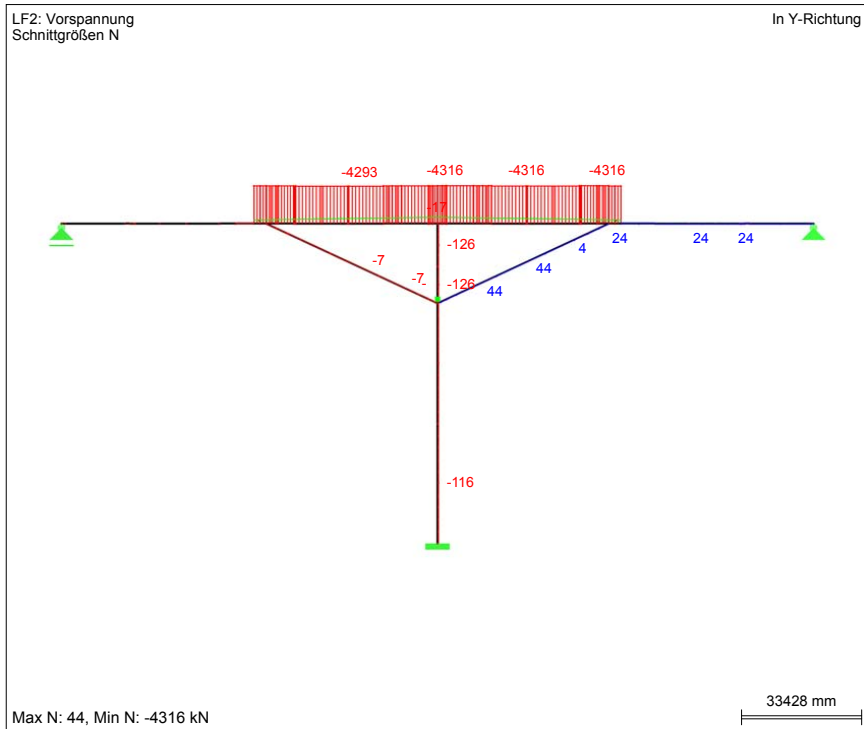
Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}=

30,0 N/mm²

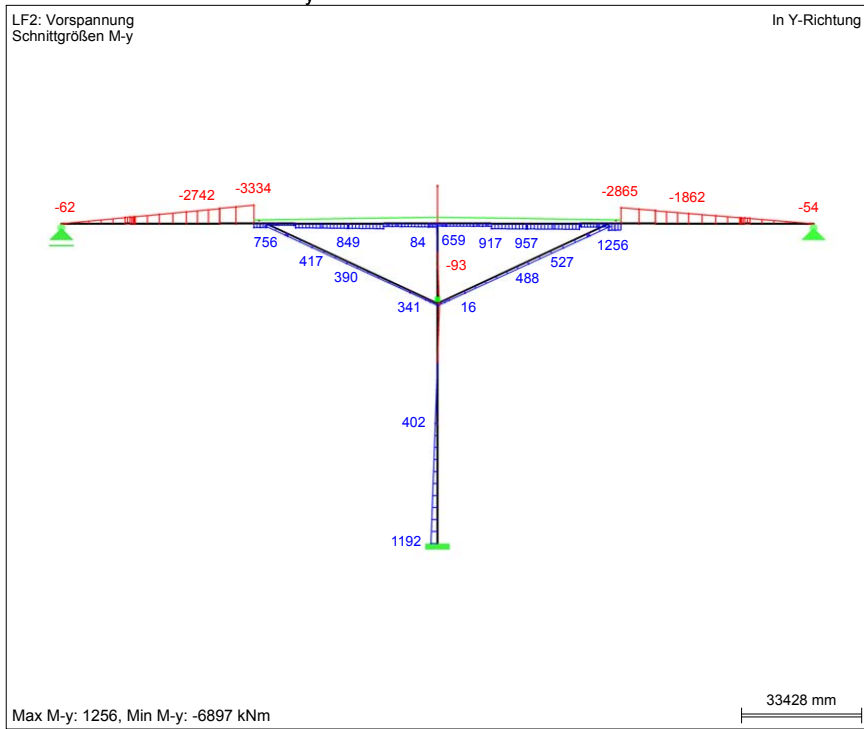
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 14: Schnittgrößen und Spannungen

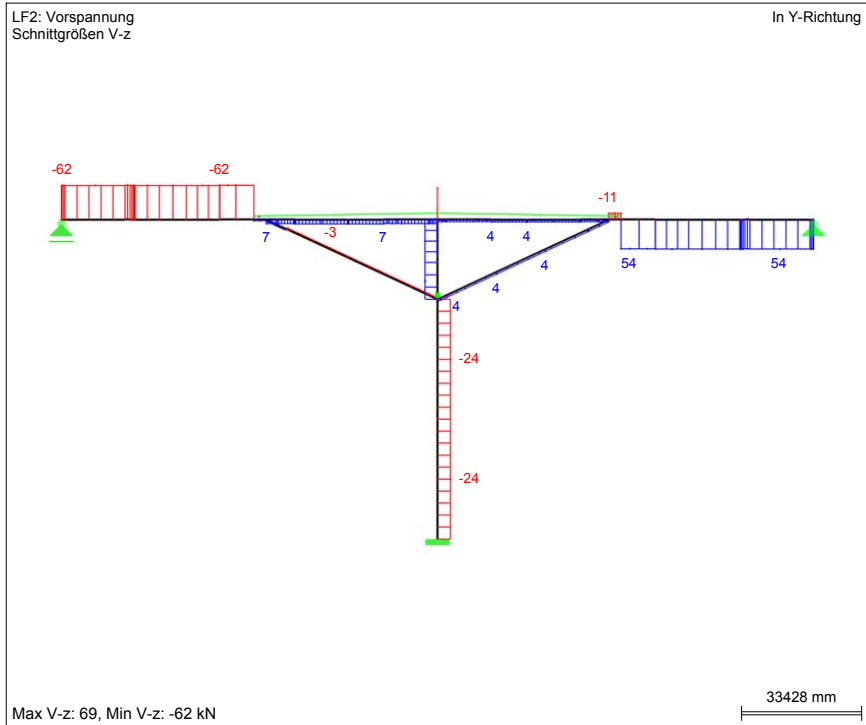
■ SCHNITTGRÖSSEN N



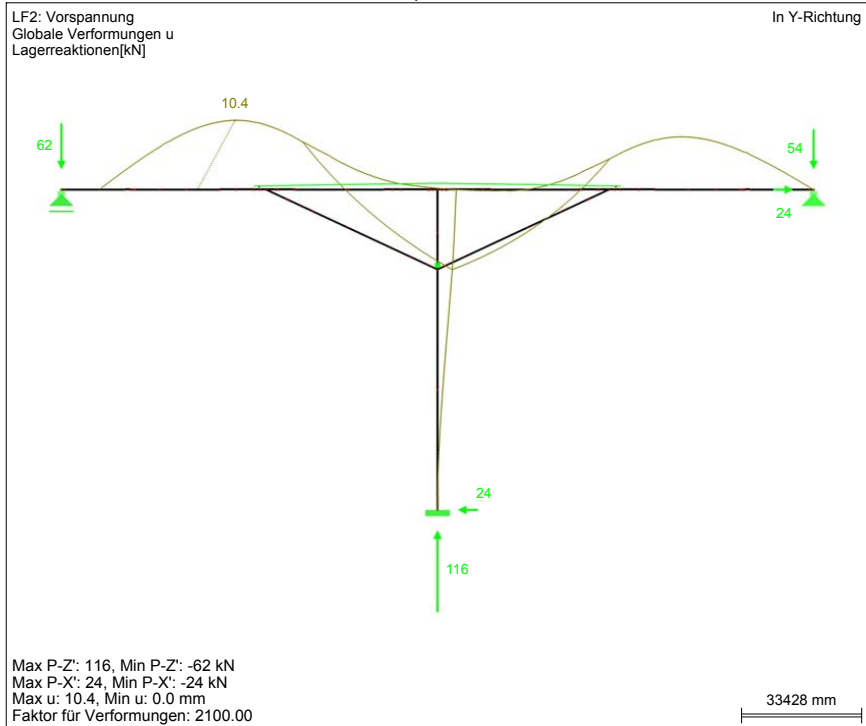
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



Bauphase 14			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zuzufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)						Δ-Schnittgrößen und Spannungen zuzufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)						(G)+(P)				
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Δ-N _G berücksichtigen?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP	
					Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{z,G} [kN]		Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-11	24	54	0,02	0,01	-13,37	-10,54	-13,35	-10,53
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-54	24	54	0,05	-0,01	-13,04	-10,83	-13,00	-10,84
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,458	24	54	0,86	-0,71	-4,10	-24,17	-3,24	-24,88
BT104	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-2,356	24	54	0,72	-0,68	-5,68	-14,53	-4,96	-15,21
BT105	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-2,597	24	54	0,80	-0,75	-9,48	-9,61	-8,68	-10,36
BT106	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-2,865	24	54	0,88	-0,82	-13,97	-5,44	-13,09	-6,26
BT107	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	1,255	-4,275	-11	-1,37	-0,63	-17,15	-6,96	-18,52	-7,59
BT108	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	662	-4,316	4	-1,20	-0,81	-17,50	-2,96	-18,71	-3,77
BT109	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	642	-4,316	4	-1,20	-0,82	-17,04	-3,94	-18,24	-4,76
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	957	-4,316	4	-3,25	-2,22	20,98	-6,56	-24,24	-8,78
BT111	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	917	-4,316	4	-1,28	-0,74	-17,39	-0,19	-18,67	-0,92
BT112	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	522	-4,316	4	-1,16	-0,85	-15,51	-4,79	-16,67	-5,64
BT113	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	492	-4,316	4	-1,15	-0,86	-12,63	-6,92	-13,79	-7,78
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	487	-4,316	4	-1,15	-0,86	-4,53	-0,11	-5,68	-0,97
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	393	44	4	-0,14	0,15	-2,42	-0,35	-2,56	-0,19
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	488	44	4	-0,18	0,19	-14,28	-0,54	-14,45	-0,35
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	416	44	4	-0,15	0,16	-13,66	-3,07	-13,81	-2,90
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	527	44	4	-0,19	0,20	-8,02	-5,46	-8,22	-5,26
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	555	44	4	-0,20	0,21	-3,48	-9,51	-3,68	-9,30
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	1	0,00	0,00	1,192	-116	-24	-0,13	0,10	-6,64	-5,62	-6,76	-5,52
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	1	0,00	0,00	402	-116	-24	-0,05	0,03	-5,45	-5,14	-5,50	-5,11
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	0	0	1	0,00	0,00	-93	-126	22	0,00	-0,05	-2,83	-3,06	-2,84	-3,11

Beton: C 50/60

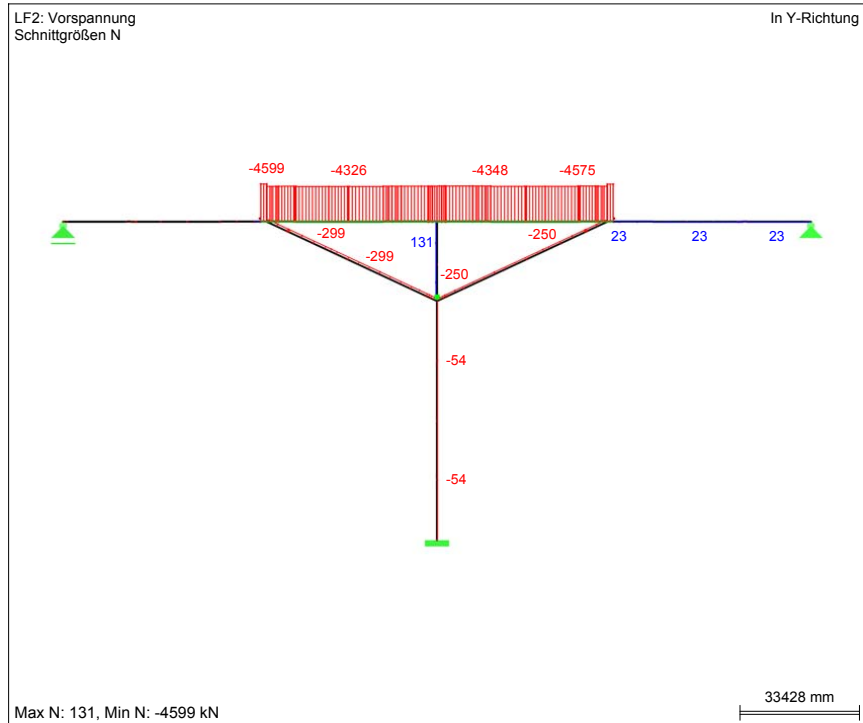
f_{ctk}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ctk}= 30,0 N/mm²

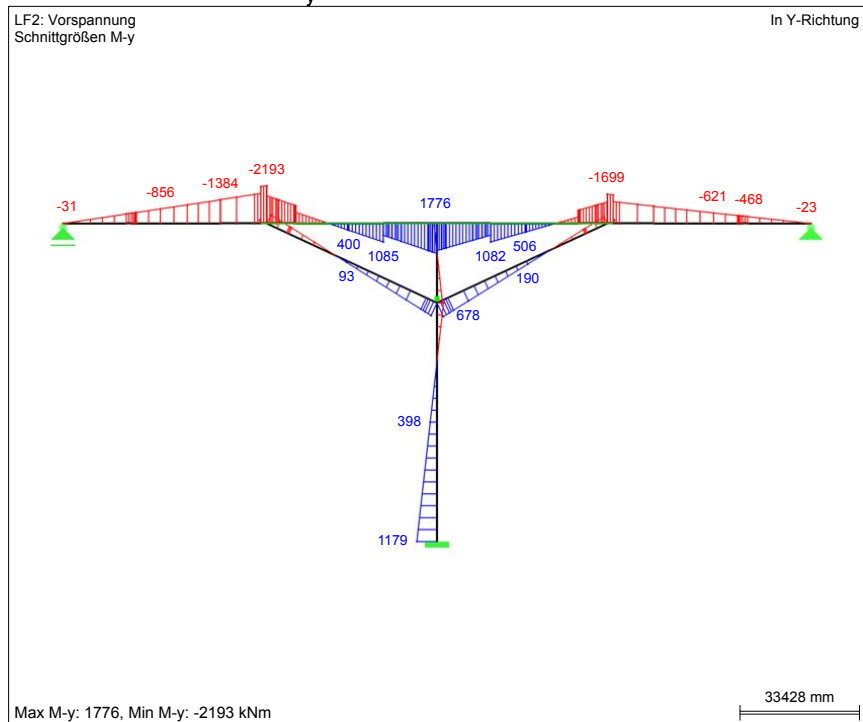
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 15: Schnittgrößen und Spannungen

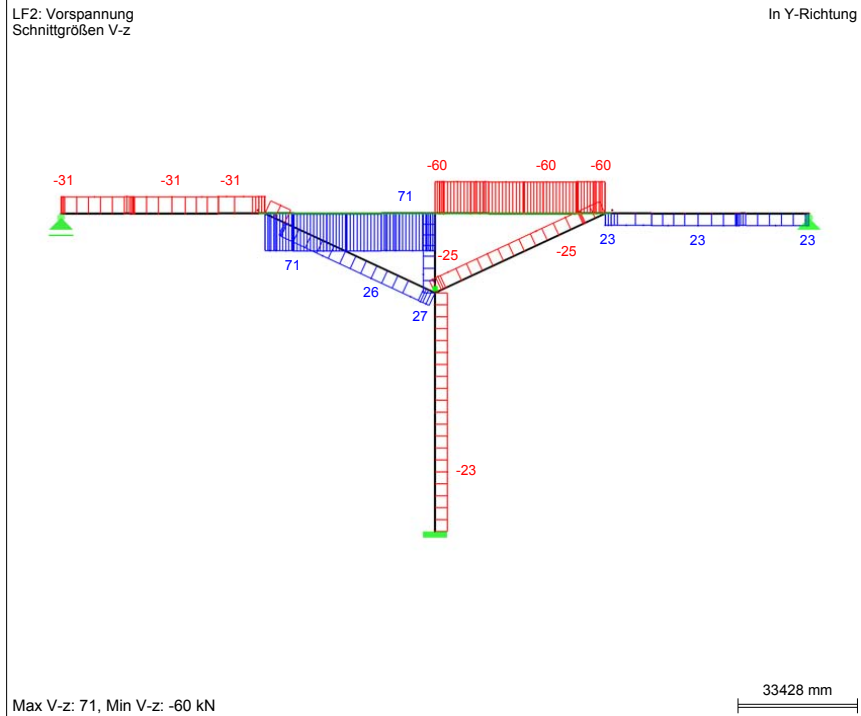
■ SCHNITTGRÖSSEN N



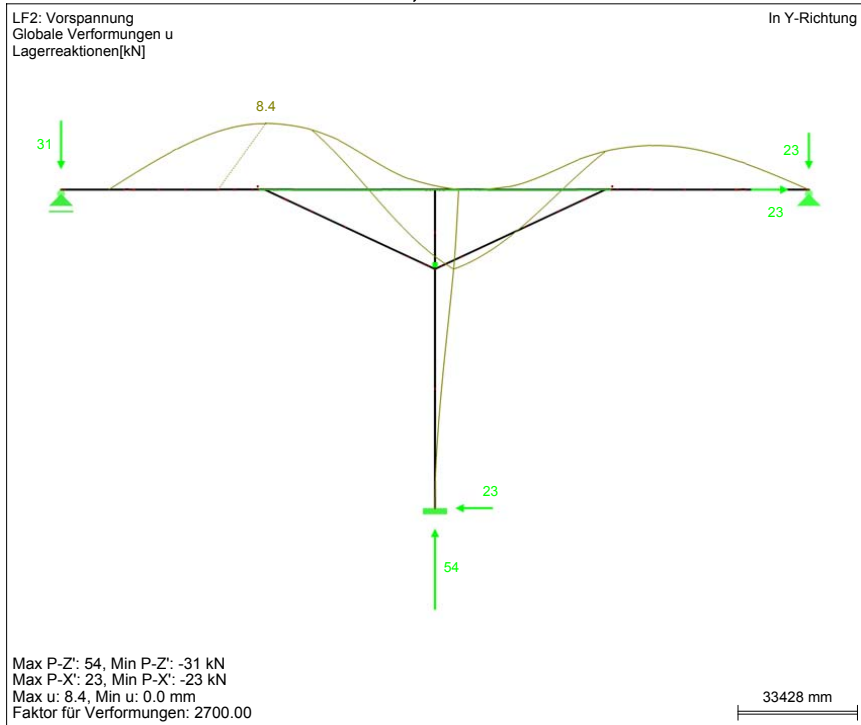
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 15			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zu Folge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				Δ-Schnittgrößen und Spannungen zu Folge Vorspannung (P) (aktuelle BP)				(G)+(P)								
KQS	Querschnitt	A [m ²]	W _{y,ρ} [m ³]	W _{y,μ} [m ³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Δ-N _G berücksichtigen?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP	
					Δ-M _{V,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{Z,G} [kN]		Δ-σ _{G,oben} [N/mm ²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm ²]	Δ-M _{V,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{Z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm ²]	Δσ _{P,unten} [N/mm ²]	σ _{G,P,oben} [N/mm ²]	σ _{G,P,unten} [N/mm ²]	σ _{G,P,oben} [N/mm ²]	σ _{G,P,unten} [N/mm ²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-5	23	23	-0,02	-0,01	-13,35	-10,53	-13,36	-10,55
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-23	23	23	-0,03	0,00	-13,00	-10,84	-13,02	-10,84
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	-621	23	23	-0,37	0,30	-3,24	-24,88	-3,61	-24,58
BT104	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,002	23	23	-0,31	0,28	-4,96	-15,21	-5,27	-14,92
BT105	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,105	23	23	-0,34	0,31	-8,68	-10,36	-9,03	-10,04
BT106	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,219	23	23	-0,38	0,35	-13,09	-6,26	-13,47	-5,92
BT107	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,698	4,575	23	0,55	1,55	-18,52	-7,59	-17,98	-6,04
BT108	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-1,089	-4,340	-60	0,68	1,32	-18,71	-3,77	-18,03	-2,45
BT109	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	-790	-4,342	-60	0,77	1,24	-18,24	-4,76	-17,47	-3,52
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	0	0	0	1	0,00	0,00	484	-4,348	-60	3,00	2,48	24,24	-8,78	21,24	-6,30
BT111	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	1,082	-4,348	-60	1,34	0,70	-18,67	-0,92	-17,33	-0,23
BT112	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	1,003	-4,348	-60	1,32	0,72	-16,67	-5,64	-15,36	-4,93
BT113	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	1,448	-4,348	-60	1,45	0,59	-13,79	-7,78	-12,34	-7,19
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	0	0	0	1	0,00	0,00	1,526	-4,348	-60	1,47	0,57	-5,68	-0,97	-4,20	-0,41
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	834	-250	-25	0,34	-0,28	-2,56	-0,19	-2,22	-0,48
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	190	-250	-25	0,10	-0,04	-14,45	-0,35	-14,35	-0,39
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	678	-250	-25	0,29	-0,22	-13,81	-2,90	-13,53	-3,13
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	-77	-250	-25	0,00	0,06	-8,22	-5,26	-8,21	-5,20
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	0	0	0	1	0,00	0,00	-265	-250	-25	-0,07	0,13	-3,68	-9,30	-3,75	-9,17
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	1	0,00	0,00	1,179	-54	-23	0,12	-0,11	-6,76	-5,52	-6,64	-5,63
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	0	0	0	1	0,00	0,00	398	-54	-23	0,04	-0,03	-5,50	-5,11	-5,46	-5,14
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	0	0	0	1	0,00	0,00	-92	131	22	-0,05	0,00	-2,84	-3,11	-2,89	-3,12

Beton: C 50/60 f_{ck}= 50,0 N/mm²

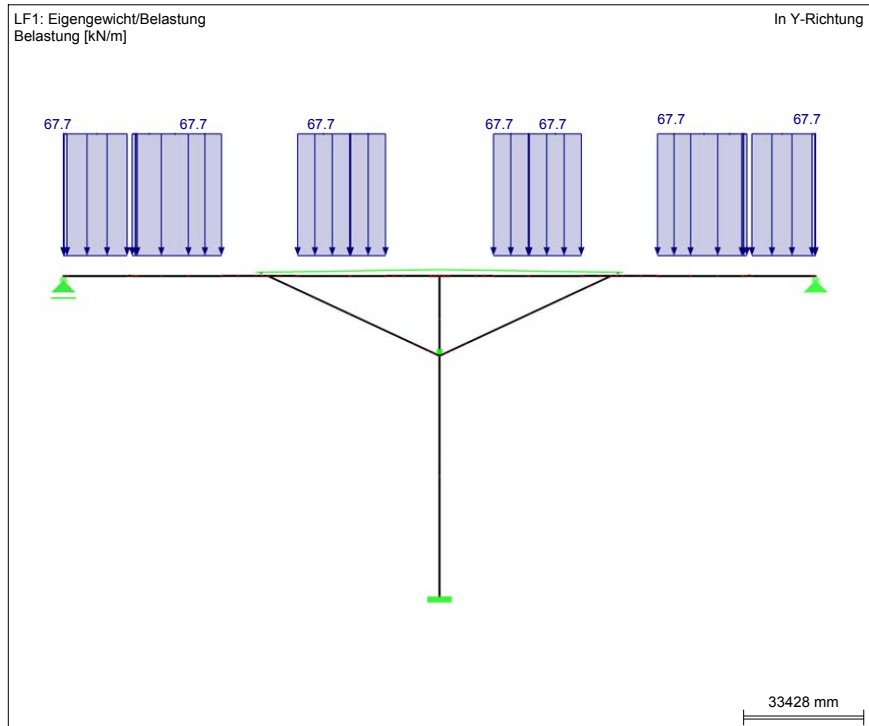
30,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}=

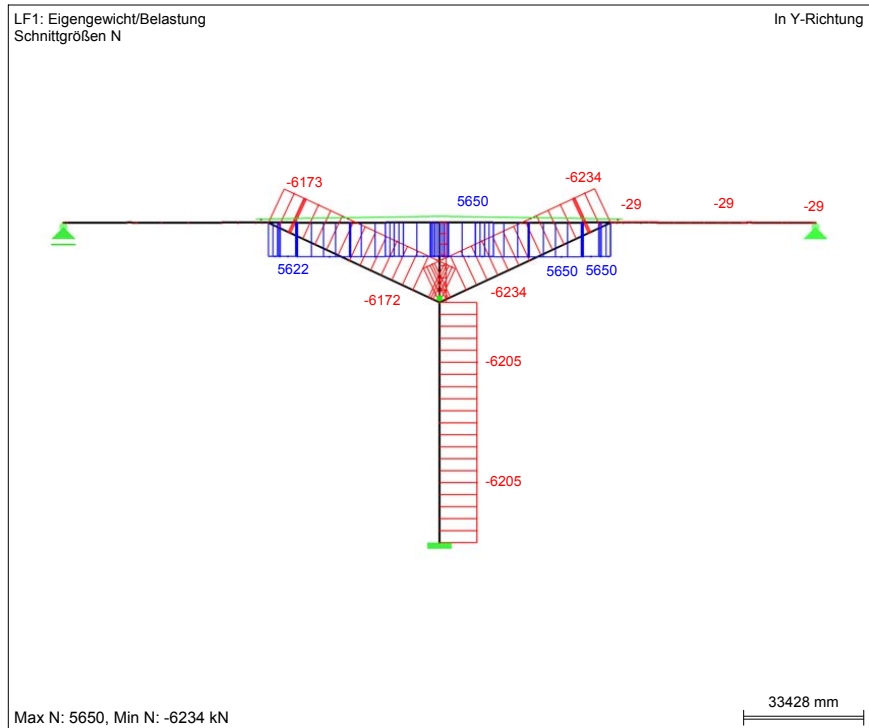
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 16: Schnittgrößen und Spannungen

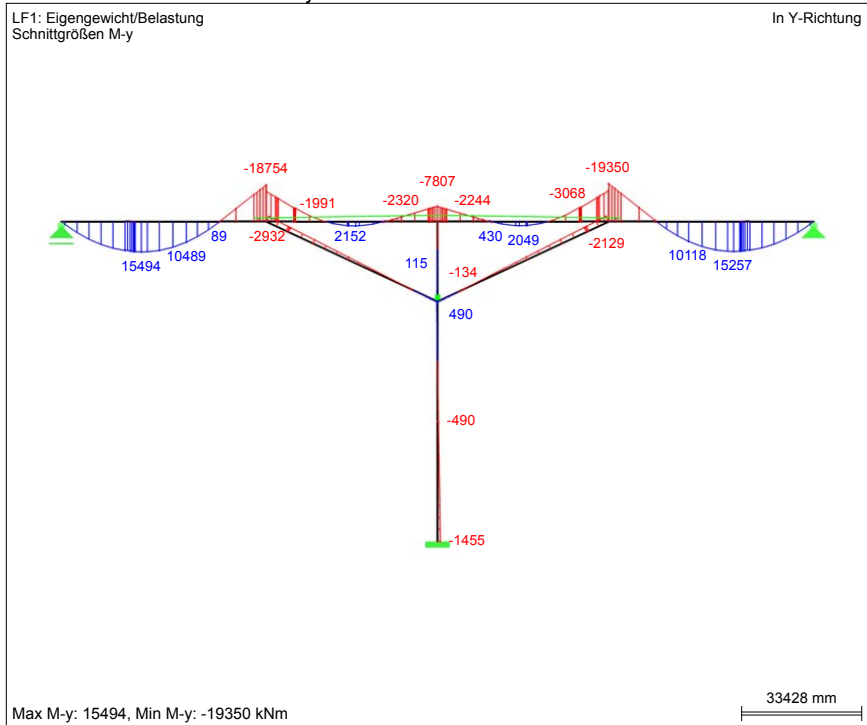
■ MODELL



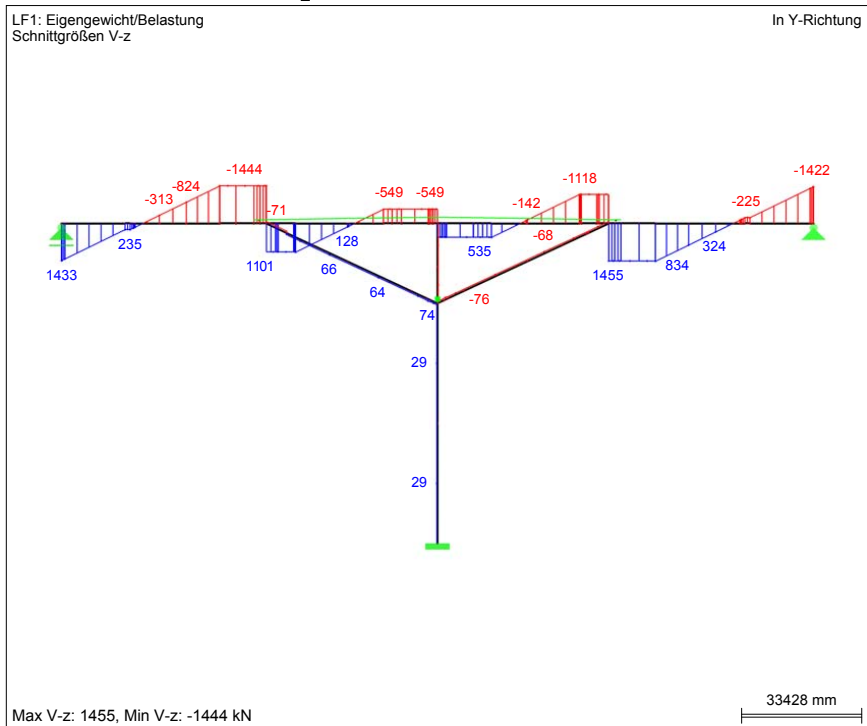
■ SCHNITTGRÖSSEN N



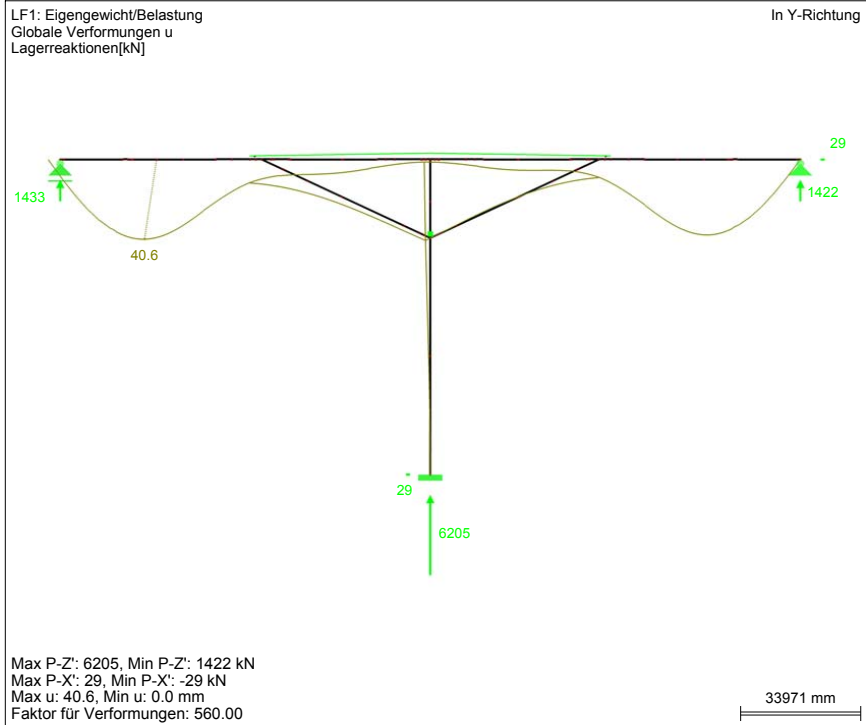
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



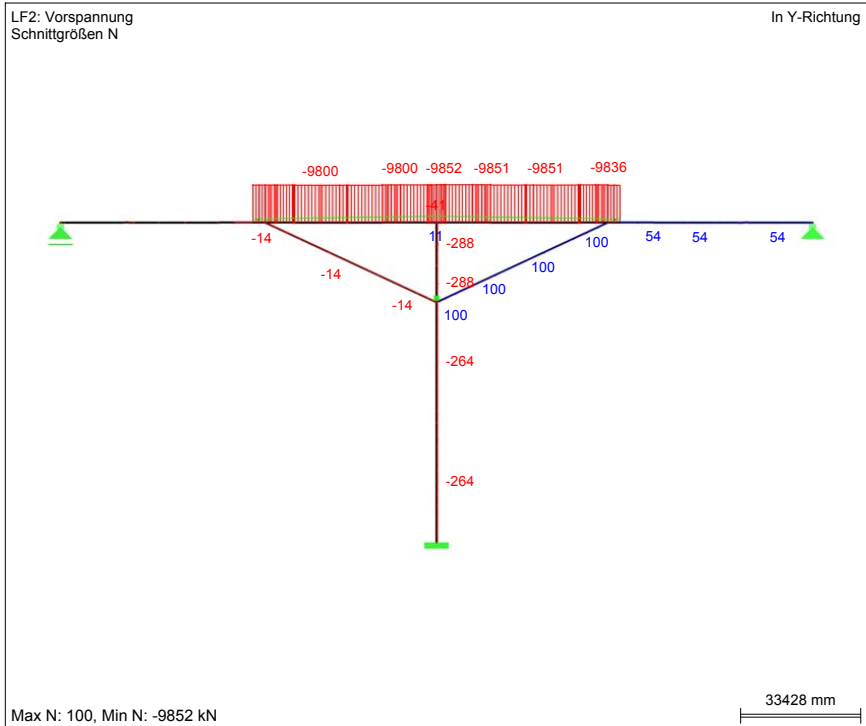
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



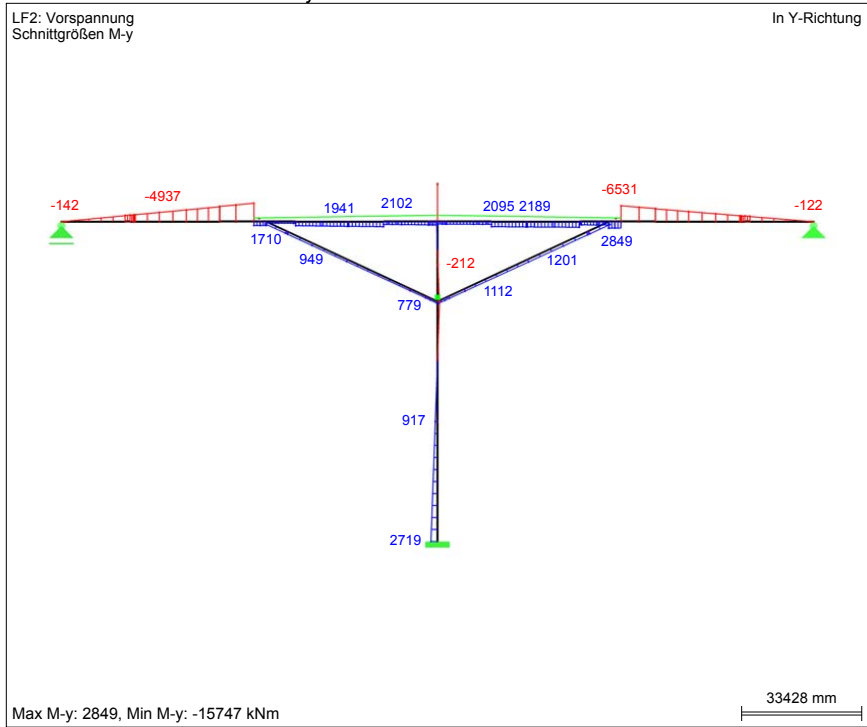
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



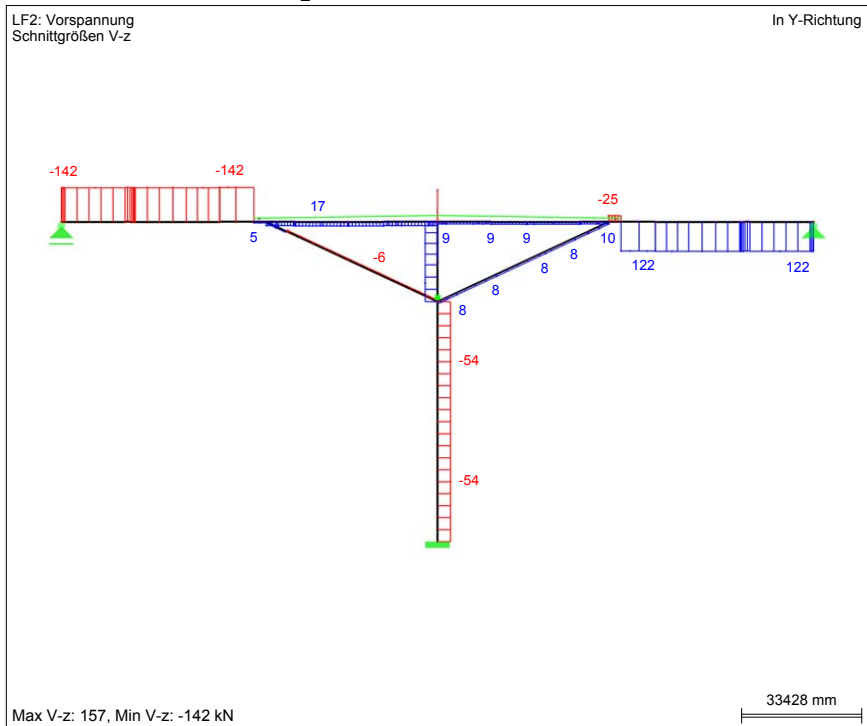
■ SCHNITTGRÖSSEN N



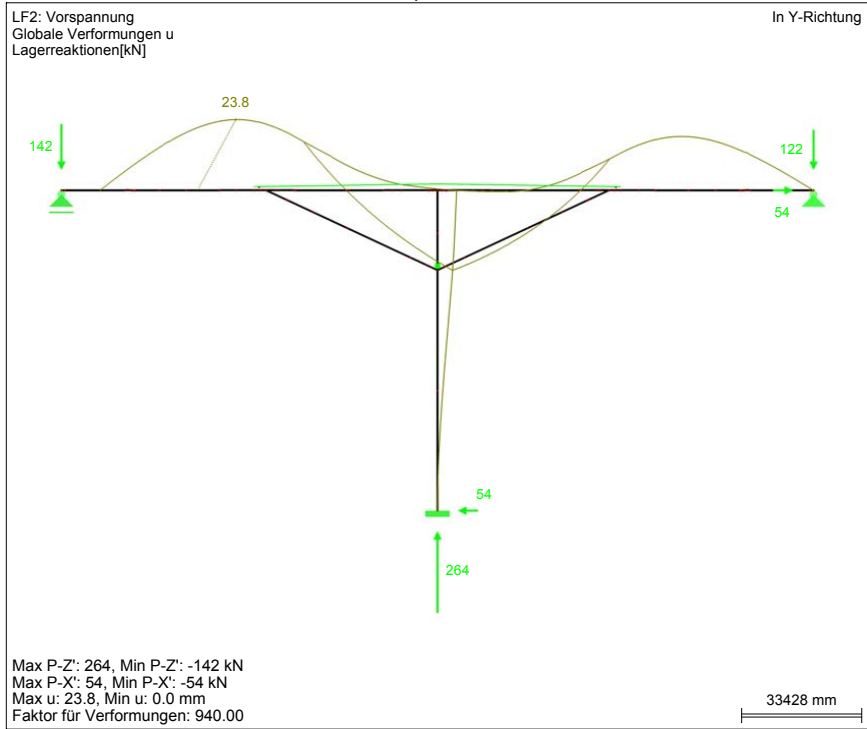
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 16			Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)						Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)						(G)+(P)				
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Δ-N _G berücksichtig?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP	
					Δ-M _{V,G} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{Z,G} [kN]		Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{V,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{Z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G,P,oben} [N/mm²]	σ _{G,P,unten} [N/mm²]	σ _{G,P,oben} [N/mm²]	σ _{G,P,unten} [N/mm²]
BT101	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	283	-29	-1,409	1	-0,18	0,12	-24	54	122	0,05	0,02	-13,36	-10,55	-13,50	-10,40
BT102	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1,389	-29	-1,355	1	-0,82	0,67	-122	54	122	0,10	-0,03	-13,02	-10,84	-13,74	-10,19
BT103	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	14,485	-29	324	1	-8,40	7,20	-3,323	54	122	1,96	-1,62	-3,61	-24,58	-10,05	-19,00
BT104	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-510	-29	1,455	1	0,15	-0,15	-5,371	54	122	1,65	-1,54	-5,27	-14,92	-3,47	-16,62
BT105	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-7,058	-29	1,455	1	2,14	-2,05	-5,920	54	122	1,82	-1,70	-9,03	-10,04	-5,07	-13,79
BT106	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-14,334	-29	1,455	1	4,36	-4,15	-6,531	54	122	2,00	-1,88	-13,47	-5,92	-7,11	-11,94
BT107	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-19,280	-29	1,455	1	5,86	-5,58	2,848	-9,732	-25	-3,13	-1,44	-17,98	-6,04	-15,24	-13,06
BT108	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-12,934	5,650	-1,118	1	5,25	-2,43	1,498	-9,830	10	-2,74	-1,85	-18,03	-2,45	-15,52	-6,72
BT109	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-7,345	5,650	-1,118	1	3,55	-0,81	1,456	-9,836	10	-2,73	-1,86	-17,47	-3,52	-16,65	-6,19
BT110	BT_KZ	1,599	-1,729	2,006	1,901	5,650	-142	1	2,43	4,48	2,189	-9,851	9	-7,43	5,07	21,24	-6,30	-26,23	-6,89
BT111	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-62	5,650	535	1	1,33	1,29	2,095	-9,851	9	-2,93	-1,68	-17,33	-0,23	-18,92	-0,61
BT112	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-2,244	5,650	535	1	2,00	0,66	1,191	-9,851	9	-2,65	-1,94	-15,36	-4,93	-16,01	-6,21
BT113	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-6,228	5,650	535	1	3,21	-0,49	1,120	-9,851	9	-2,63	-1,96	-12,34	-7,19	-11,76	-9,64
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-6,924	5,650	535	1	3,42	-0,69	1,108	-9,851	9	-2,63	-1,97	-4,20	-0,41	-3,41	-3,06
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	284	-6,234	-64	1	-0,89	-0,67	897	100	8	-0,32	0,35	-2,22	-0,48	-3,43	-0,80
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-1,412	-6,234	-66	1	-0,25	-1,31	1,112	100	8	-0,40	0,43	-14,35	-0,39	-15,00	-1,27
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-134	-6,234	-66	1	-0,73	-0,83	949	100	8	-0,34	0,37	-13,53	-3,13	-14,60	-3,59
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-2,129	-6,234	-68	1	0,02	-1,58	1,201	100	8	-0,44	0,46	-8,21	-5,20	-8,63	-6,31
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-2,613	-6,234	-65	1	0,20	-1,76	1,264	100	8	-0,46	0,49	-3,75	-9,17	-4,01	-10,44
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-1,455	-6,205	29	1	-0,55	-0,83	2,719	-264	-54	-0,29	0,23	-6,64	-5,63	-7,48	-6,22
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-490	-6,205	29	1	-0,64	-0,74	917	-264	-54	-0,12	0,06	-5,46	-5,14	-6,22	-5,82
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	115	-1,083	-27	1	-0,26	-0,20	-212	-288	51	0,00	-0,12	-2,89	-3,12	-3,15	-3,43

Beton: C 50/60

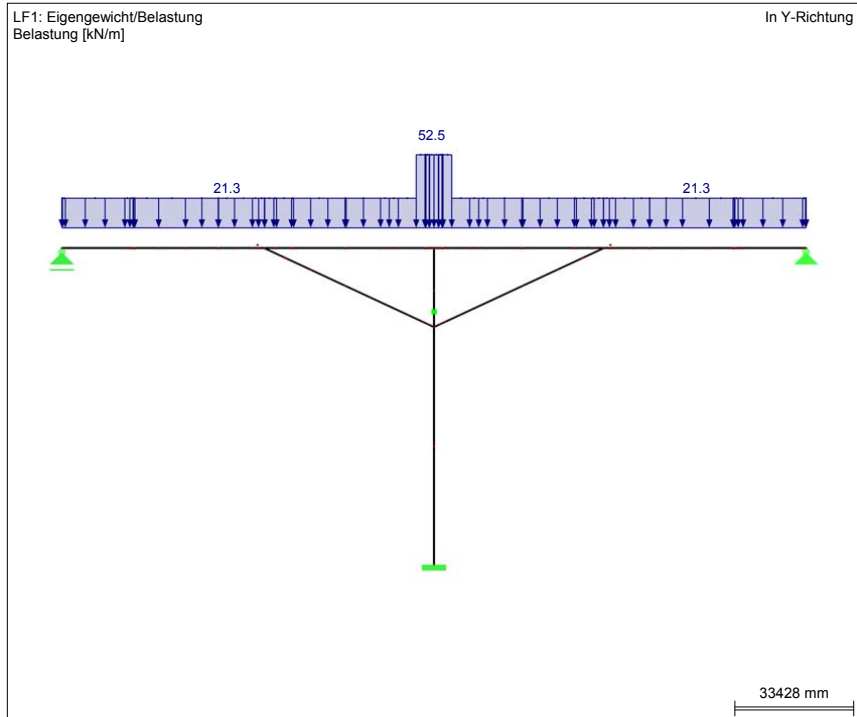
f_{ctk}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ctk}= 30,0 N/mm²

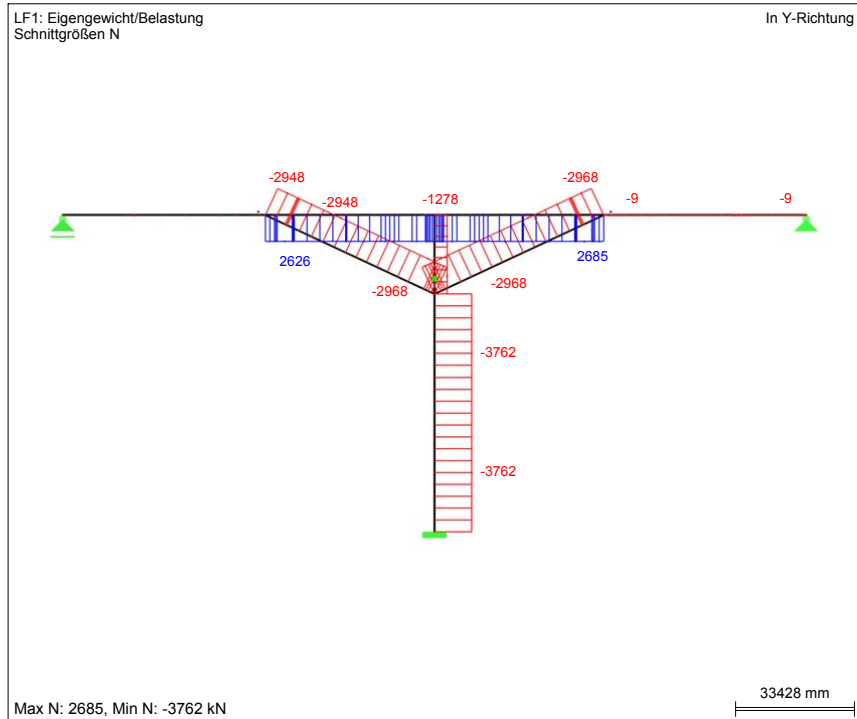
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 17: Schnittgrößen und Spannungen

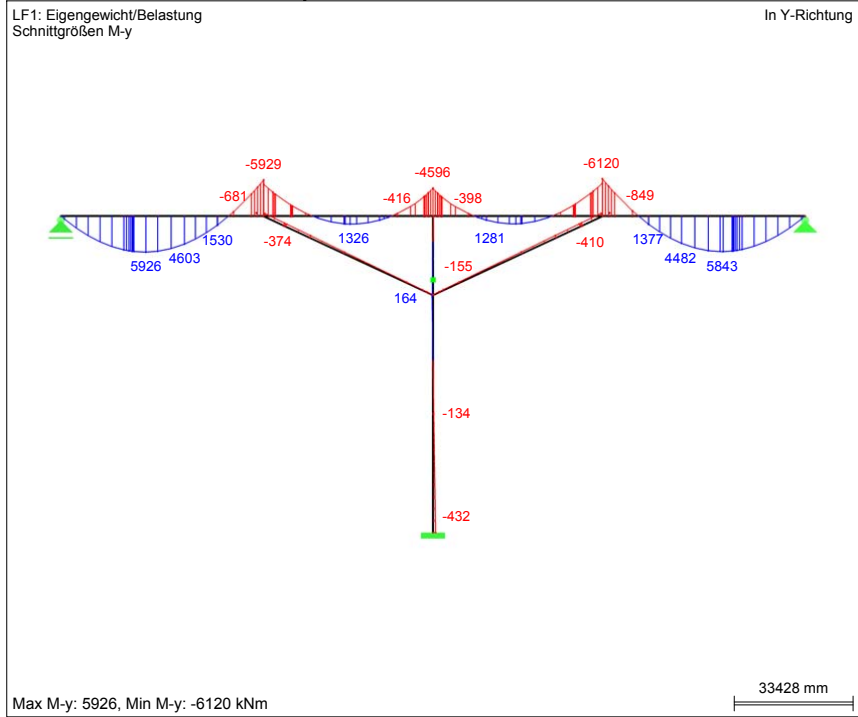
■ MODELL



■ SCHNITTGRÖSSEN N



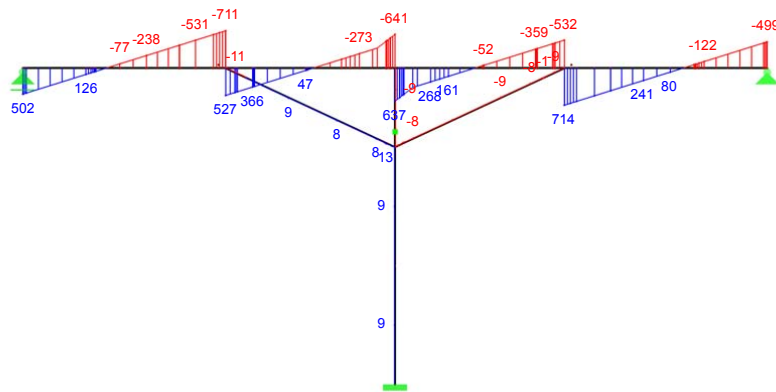
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



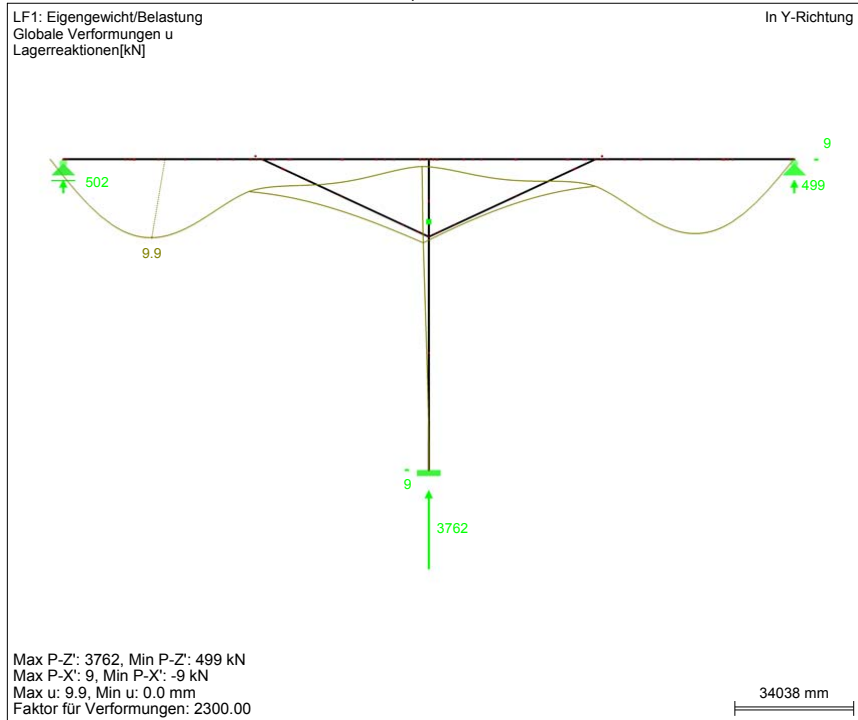
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

LF1: Eigengewicht/Belastung
Schnittgrößen V_z

In Y-Richtung



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 17		Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)				(G)+(P)							
		Δ-SG aktuelle Bauphase		Δ-N _G berücksichtigen?	Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase		Spannungen Δ-P		vorhergehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP				
		Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-N _G [kN]		Δ-V _{z,G} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm ²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm ²]	Δ-M _{y,P} [kN]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{z,P} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm ²]	Δσ _{P,unten} [N/mm ²]	σ _{G+P,oben} [N/mm ²]	σ _{G+P,unten} [N/mm ²]			
KQS	Quer-schnitt	A [m ²]	Wy,o [m ³]	Wy,u [m ³]													
BT101	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	99	-9	-495	1	-0,03	0,03	0	0,00	0,00	-13,50	-10,40	-13,53	-10,38
BT102	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	488	-9	-478	1	-0,15	0,14	0	0,00	0,00	-13,74	-10,19	-13,89	-10,05
BT103	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	5.694	-9	80	1	-1,74	1,64	0	0,00	0,00	-10,05	-19,00	-11,79	-17,36
BT104	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	1.338	-9	438	1	-0,41	0,38	0	0,00	0,00	-3,47	-16,62	-3,88	-16,23
BT105	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-849	-9	534	1	0,26	-0,25	0	0,00	0,00	-5,07	-13,79	-4,81	-14,04
BT106	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-3.785	-9	641	1	1,15	-1,10	0	0,00	0,00	-7,11	-11,94	-5,96	-13,04
BT107	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-6.085	-9	713	1	1,85	-1,76	0	0,00	0,00	-15,24	-13,06	-13,39	-14,82
BT108	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-4.070	2.685	-478	1	1,86	-0,55	0	0,00	0,00	-15,52	-6,72	-13,66	-7,28
BT109	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-1.948	2.685	-371	1	1,22	0,06	0	0,00	0,00	-16,65	-6,19	-15,43	-6,13
BT110	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	1.223	2.685	-52	1	0,25	0,98	0	0,00	0,00	-26,23	-6,89	-25,98	-5,92
BT111	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	675	2.685	161	1	0,42	0,82	0	0,00	0,00	-18,92	-0,61	-18,50	0,20
BT112	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-398	2.685	268	1	0,74	0,51	0	0,00	0,00	-16,01	-6,21	-15,27	-5,70
BT113	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-3.078	2.685	503	1	1,56	-0,27	0	0,00	0,00	-11,76	-9,64	-10,20	-9,91
BT114	BT_BZ_St	4,306	-3,284	3,458	-3.776	2.685	571	1	1,77	-0,47	0	0,00	0,00	-3,41	-3,06	-1,63	-3,53
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-99	-2.968	-7	1	-0,33	-0,41	0	0,00	0,00	-3,43	-0,80	-3,76	-1,21
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-314	-2.968	-8	1	-0,25	-0,49	0	0,00	0,00	-15,00	-1,27	-15,26	-1,76
DS203	NS	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-155	-2.968	-8	1	-0,31	-0,43	0	0,00	0,00	-14,60	-3,59	-14,91	-4,02
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-410	-2.968	-9	1	-0,22	-0,52	0	0,00	0,00	-8,63	-6,31	-8,85	-6,83
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-468	-2.968	-8	1	-0,20	-0,55	0	0,00	0,00	-4,01	-10,44	-4,21	-10,99
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-432	-3.762	9	1	-0,38	-0,46	0	0,00	0,00	-7,48	-6,22	-7,86	-6,68
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-134	-3.762	9	1	-0,41	-0,43	0	0,00	0,00	-6,22	-5,82	-6,62	-6,25
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	40	-1.278	-9	1	-0,28	-0,26	0	0,00	0,00	-3,15	-3,43	-3,43	-3,69

Beton: C 50/60

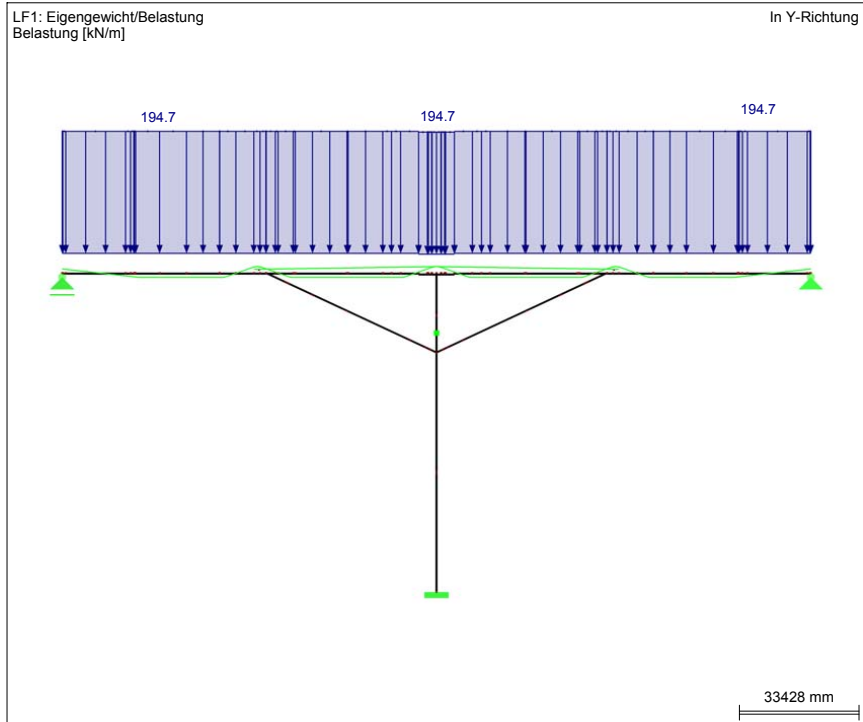
f_{ctk} = 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ctk} = 30,0 N/mm²

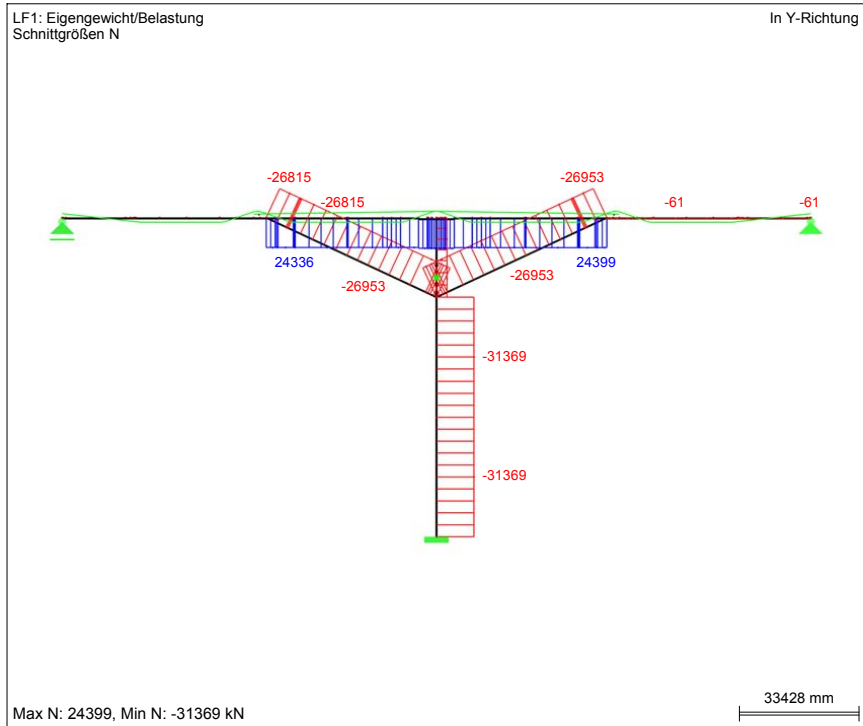
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 18: Schnittgrößen und Spannungen

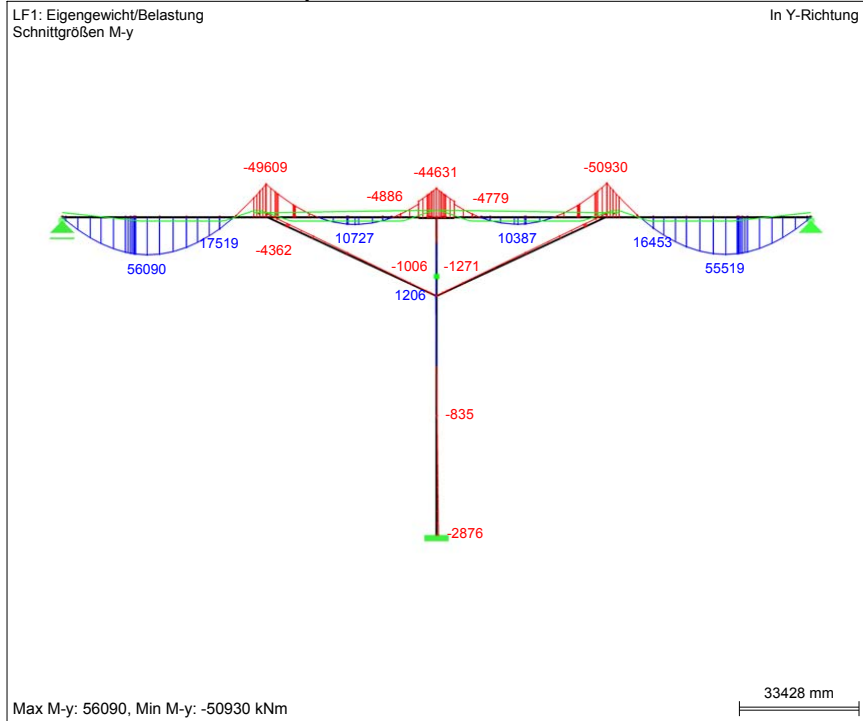
■ MODELL



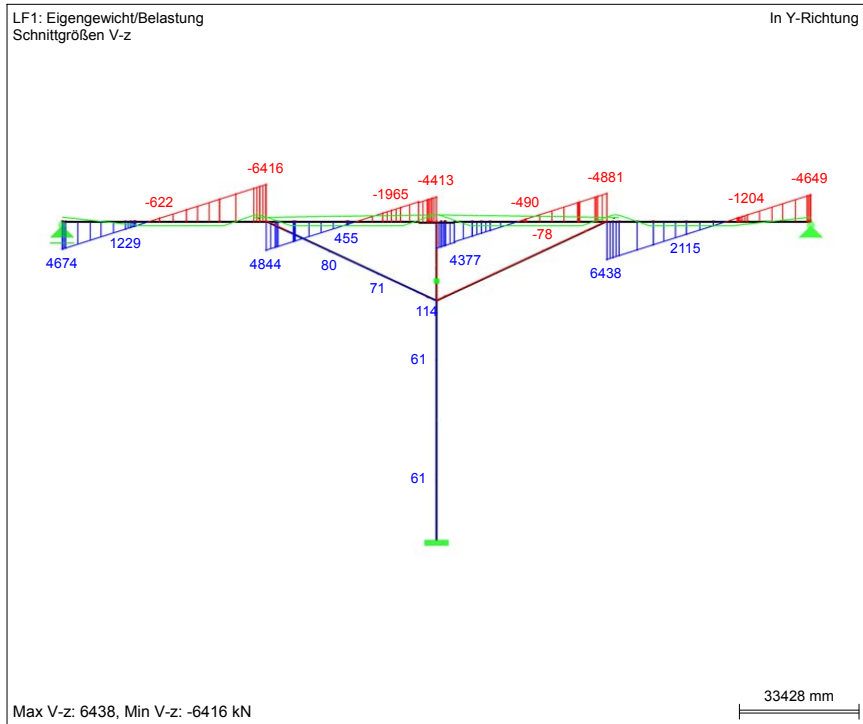
■ SCHNITTGRÖSSEN N



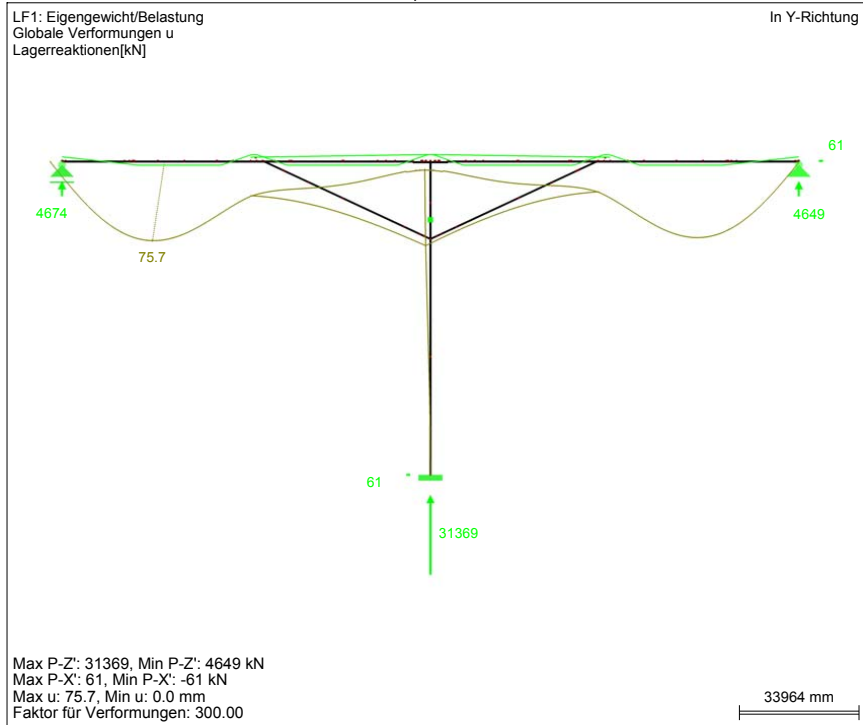
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



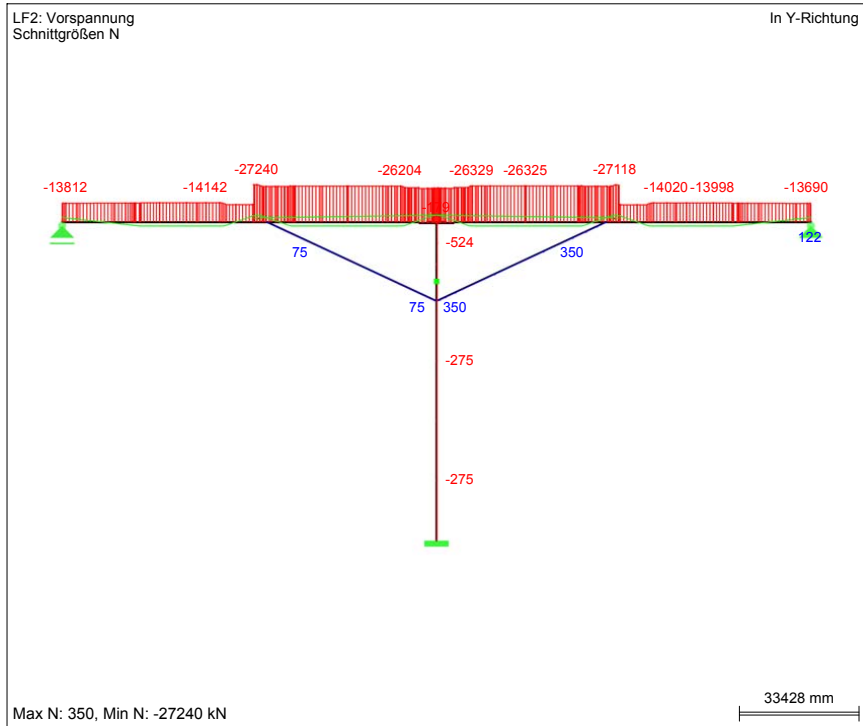
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



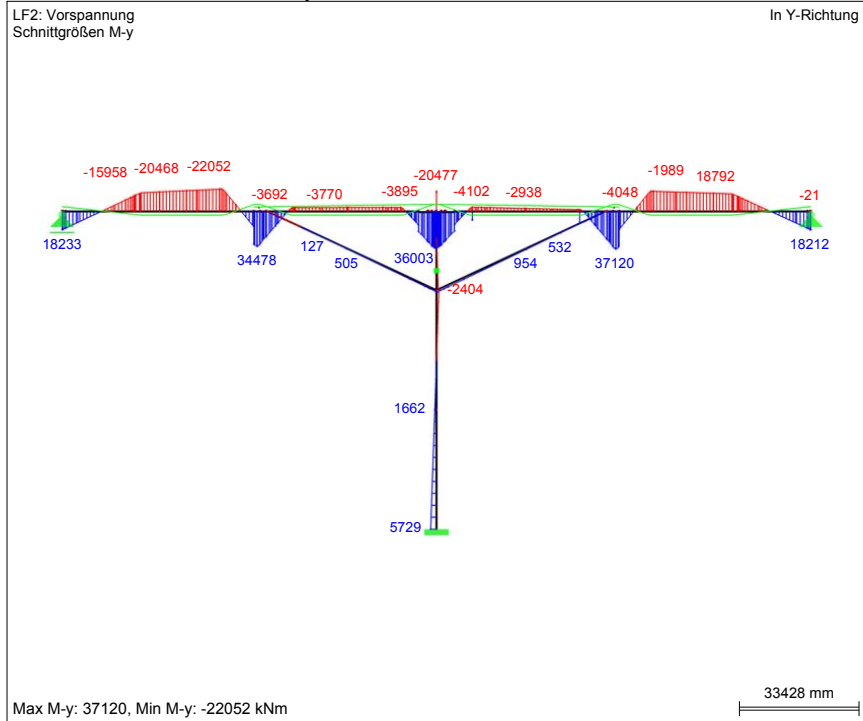
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



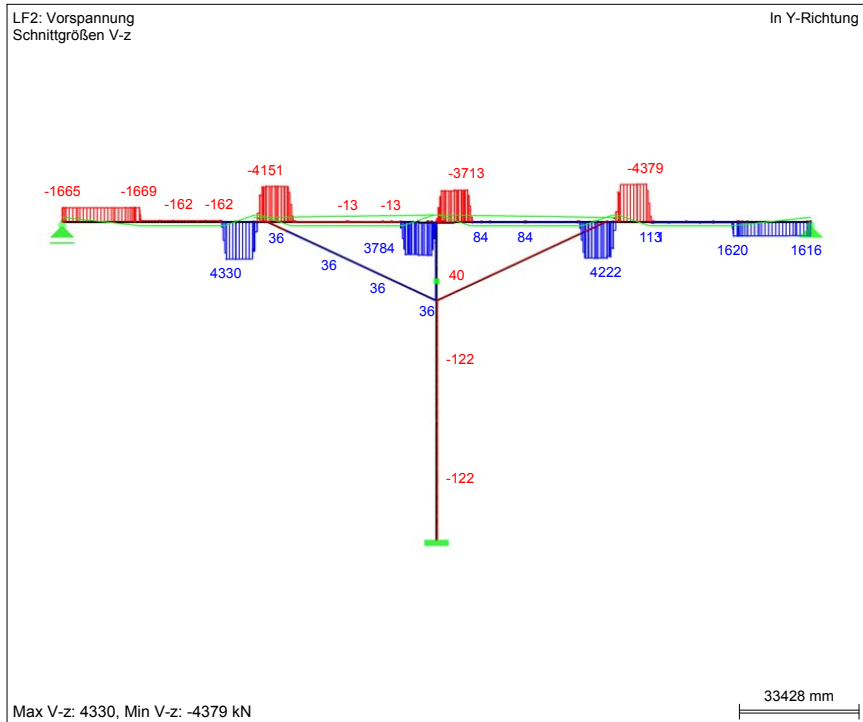
■ SCHNITTGRÖSSEN N



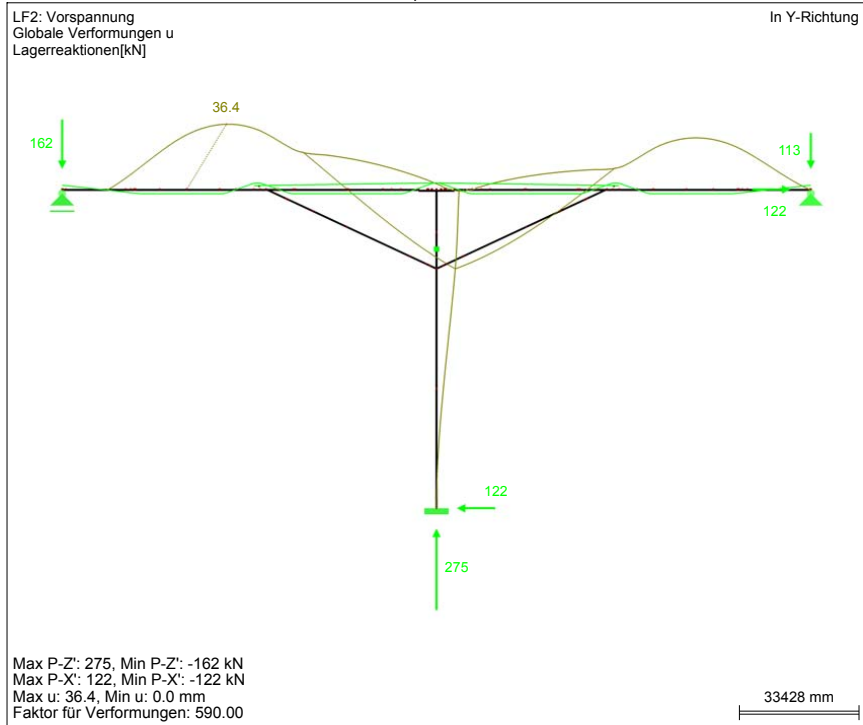
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 18		Δ-SG aktuelle Bauphase				Spannungen Δ-G				Δ-SG aktuelle Bauphase				Spannungen Δ-P				vorhergehende BP		(G)+P	
		Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				berücksichtigen?				aktuelle Bauphase				Vorspannung (P) (aktuelle BP)				Neu: vorhergehende + aktuelle BP			
		QOS	Querschnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{G,e} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{G,e} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-M _{y,G} [kN]	Δ-V _{G,e} [kN]	Δ-N _G [kN]	Δ-V _{G,e} [kN]	Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-σ _{P,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]
BT101	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	975	-152	-4,723	1	0,29	0,16	17,888	1,616	-13,689	-13,53	-7,45	0,74	-13,53	-10,38	-21,27	-9,48	
BT102	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	4,692	-152	-4,568	1	-1,29	0,86	16,597	1,616	-13,690	-13,89	-7,10	0,49	-13,89	-10,05	-22,28	-8,70	
BT103	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	57,537	-152	534	1	-15,45	10,88	-17,924	113	-13,998	-11,79	2,09	-6,11	-11,79	-17,36	-25,15	-12,59	
BT104	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	21,097	-152	3,805	1	-5,68	3,97	-19,843	113	-14,014	-3,88	2,60	-6,48	-3,88	-16,23	-6,96	-18,74	
BT105	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	2,005	-152	4,681	1	-0,57	0,35	-4,048	-4,378	-12,680	-4,81	-1,37	-3,23	-4,81	-14,04	-6,75	-16,91	
BT106	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	-23,832	-152	5,654	1	6,36	-4,55	17,812	-3,247	-12,873	-5,96	-7,27	0,88	-5,96	-13,04	-6,87	-16,71	
BT107	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	-44,176	-152	6,316	1	11,81	-8,40	27,660	-25,811	-12,873	-13,39	-12,42	0,24	-13,39	-14,82	-14,00	-22,98	
BT108	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	-35,392	23,275	-4,140	1	14,00	-2,19	16,782	-26,112	-14,330	-13,66	-9,56	-1,88	-13,66	-7,28	-9,22	-11,35	
BT109	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	-17,125	23,275	-3,167	1	9,10	1,27	10,885	85	-14,330	-15,43	-5,70	-0,72	-15,43	-6,13	-12,03	-5,58	
BT110	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	8,473	23,275	-246	1	2,24	6,12	-2,908	84	-26,325	-25,98	-4,33	-5,66	-25,98	-5,92	-28,06	-5,45	
BT111	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	1,200	23,275	1,701	1	4,19	4,74	-3,706	84	-26,328	-18,50	-4,11	-5,81	-18,50	0,20	-18,42	-0,86	
BT112	BT_BZ_BP_F	5,156	-3,732	5,276	-9,738	23,275	2,674	1	7,12	2,67	8,441	84	-14,381	-15,27	-5,05	-1,19	-15,27	-5,70	-13,19	-4,22	
BT113	BT_BZ_BP_S	6,406	-3,929	7,180	-40,185	23,275	4,125	1	13,86	-1,96	27,699	-25,205	-3,710	-10,98	-0,08	-10,20	-10,20	-9,91	-7,32	-11,95	
BT114	BT_BZ_BP_S	6,406	-3,929	7,180	-45,712	23,275	4,378	1	15,27	-2,73	32,713	-25,325	-3,075	-12,28	-12,28	0,60	-12,28	-3,53	1,36	-5,66	
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-4,066	-25,865	51	1	-1,71	-4,76	1,975	-40	350	-3,76	-0,70	0,78	-3,76	-1,21	-6,17	-5,18	
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-3,007	-25,865	43	1	-2,11	-4,36	954	-40	350	-15,26	-0,31	0,40	-15,26	-1,76	-17,68	-5,72	
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	0	0	0	1	0,00	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-3,847	-25,865	45	1	-1,79	-4,68	1,729	-40	350	-14,91	-0,60	0,69	-14,91	-4,02	-17,31	-8,00	
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-2,630	-25,865	36	1	-2,25	-4,22	532	-40	350	-8,85	-0,16	0,24	-8,85	-6,83	-11,25	-10,81	
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-2,280	-25,865	47	1	-2,38	-4,09	234	-40	350	-4,21	-0,04	0,13	-4,21	-10,99	-6,63	-14,94	
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-7,140	-31,107	152	1	-2,77	-4,14	5,729	-122	-275	-7,86	-0,58	0,52	-7,86	-6,68	-11,21	-10,31	
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-2,083	-31,107	152	1	-3,26	-3,66	1,662	-122	-275	-6,62	-0,19	0,13	-6,62	-6,25	-10,07	-9,78	
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	699	-9,329	-153	1	-2,15	-1,78	-555	125	-524	-3,43	0,04	-0,26	-3,43	-3,69	-5,55	-5,73	

Beton: C 50/60

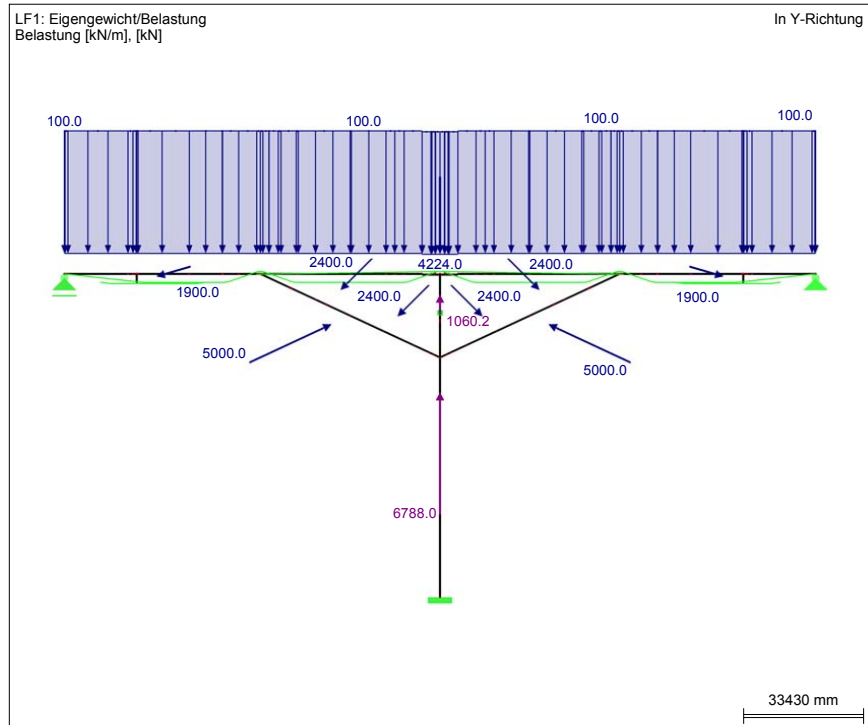
f_{ck}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²

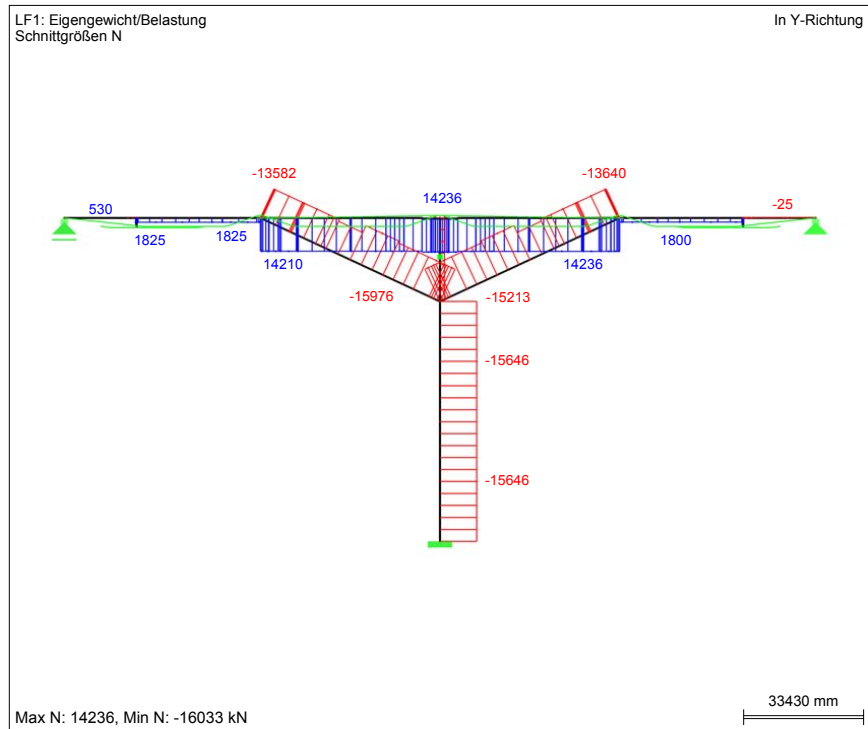
Dekompression nicht erfüllt!

Bauphase 19: Schnittgrößen und Spannungen

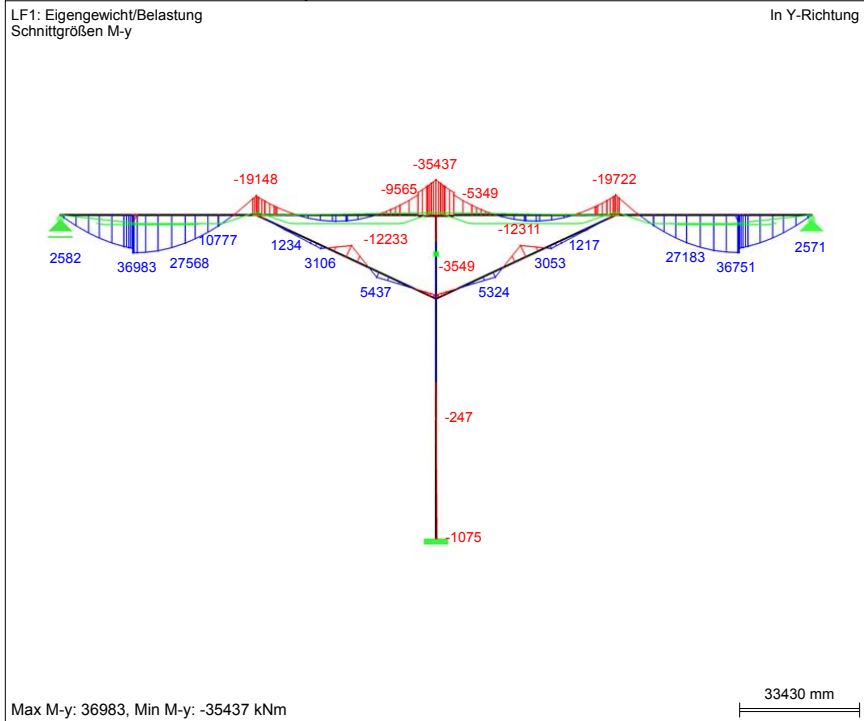
■ MODELL



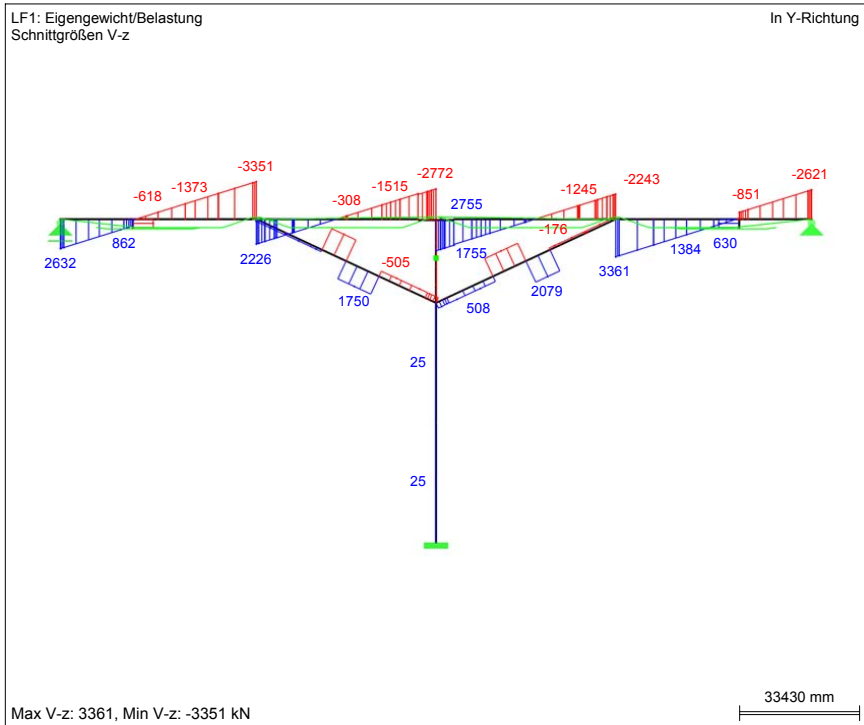
■ SCHNITTGRÖSSEN N



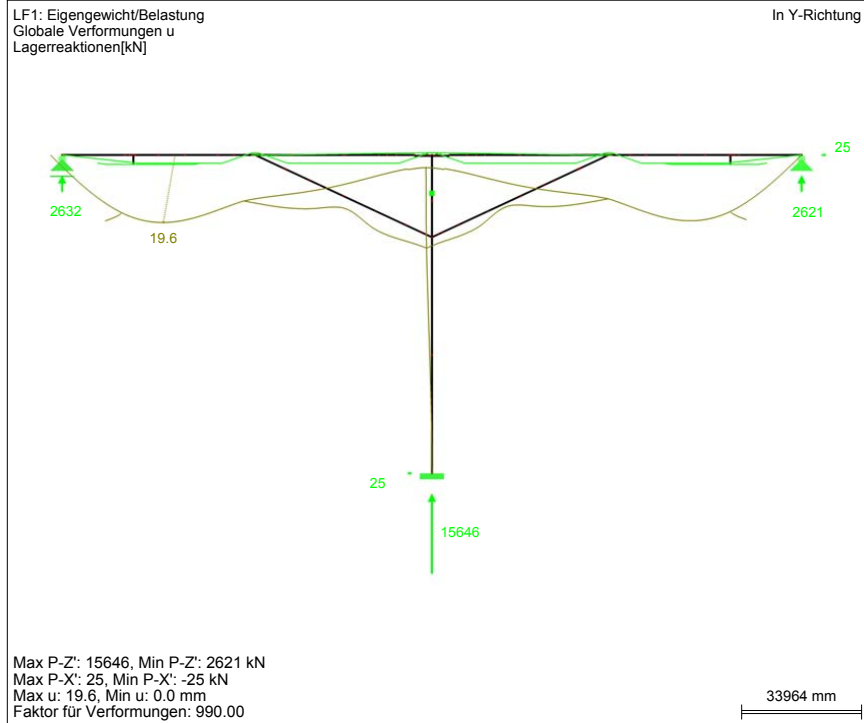
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



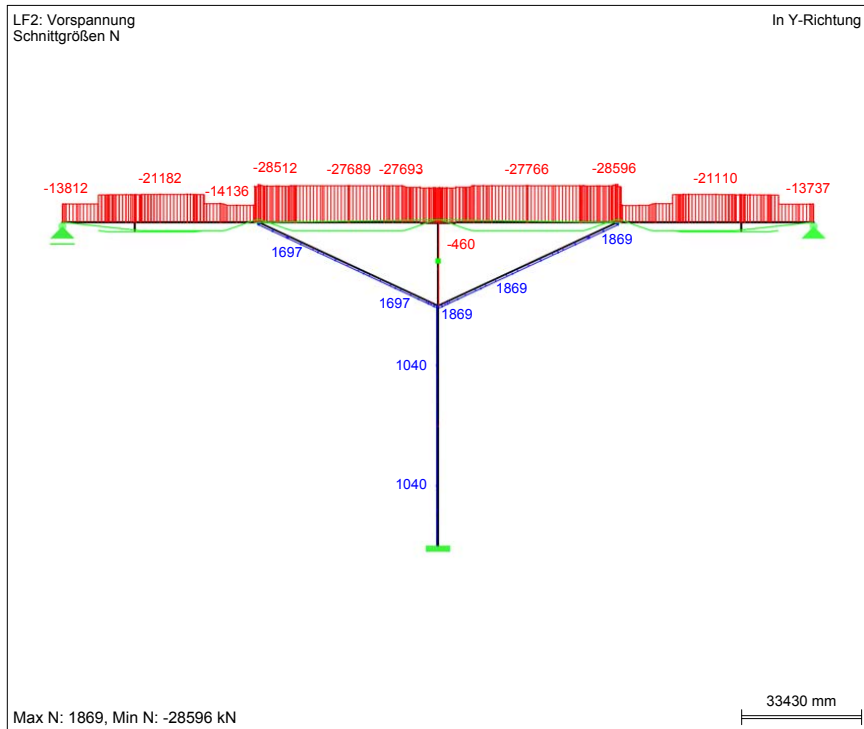
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



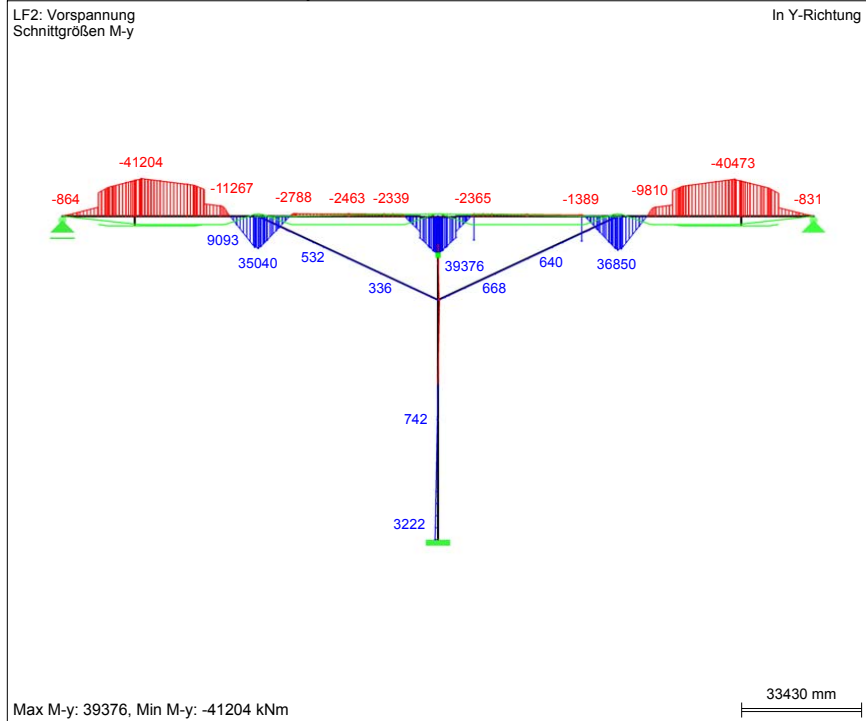
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



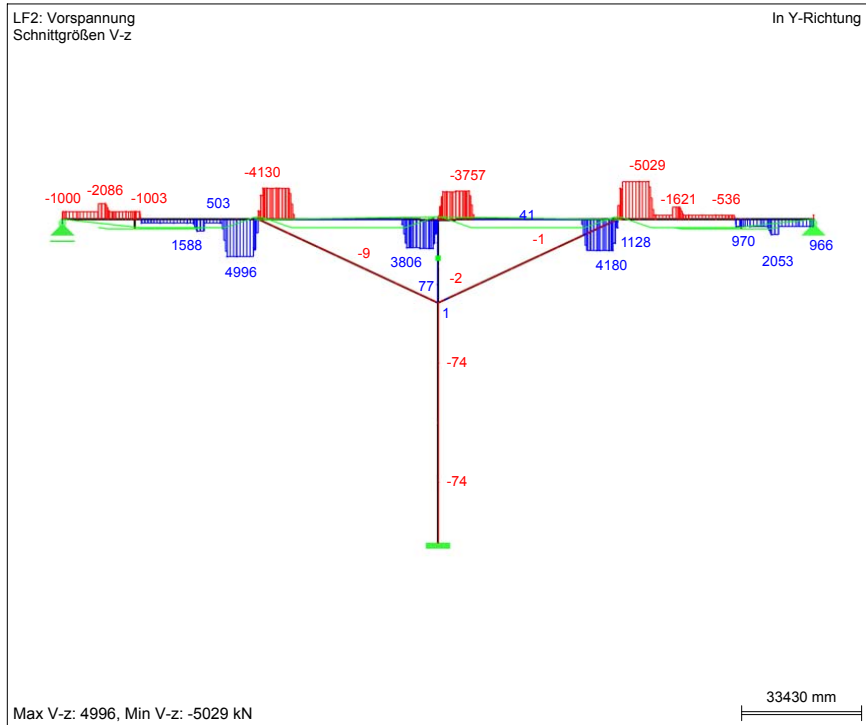
■ SCHNITTGRÖSSEN N



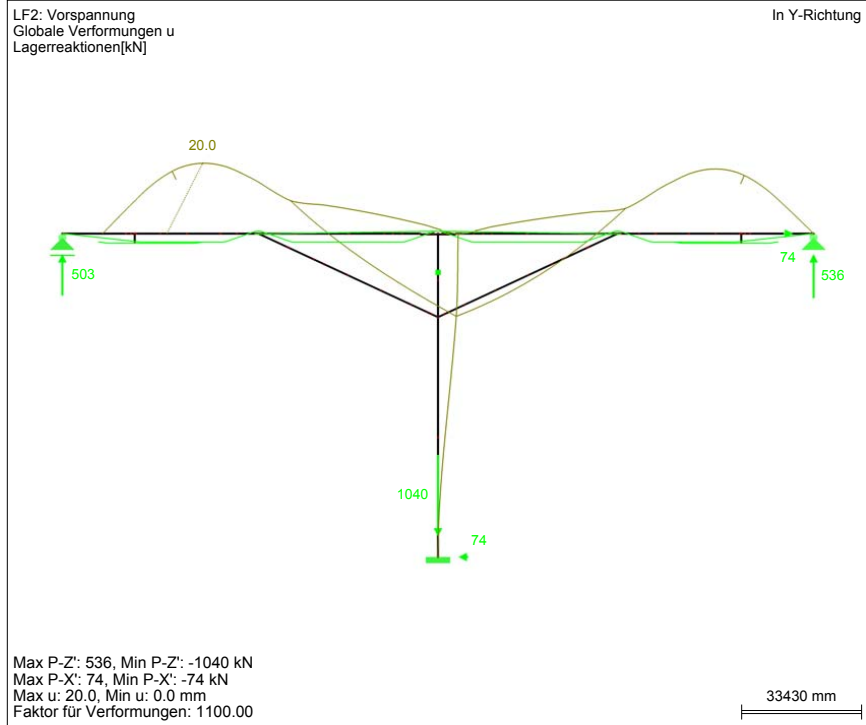
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



Bauphase 19		Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Eigengewicht (G) (aktuelle BP)				Δ-Schnittgrößen und Spannungen zufolge Vorspannung (P) (aktuelle BP)				(G)+(P)							
KQS	Quer-schnitt	A [m²]	Wy,o [m³]	Wy,u [m³]	Δ-SG aktuelle Bauphase			Spannungen Δ-G		Δ-SG aktuelle Bauphase			vorher-gehende BP		Neu: vorhergehende + aktuelle BP		
					Δ-N _G [kN]	Δ-V _{G,e} [kN]	Δ-N _G berücksichtig-t?	Δ-σ _{G,oben} [N/mm²]	Δ-σ _{G,unten} [N/mm²]	Δ-N _P [kN]	Δ-V _{ZP} [kN]	Δσ _{P,oben} [N/mm²]	Δσ _{P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]	σ _{G+P,oben} [N/mm²]	σ _{G+P,unten} [N/mm²]
BT101	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	522	-2,601	1	0,02	0,06	-58	-13,736	966	-1,11	-21,27	-9,48	-22,36	-10,53
BT102	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	2,571	-2,521	1	0,09	0,31	-831	-13,737	966	-1,13	-22,28	-8,70	-23,33	-9,60
BT103	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	34,775	1,800	630	1,36	4,38	-37,705	-21,110	-536	-3,02	-25,15	-12,59	-26,80	-14,50
BT104	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	10,086	1,800	2,310	1,37	9,762	-9,762	-14,061	-536	-1,47	-2,32	-6,96	-7,94	-19,69
BT105	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-1,319	1,800	2,760	1,10	-0,02	10,703	-12,728	-5,027	-0,65	-6,75	-16,91	-7,30	-16,65
BT106	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-16,367	1,800	3,260	-0,43	-1,85	35,559	-12,920	-3,897	0,21	-6,87	-16,71	-7,09	-22,36
BT107	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-14,220	14,236	-2,005	0,64	-0,59	28,170	-27,552	4,179	-1,22	-14,00	-22,98	-14,58	-22,36
BT108	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-9,343	14,236	-1,745	0,82	0,01	17,303	-27,552	4,178	-1,61	-9,22	-11,35	-10,01	-11,46
BT109	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-1,870	14,236	-1,245	1,08	0,92	27,060	-15,771	42	-0,32	-12,03	-5,58	-11,26	-2,64
BT110	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	5,549	14,236	255	1,34	1,82	-1,809	-27,766	41	-2,29	-28,06	-5,45	-29,02	-6,08
BT111	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-2,005	14,236	1,255	1,07	0,90	-2,181	-27,768	41	-2,31	-18,42	-0,86	-19,66	-2,46
BT112	BT_F_EZ	12,452	28,505	8,216	-9,532	14,236	1,755	0,81	-0,02	25,835	-15,822	41	-0,36	-13,19	-4,22	-12,75	-2,36
BT113	BT_S_EZ	13,702	28,907	11,527	-28,545	14,236	2,500	1	-0,05	31,605	-26,645	-3,754	-0,85	-7,32	-11,95	-8,12	-12,59
BT114	BT_S_EZ	13,702	28,907	11,527	-31,880	14,236	2,630	1	-0,06	36,518	-26,766	-3,118	-0,69	1,21	1,36	-5,66	-6,18
DS201	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-2,523	-15,212	513	-0,96	-2,85	693	1,869	-2	-0,03	0,49	-6,17	-7,15	-7,53
DS202	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	-12,311	-12,819	2,079	1	3,01	649	1,869	-2	-0,01	0,48	-17,68	-14,67	-11,46
DS203	NV	0,000	0,000	0,000	-347	-13,640	-177	1	0,00	605	1,869	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DS204	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	593	-15,212	509	1	-2,12	685	1,869	-2	-0,02	0,49	-17,31	-8,00	-9,19
DS205	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	2,487	-13,640	-170	1	-2,64	636	1,869	-1	0,00	0,47	-11,25	-10,81	-11,11
DS206	DS_EZ	8,000	-2,667	2,667	1,217	-13,640	-170	1	-2,16	620	1,869	-2	0,00	0,47	-6,63	-14,94	-15,73
PF301	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-1,075	-15,646	25	1	-1,63	3,222	1,040	-74	-0,19	-11,21	-10,31	-13,04	-11,72
PF302	PF_u_EZ	9,000	-10,375	10,375	-247	-15,646	25	1	-1,71	742	1,040	-74	0,04	-10,07	-9,78	-11,74	-11,35
PF303	PF_o_EZ	4,740	-3,781	3,781	143	-1,903	-26	1	-0,44	-422	-460	77	0,01	-0,21	-5,55	-5,97	-6,30

Beton: C 50/60 f_{ck}= 50,0 N/mm²

Begrenzung der Betondruckspannungen: 0,60*f_{ck}= 30,0 N/mm²
 Dekompression nicht erfüllt!

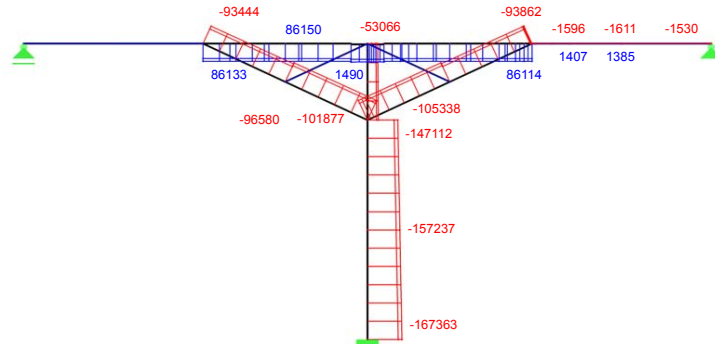
A.5 Nachweise im Ultimate Limit State (ULS)

EK4: Schnittgrößen

■ SCHNITTGRÖSSEN N

EK4: ULS EG und Verkehr VOLLBELASTUNG
Schnittgrößen N
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung



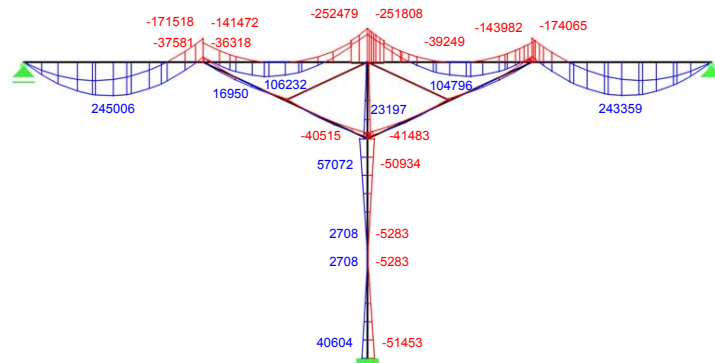
Max N: 86161, Min N: -167363 kN

33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

EK4: ULS EG und Verkehr VOLLBELASTUNG
Schnittgrößen M-y
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung



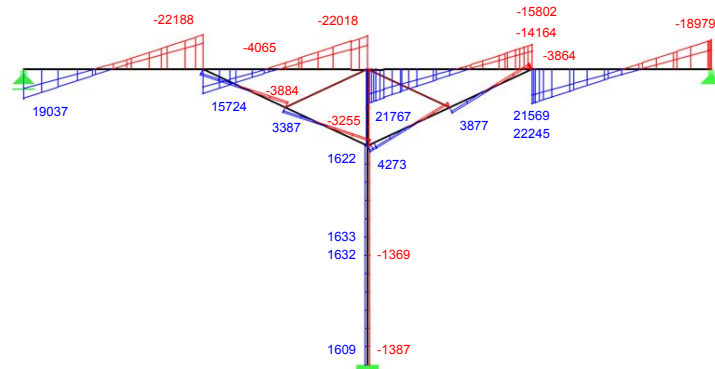
Max M-y: 245006, Min M-y: -252479 kNm

33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

EK4: ULS EG und Verkehr VOLLBELASTUNG
Schnittgrößen V_z
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung



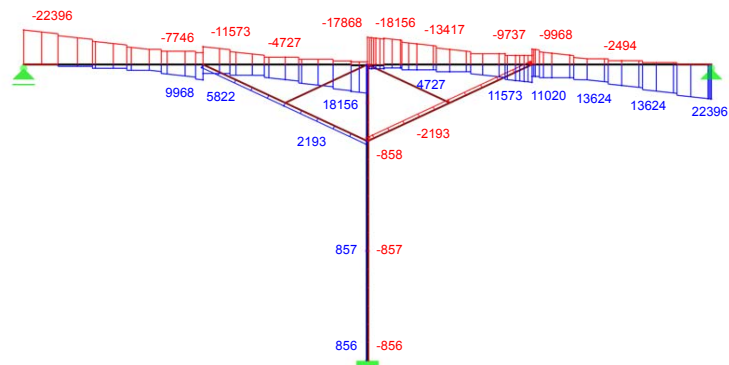
Max V_z : 22245, Min V_z : -22188 kN

33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN M_T

EK4: ULS EG und Verkehr VOLLBELASTUNG
Schnittgrößen M_T
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

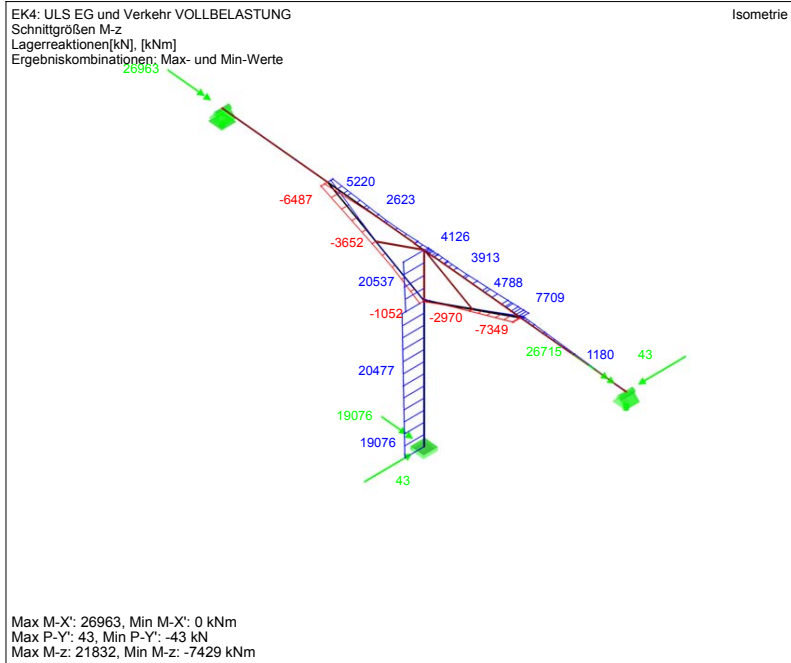
In Y-Richtung



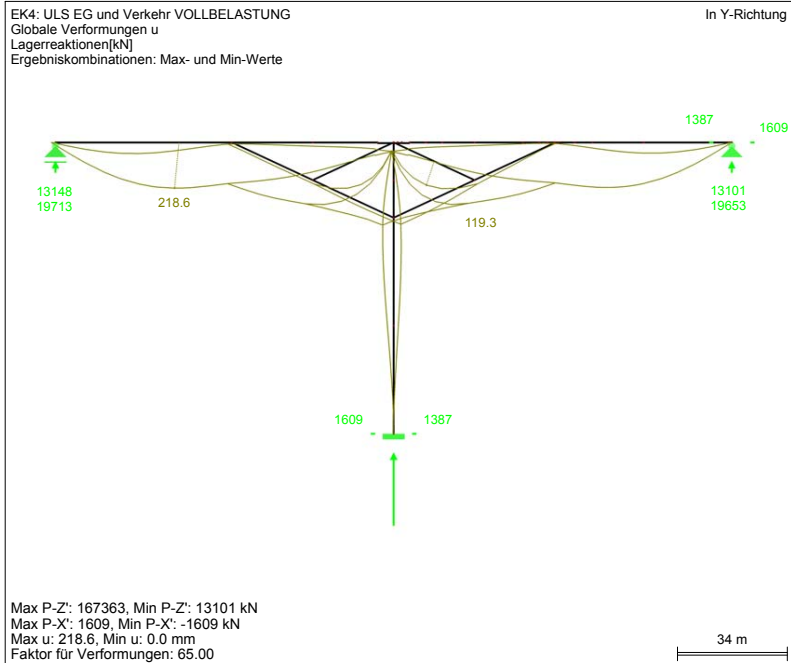
Max M_T : 22396, Min M_T : -22396 kNm

33.4 m

■ SCHNITTGRÖSSEN M_z , LAGERREAKTIONEN

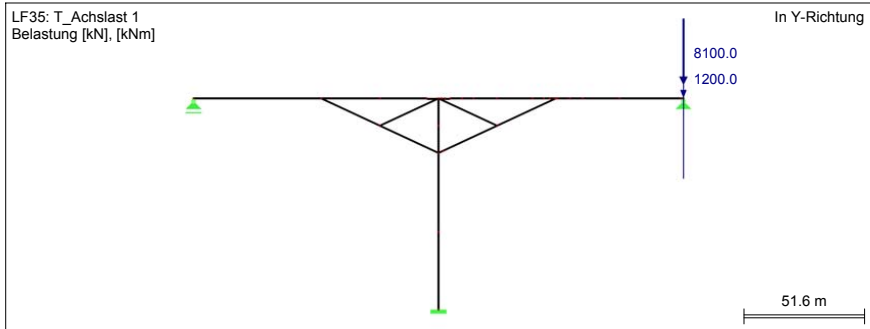


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

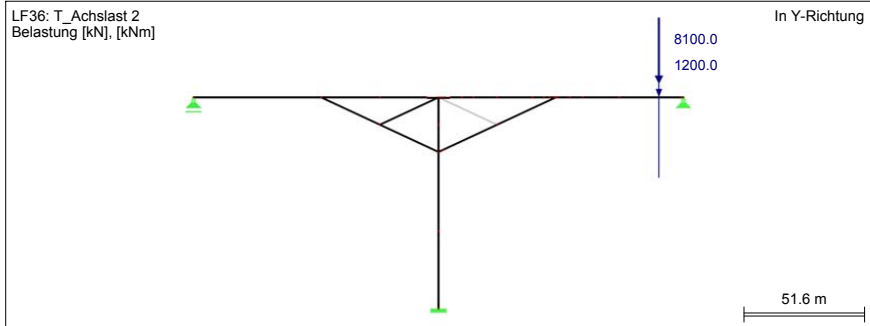


Einwirkungskombination EK8

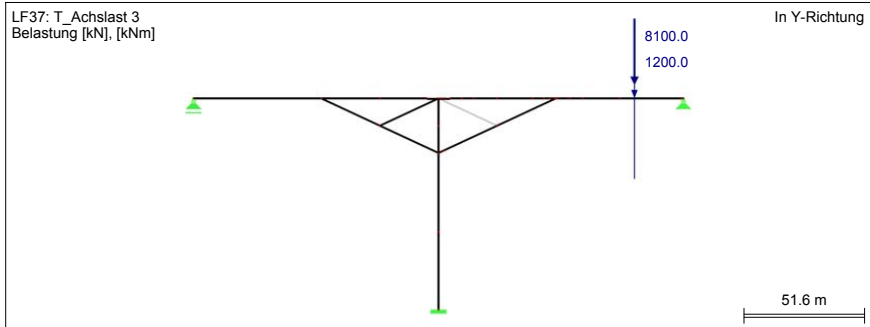
■ MODELL



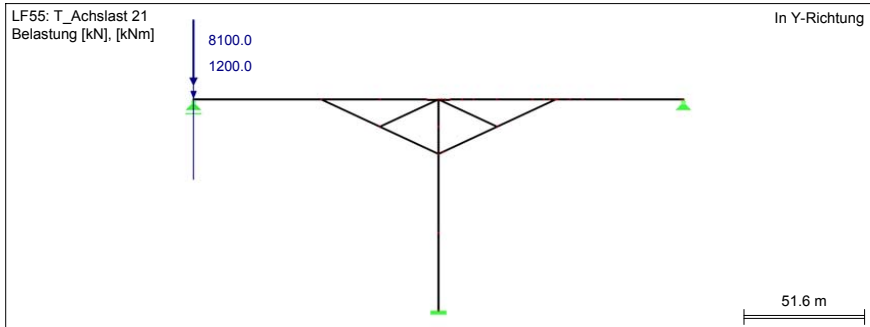
■ MODELL



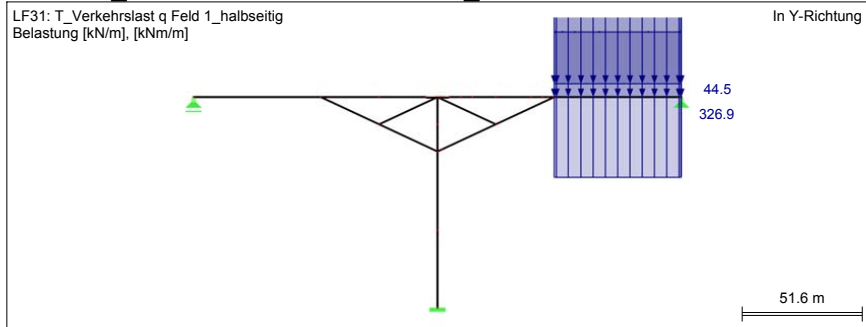
■ MODELL



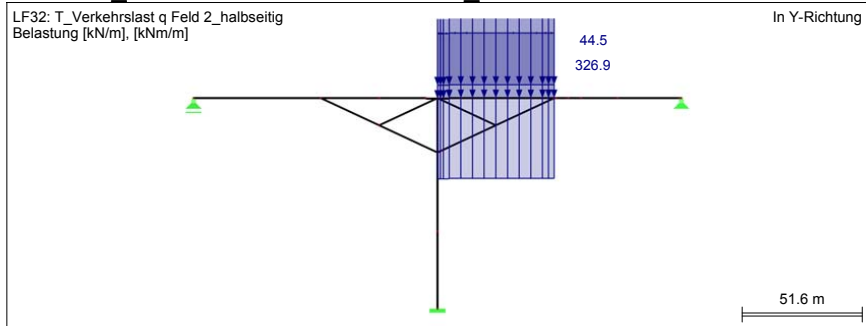
■ MODELLMODELL



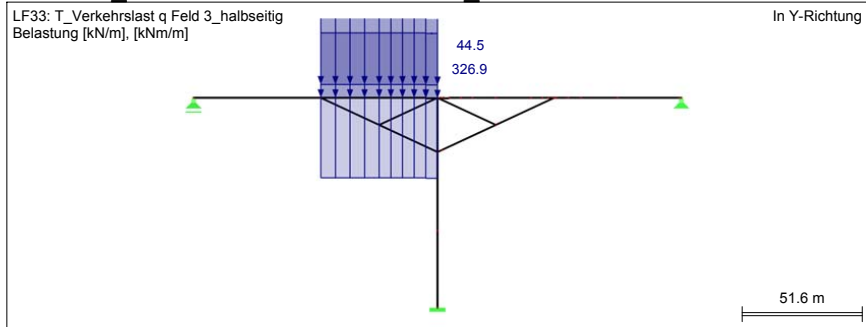
■ LF31: T_VERKEHRSLAST Q FELD 1_HALBSEITIG



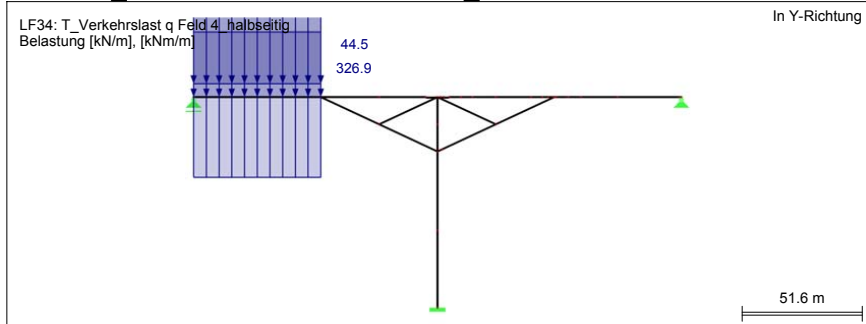
■ LF32: T_VERKEHRSLAST Q FELD 2_HALBSEITIG



■ LF33: T_VERKEHRSLAST Q FELD 3_HALBSEITIG



■ LF34: T_VERKEHRSLAST Q FELD 4_HALBSEITIG

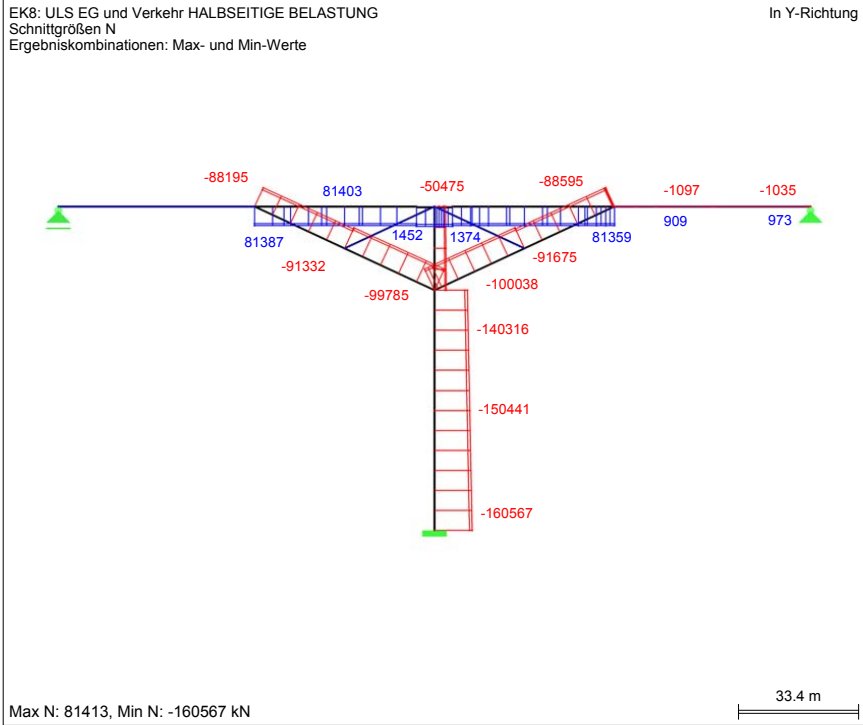


EK8: Schnittgrößen

■ SCHNITTGRÖSSEN N

EK8: ULS EG und Verkehr HALBSEITIGE BELASTUNG
 Schnittgrößen N
 Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

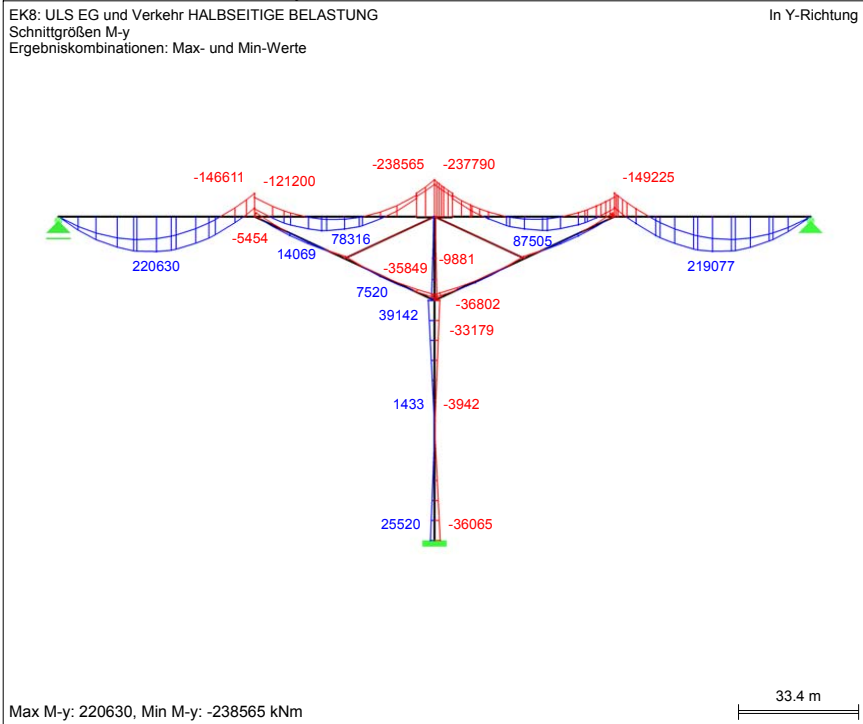
In Y-Richtung



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y

EK8: ULS EG und Verkehr HALBSEITIGE BELASTUNG
 Schnittgrößen M_y
 Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

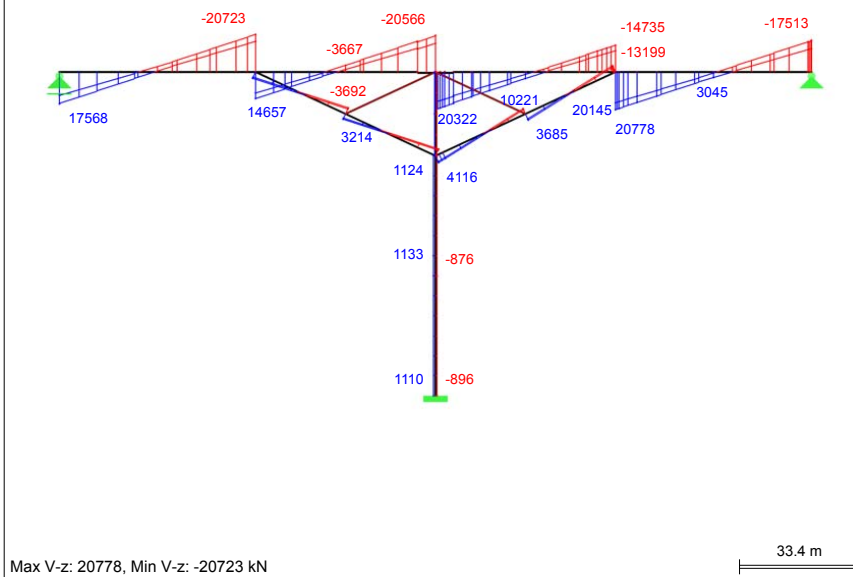
In Y-Richtung



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

EK8: ULS EG und Verkehr HALBSEITIGE BELASTUNG
Schnittgrößen V-z
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

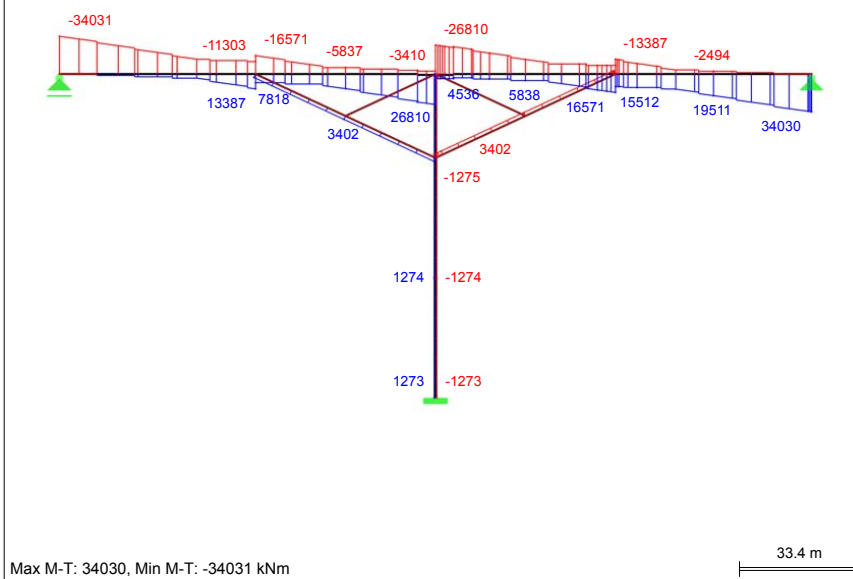
In Y-Richtung



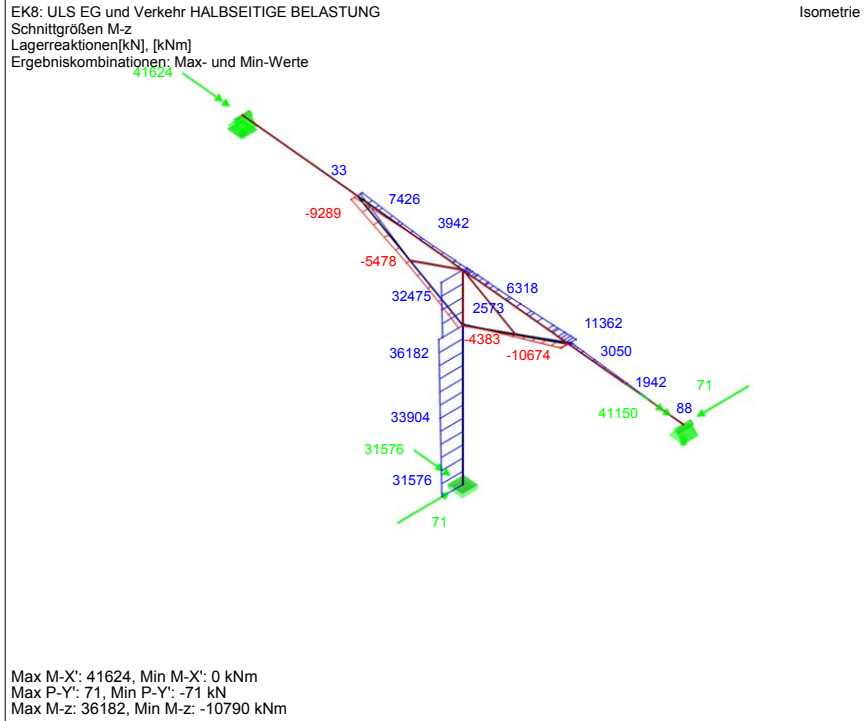
■ SCHNITTGRÖSSEN M_T

EK8: ULS EG und Verkehr HALBSEITIGE BELASTUNG
Schnittgrößen M-T
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

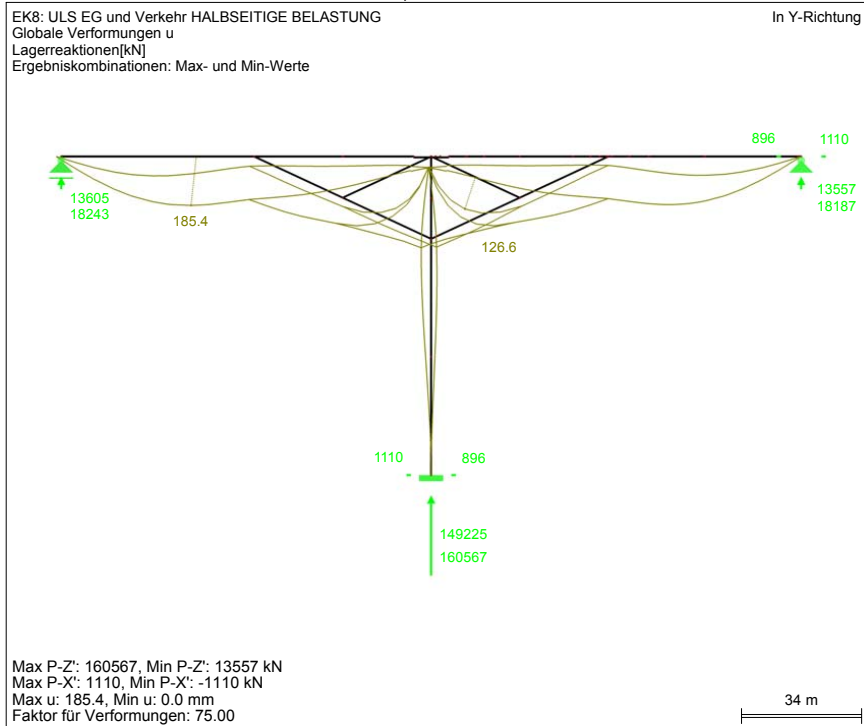
In Y-Richtung



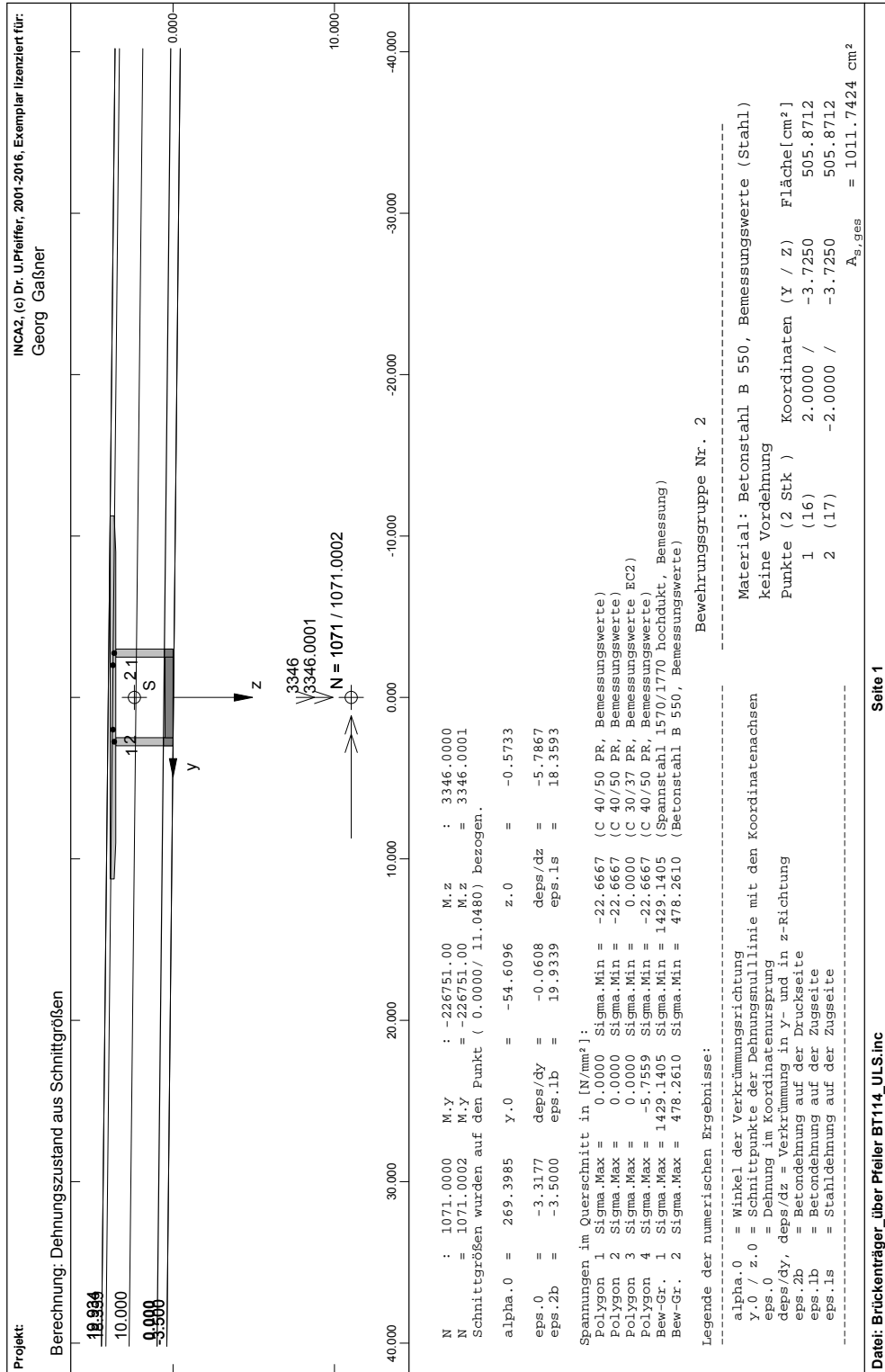
■ SCHNITTGRÖSSEN M_z , LAGERREAKTIONEN



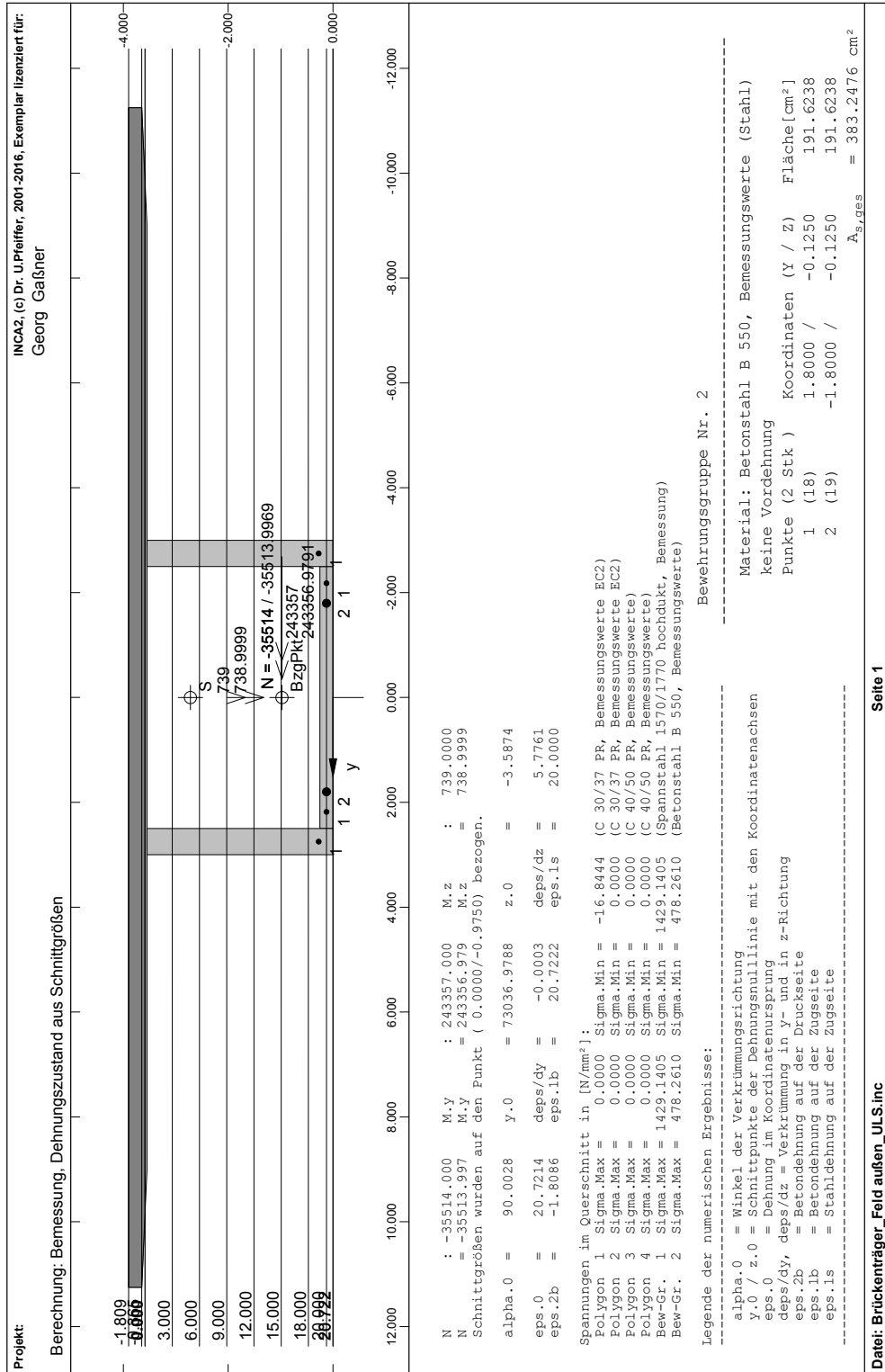
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u , LAGERREAKTIONEN



ULS M+N: x=105,75 m



ULS M+N: x=181,30 m



A.6 Massenermittlung

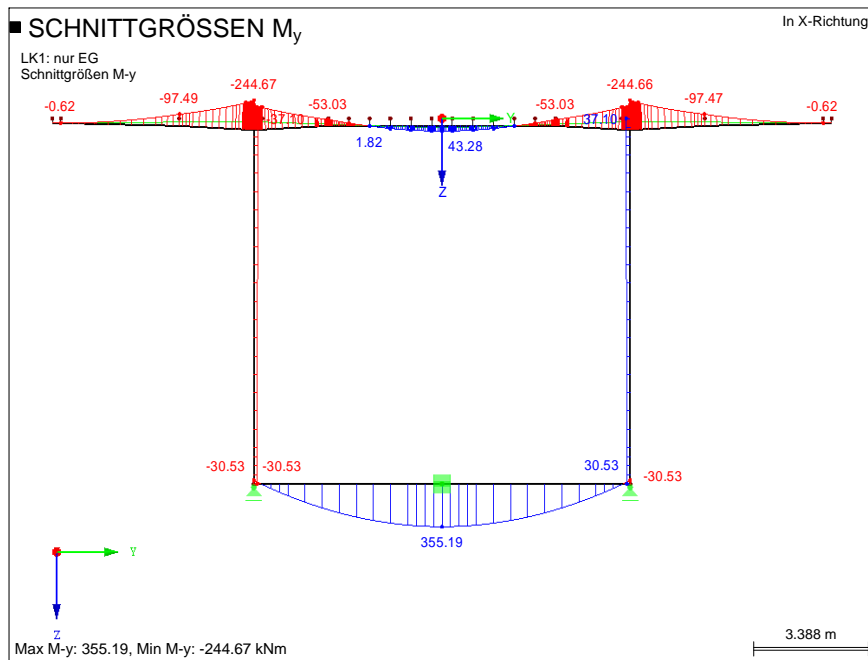
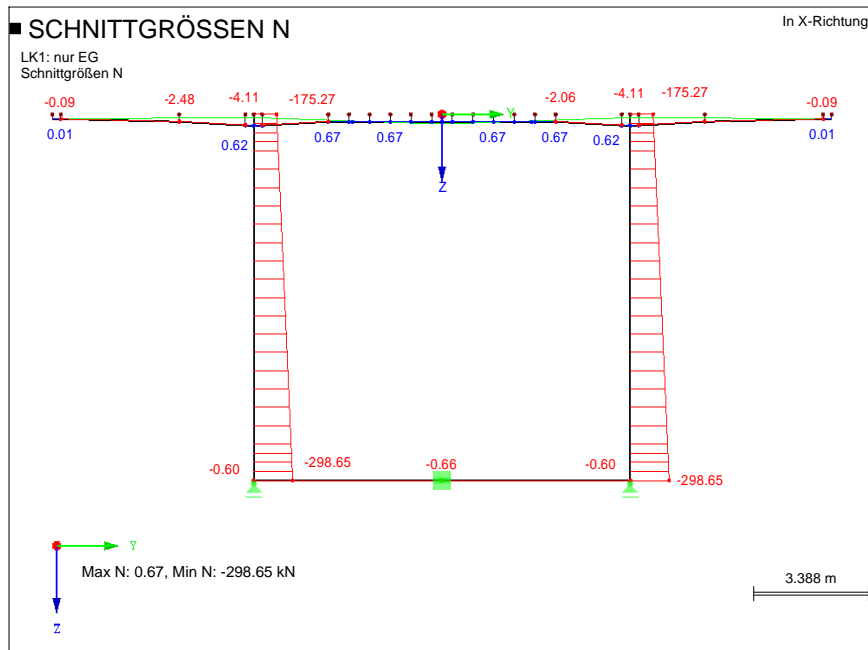
Massenermittlung Brückenklappverfahren - Endzustand

	A [m ²]	kN/m	x[m]	[kN]	Gewicht [t]	m ³
Brückenträger	12,452	311,3	199,0	61.949	6.077	2.478
Brückenträger über Stütze	13,702	354,82	10,0	3.548	348	137
FT-Druckstreben	0,414	10,36	209,0	2.165	212	87
Knoten B				3.000	294	120
Knoten C				800	78	32
Summe Überbau				71.462	7.010	2.854
Druckstreben Querschnitt	8	200	89,4	17.880	1.754	715
Knoten A				1.888	185	76
Pfeiler unten	9	225	66,7	15.008	1.472	600
Pfeiler oben	4,74	118,5	21,0	2.489	244	100
Summe DS+Pfeiler				37.264	3.656	1.491
Fundament				46.469	4.559	1.859
Gesamt				155.195	15.225	6.203

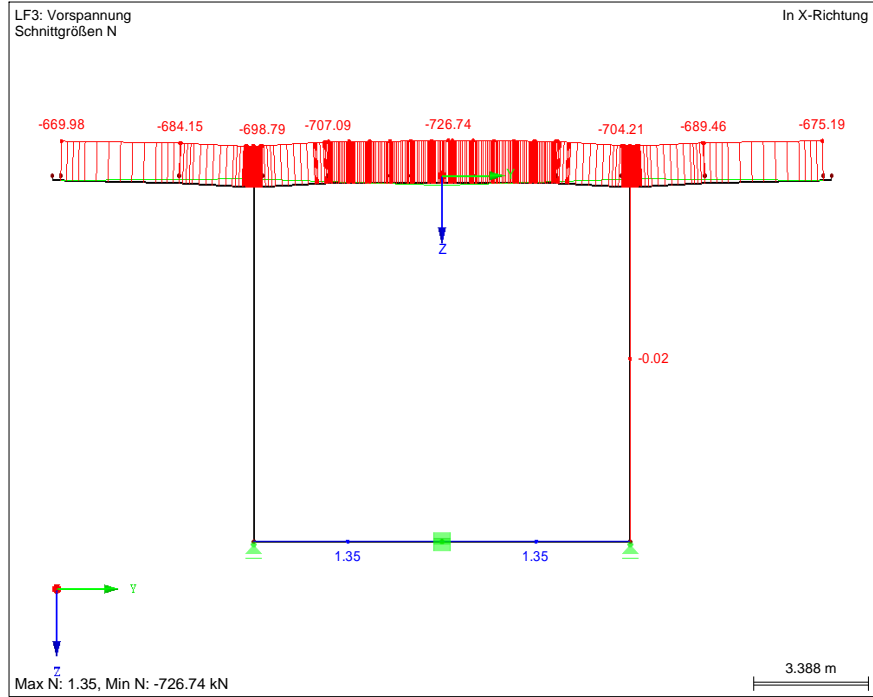
B Anhang B - Überarbeitung der San Leonardo Freivorbaubrücke

B.1 Statische Berechnungen der San Leonardo Brücke

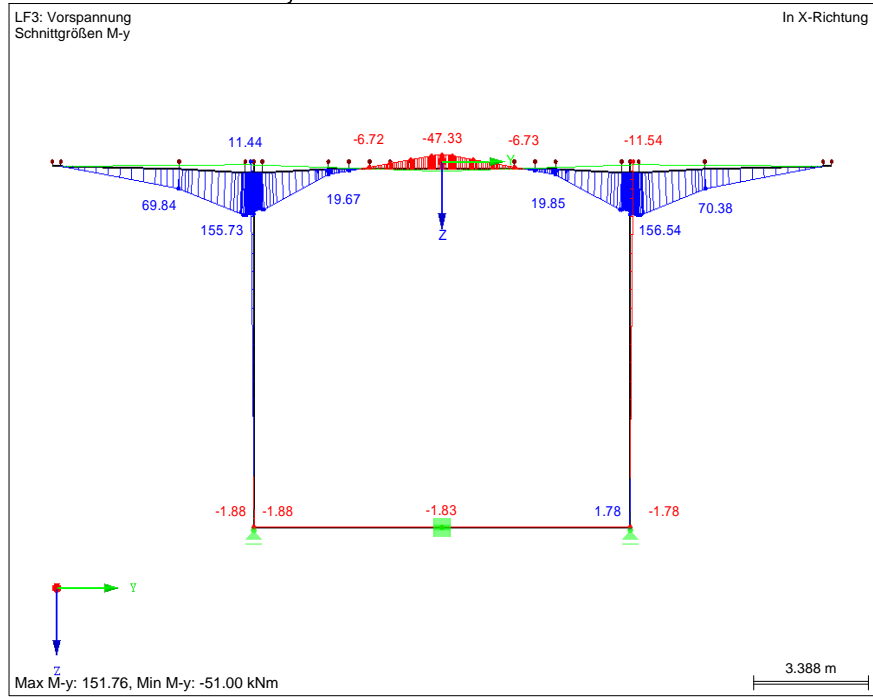
B.1.1 Fahrbahnplatte: Schnittgrößen und Spannungen



■ SCHNITTGRÖSSEN N



■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



San Leonardo - Dekompressionsnachweis
 Fahrbahnplatte mit Quervorspannung unter Eigengewicht

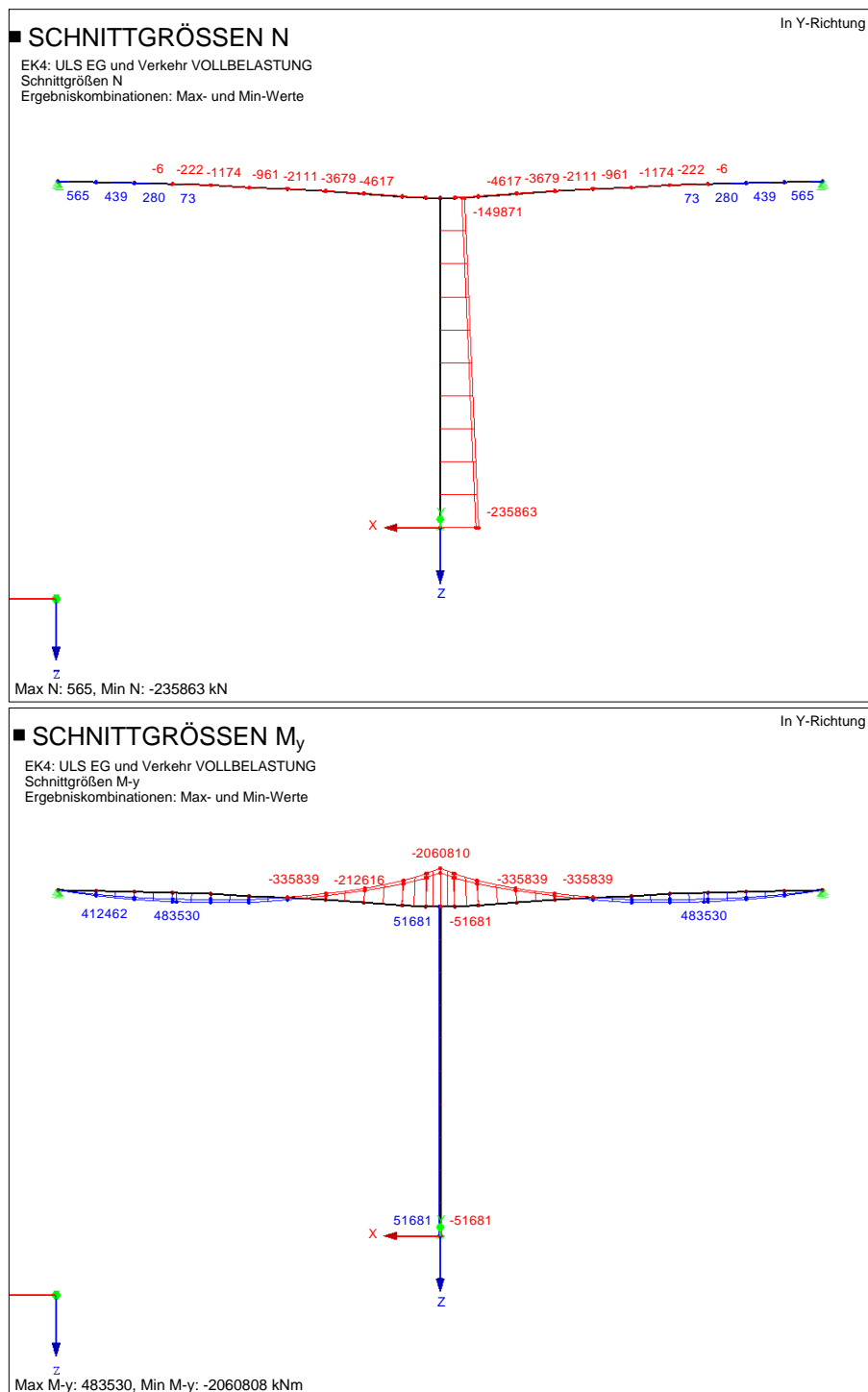
Stab Nr.	Knoten Nr.	x [m]	Querschnitt	A [m²]	W _{y,0} [m³]	W _{y,u} [m³]	Eigengewicht			Vorspannung				Überlagerung		
							N _{EG}	M _{y,EG}	σ _{EG,0} [N/mm²]	σ _{EG,u} [N/mm²]	N _P	M _{y,P}	σ _{P,0} [N/mm²]	σ _{P,u} [N/mm²]	σ ₀ [N/mm²]	σ _u [N/mm²]
2	1	0,25	QS_2	0,25	-0,0104	0,0104	-0,09	-0,62	0,06	-0,06	-669,98	0,00	-2,68	-2,68	-2,62	-2,74
2	2	3,75	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	-0,99	-97,49	3,65	-3,66	-684,15	69,83	-4,33	-4,33	-0,68	-2,75
3	2	3,75	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	-2,48	-97,49	3,65	-3,66	-683,30	69,84	-4,33	-4,33	-0,68	-2,75
3	3	5,75	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	-4,11	-223,77	3,72	-3,74	-692,11	155,37	-3,74	-3,74	-0,02	-2,30
4	3	5,75	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,05	-223,77	3,73	-3,73	-693,09	155,37	-3,74	-3,74	-0,02	-2,30
4	4	5,95	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,04	-244,67	4,08	-4,08	-696,40	147,10	-3,61	-3,61	0,47	-2,79
5	24	5,95	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,61	-207,77	3,46	-3,46	-697,82	140,08	-3,50	-3,50	-0,03	-2,29
4	4	6,15	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,62	-186,02	3,10	-3,10	-698,79	130,94	-3,35	-3,35	-0,25	-2,08
6	4	6,15	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	-3,72	-186,02	3,09	-3,11	-696,85	130,95	-3,34	-3,34	-0,25	-2,09
5	5	8,15	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	-2,06	-53,03	1,98	-1,99	-704,95	19,67	-2,50	-2,50	-0,52	-3,02
7	5	8,15	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	-53,03	1,99	-1,99	-707,09	19,67	-2,51	-2,51	-0,52	-3,02
8	20	8,76	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	-23,08	0,87	-0,86	-709,66	6,52	-2,02	-2,02	-1,15	-2,39
8	20	8,76	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	-23,08	0,87	-0,86	-709,75	6,52	-2,02	-2,02	-1,15	-2,39
19	19	9,37	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	1,82	-0,07	0,07	-712,23	-6,72	-1,53	-1,53	-1,60	-1,96
9	19	9,37	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	1,82	-0,07	0,07	-712,32	-6,72	-1,53	-1,53	-1,60	-1,96
18	18	9,98	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	21,65	-0,81	0,81	-714,82	-20,07	-1,03	-1,03	-1,84	-1,73
10	18	9,98	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	21,65	-0,81	0,81	-714,89	-20,07	-1,03	-1,03	-1,84	-1,73
17	17	10,59	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	35,49	-1,33	1,33	-717,48	-33,51	-0,54	-0,54	-1,87	-1,72
11	17	10,59	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	35,49	-1,33	1,33	-717,52	-33,51	-0,54	-0,54	-1,87	-1,72
16	16	11,20	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	42,41	-1,59	1,59	-720,07	-47,05	-0,04	-0,04	-1,62	-1,97
12	16	11,20	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	42,41	-1,59	1,59	-720,13	-47,05	-0,04	-0,04	-1,62	-1,97
15	15	11,81	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	42,41	-1,59	1,59	-725,71	-47,33	-0,04	-0,04	-1,63	-2,00
13	15	11,81	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	42,41	-1,59	1,59	-725,66	-47,33	-0,04	-0,04	-1,63	-2,00
14	14	12,42	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	35,49	-1,33	1,33	-723,09	-33,70	-0,54	-0,54	-1,87	-1,74
14	14	12,42	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,66	35,49	-1,33	1,33	-723,04	-33,70	-0,54	-0,54	-1,87	-1,74
13	13	13,03	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	21,65	-0,81	0,81	-720,44	-20,17	-1,04	-1,04	-1,85	-1,74
15	13	13,03	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	21,65	-0,81	0,81	-720,36	-20,16	-1,04	-1,04	-1,86	-1,74
12	12	13,64	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	1,82	-0,07	0,07	-717,84	-6,73	-1,54	-1,54	-1,61	-1,98
16	12	13,64	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	1,82	-0,07	0,07	-717,76	-6,73	-1,54	-1,54	-1,61	-1,98
11	11	14,25	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	-23,07	0,87	-0,86	-715,25	6,61	-2,04	-2,04	-1,17	-2,40
17	11	14,25	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	-23,07	0,87	-0,86	-715,16	6,61	-2,04	-2,04	-1,17	-2,40
6	6	14,86	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	0,67	-53,03	1,99	-1,99	-712,57	19,85	-2,53	-2,53	-1,04	-3,02
18	6	14,86	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	-2,06	-53,03	1,98	-1,99	-710,41	19,85	-2,52	-2,52	-1,03	-3,03
7	7	16,86	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	-3,72	-186,01	3,09	-3,11	-702,26	131,96	-3,37	-3,37	-0,28	-2,08
19	7	16,86	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,62	-186,01	3,10	-3,10	-704,21	131,94	-3,37	-3,37	-0,27	-2,07
23	23	17,06	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,61	-207,76	3,46	-3,46	-703,23	147,12	-3,62	-3,62	-0,16	-2,18
20	23	17,06	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,04	-244,66	4,08	-4,08	-701,81	148,24	-3,64	-3,64	0,44	-2,78
8	8	17,26	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	0,05	-223,76	3,73	-3,73	-698,47	156,54	-3,77	-3,77	-0,04	-2,28
21	8	17,26	QS_3	0,6	-0,0600	0,0600	-4,11	-223,76	3,72	-3,74	-697,49	156,54	-3,77	-3,77	-0,05	-2,29
9	9	19,26	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	-2,48	-97,47	3,65	-3,66	-688,61	70,38	-4,36	-4,36	-0,71	-2,74
22	9	19,26	QS_1	0,4	-0,0267	0,0267	-0,99	-97,47	3,65	-3,66	-689,46	70,38	-4,36	-4,36	-0,71	-2,74
10	10	22,76	QS_2	0,25	-0,0104	0,0104	-0,09	-0,62	0,06	-0,06	-675,19	0,00	-2,70	-2,70	-2,64	-2,76

QS_1 Rechteck 1000/400
 QS_2 Rechteck 1000/250
 QS_3 Rechteck 1000/600
 1 Spannglied

Dekompression nicht erfüllt!

B.1.2 ULS - Endzustand

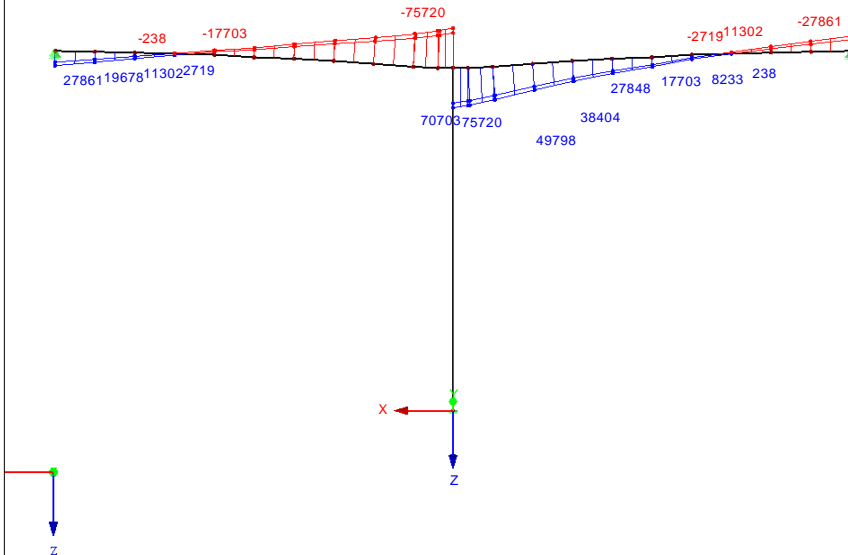
Vollbelastung (EK4)



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z

EK4: ULS EG und Verkehr VOLLBELASTUNG
Schnittgrößen V-z
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

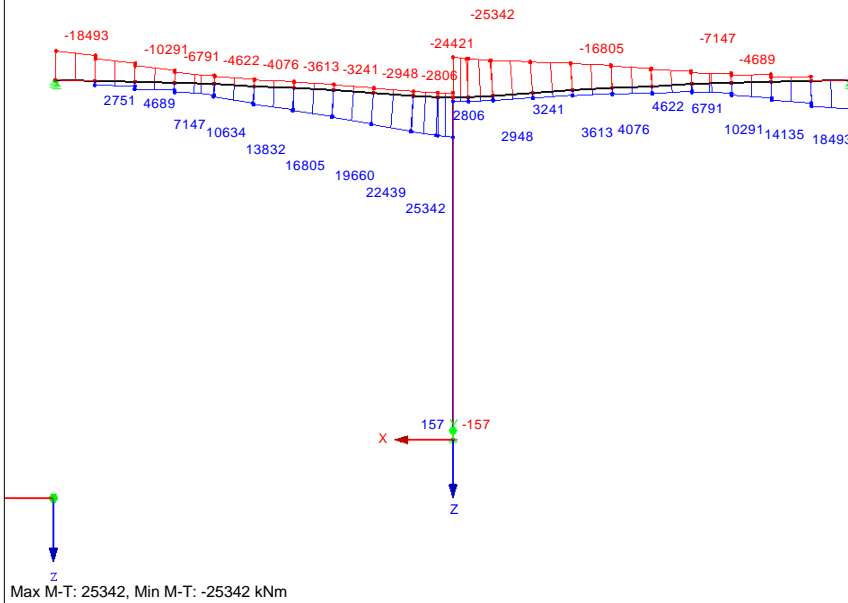
In Y-Richtung



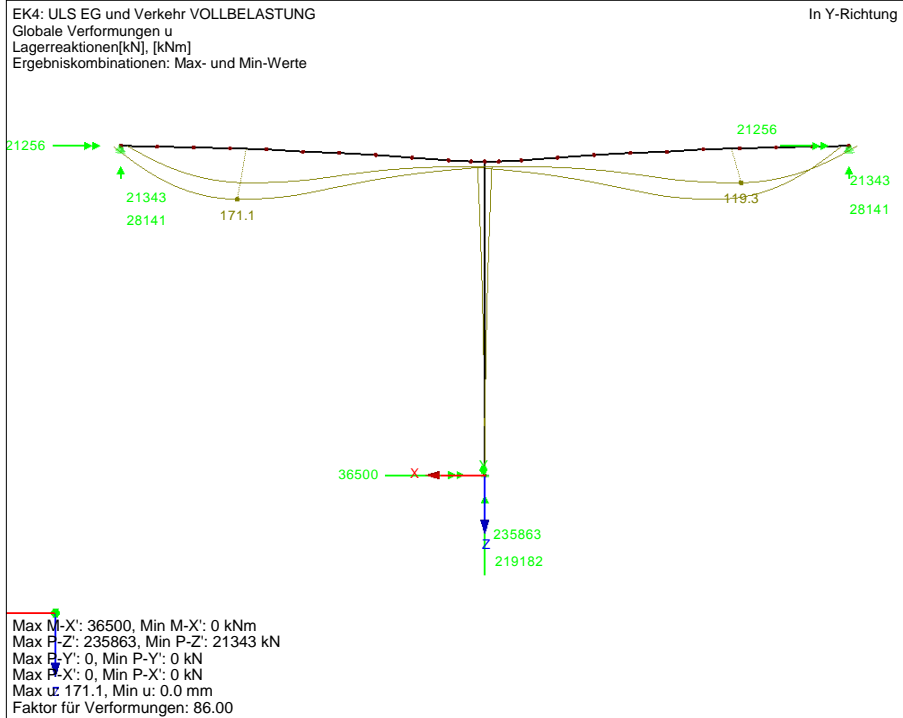
■ SCHNITTGRÖSSEN M_T

EK4: ULS EG und Verkehr VOLLBELASTUNG
Schnittgrößen M-T
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

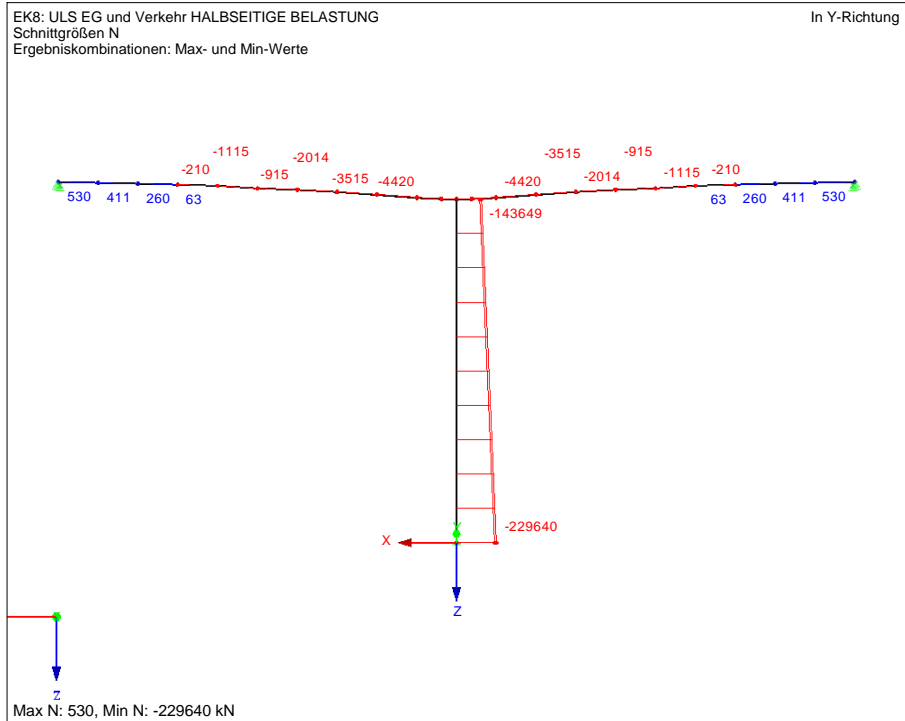


■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN

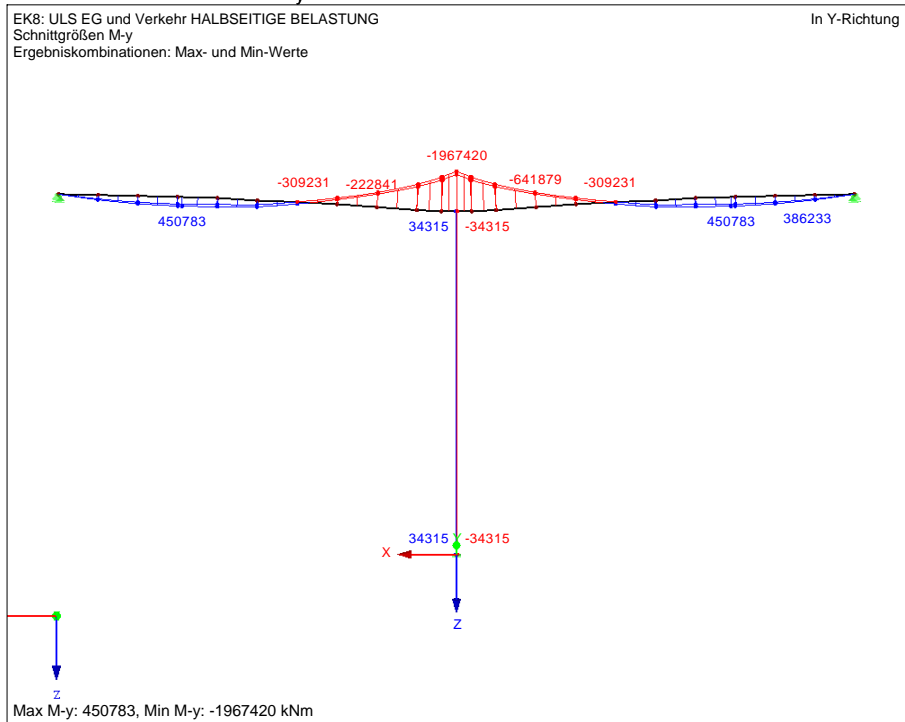


ULS - Lehrgerüstzustand - halbseitige Belastung (EK8)

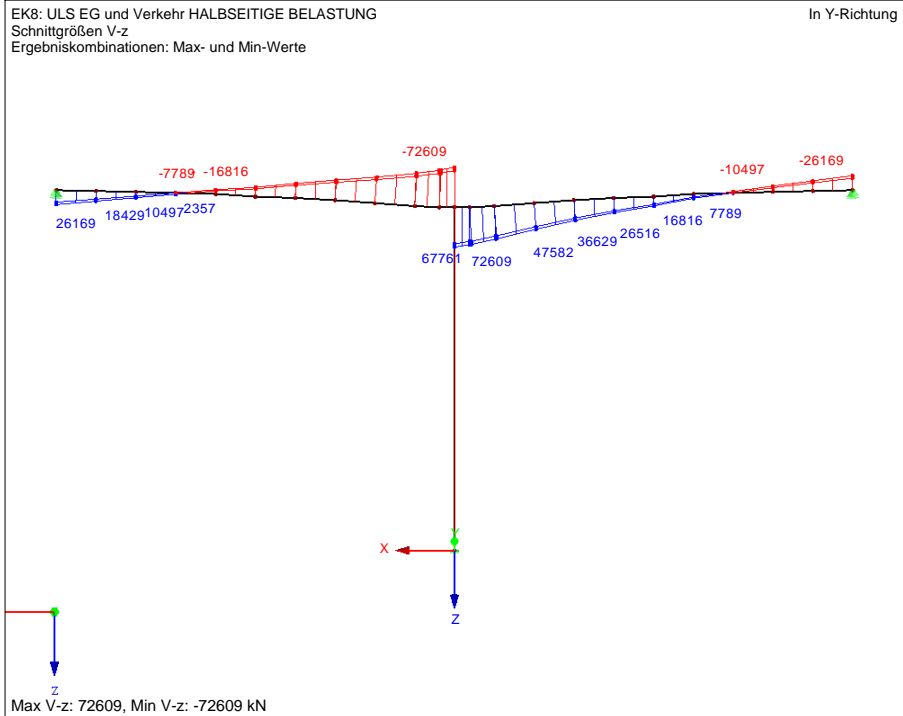
■ SCHNITTGRÖSSEN N



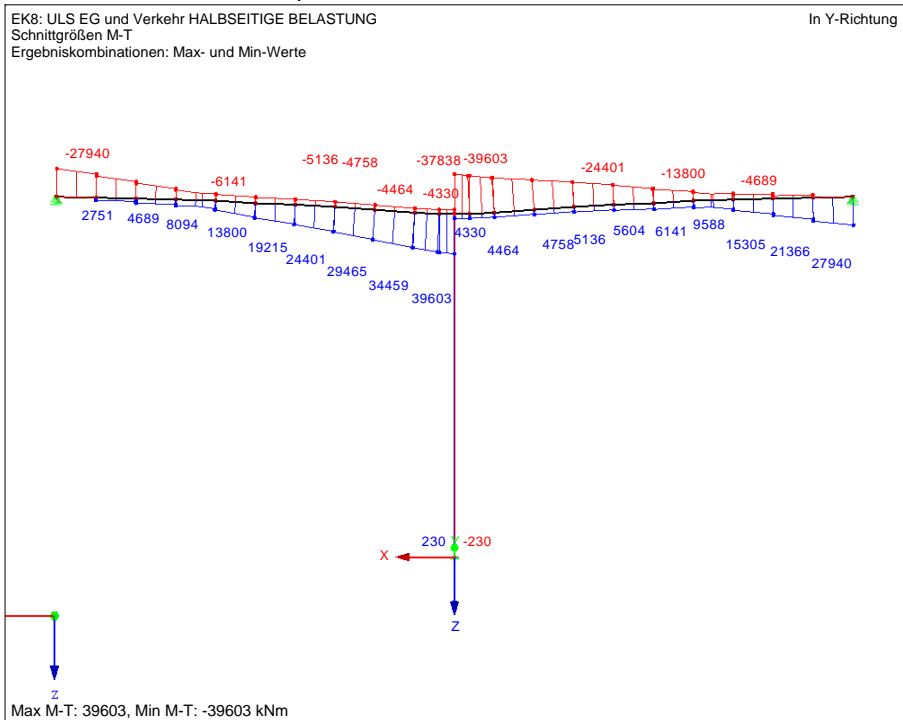
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



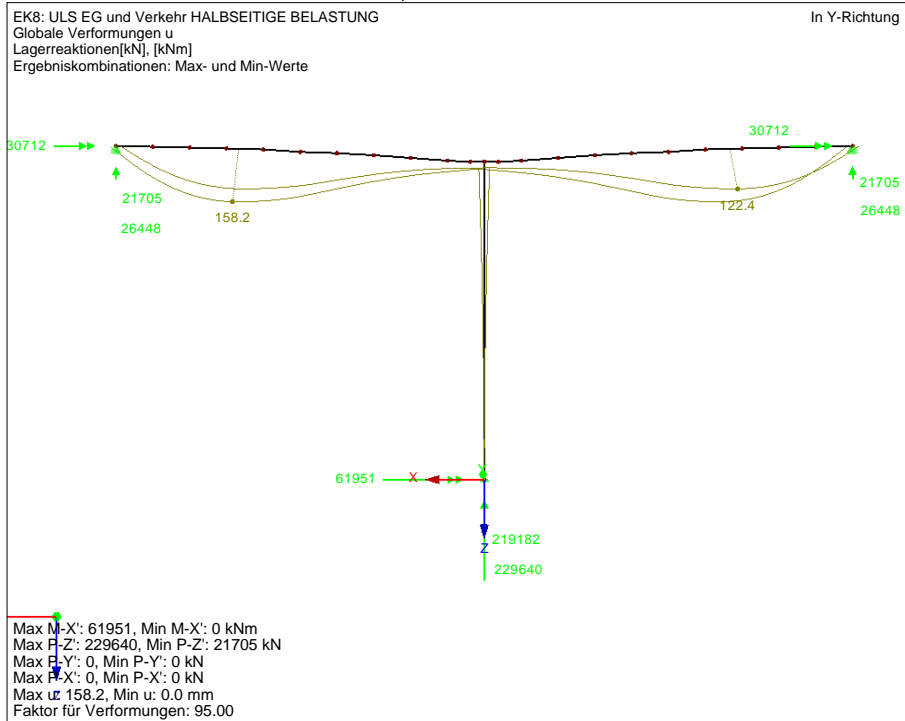
■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ SCHNITTGRÖSSEN M_T



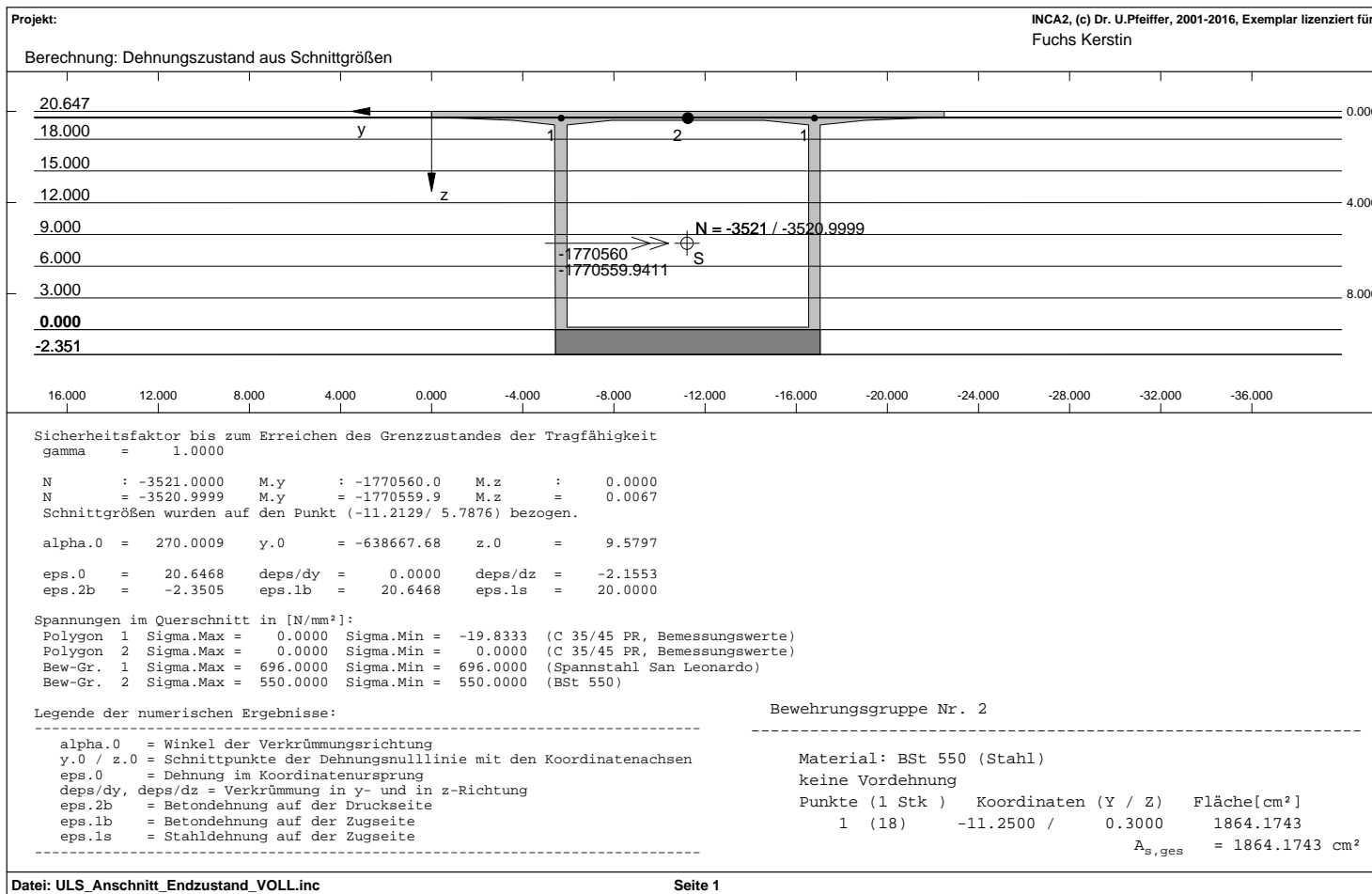
■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



San Leonardo - Querschnittswerte und allgemeine Werte für die Querkraftberechnung

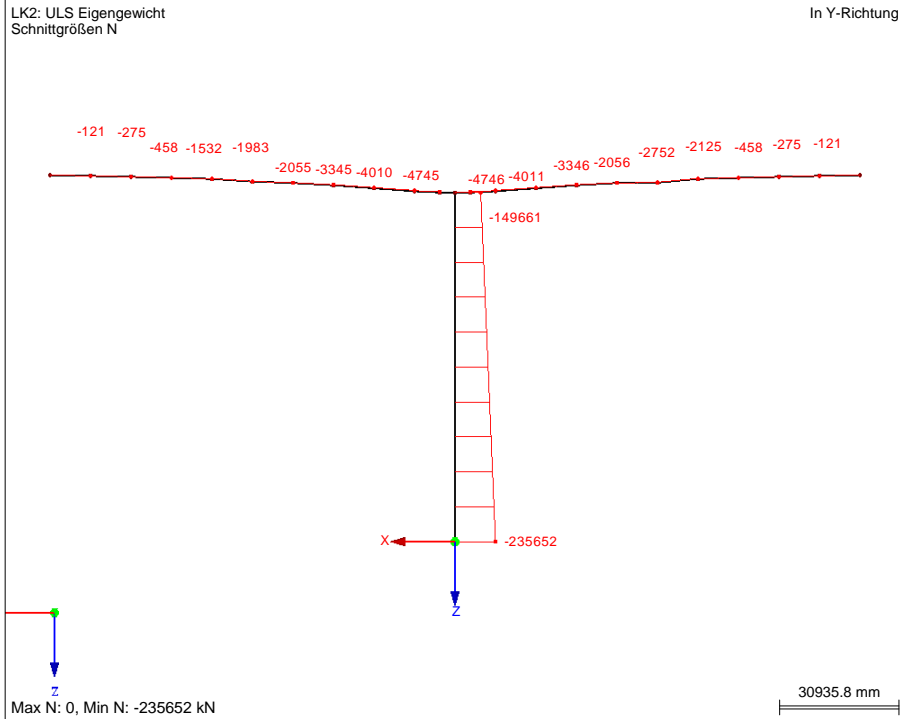
RFEM Knoten	Querschnitt	A [m ²]	H _{BT, gesamt}	z [m]	Neigung des OG+UG	Ersatzhohlquerschnitt		Vorspannung		
						Z _{Schwer- achsen} [m]	A _k [m ²]	Anzahl Spannkabel	P [kN]	P _v [kN] je Steg
2	BT11_03	15,04	3,000	2,700	2,1 °	2,45	27,2	10	4.825,5	3.412,1
3	BT10_03	15,65	3,610	3,249	2,1 °	3,06	34,0	6	2.895,3	2.047,3
4	BT9_03	16,30	4,260	3,834	2,1 °	3,71	41,2	5	2.412,7	1.706,1
5	BT8_03	17,00	4,960	4,464	2,1 °	4,41	49,0	2	965,1	682,4
6	BT7_03	17,74	5,700	5,130	2,1 °	5,15	57,2	2	965,1	682,4
7	BT6_05	20,65	6,490	5,841	2,1 °	5,94	66,0	3	1.447,6	1.023,6
8	BT5_05	21,47	7,310	6,579	2,1 °	6,76	75,1	4	1.930,2	1.364,9
9	BT4_06	23,40	8,180	7,362	2,1 °	7,63	84,8	5	2.412,7	1.706,1
10	BT3_08	26,44	9,100	8,190	2,1 °	8,55	95,0	6	2.895,3	2.047,3
11	BT2_1	29,52	10,050	9,045	2,1 °	9,35	103,9	8	3.860,4	2.729,7
12	BT1_1	32,26	10,670	9,603	2,1 °	9,97	110,8	10	4.825,5	3.412,1
13	BT1_1	32,26	10,670	9,603	2,1 °	9,97	110,8	0	0,0	0,0
14	BT1_1	32,26	10,670	9,603	2,1 °	9,97	110,8	10	4.825,5	3.412,1
15	BT2_1	29,52	10,050	9,045	2,1 °	9,35	103,9	8	3.860,4	2.729,7
16	BT3_08	26,44	9,100	8,190	2,1 °	8,55	95,0	6	2.895,3	2.047,3
17	BT4_06	23,40	8,180	7,362	2,1 °	7,63	84,8	5	2.412,7	1.706,1
18	BT5_05	21,47	7,310	6,579	2,1 °	6,76	75,1	4	1.930,2	1.364,9
19	BT6_05	20,65	6,490	5,841	2,1 °	5,94	66,0	3	1.447,6	1.023,6
20	BT7_03	17,74	5,700	5,130	2,1 °	5,15	57,2	2	965,1	682,4
21	BT8_03	17,00	4,960	4,464	2,1 °	4,41	49,0	2	965,1	682,4
22	BT9_03	16,30	4,260	3,834	2,1 °	3,71	41,2	5	2.412,7	1.706,1
23	BT10_03	15,65	3,610	3,249	2,1 °	3,06	34,0	6	2.895,3	2.047,3
24	BT11_03	15,04	3,000	2,700	2,1 °	2,45	27,2	10	4.825,5	3.412,1

Breite BT	11,11 m		
A _{Vorspannung}	804 mm ²	mit	600,0 N/mm ²
α _p	45,0 °		

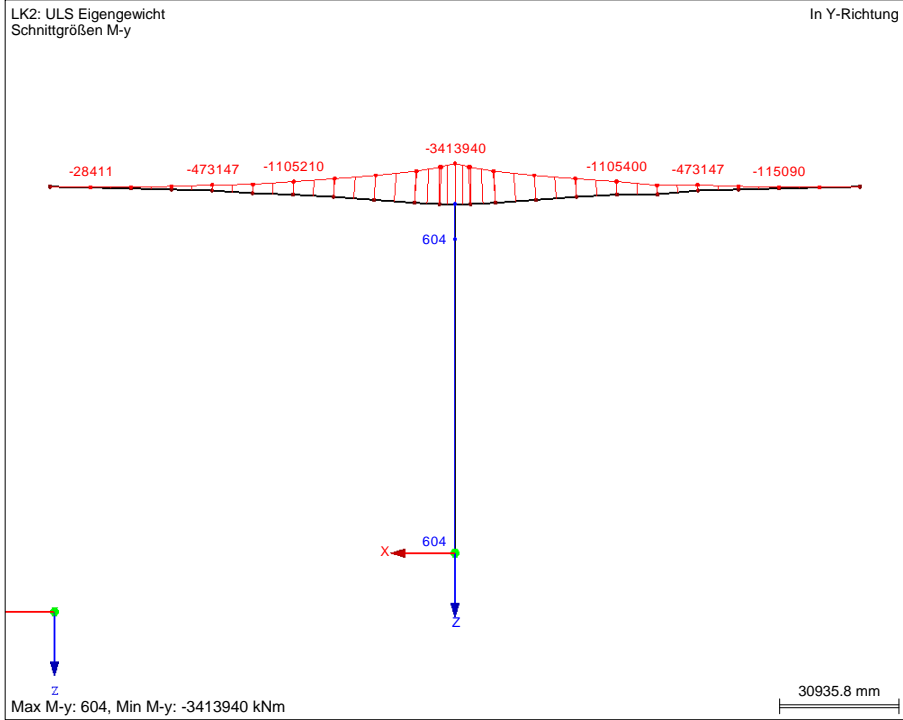


ULS-Bauzustand - Schnittgrößen

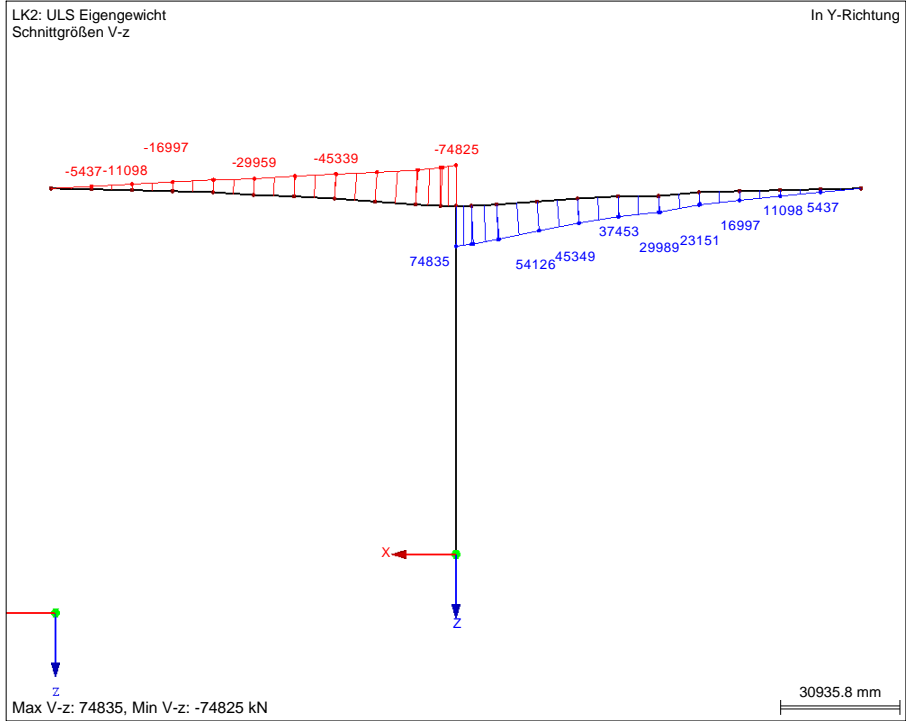
■ SCHNITTGRÖSSEN N



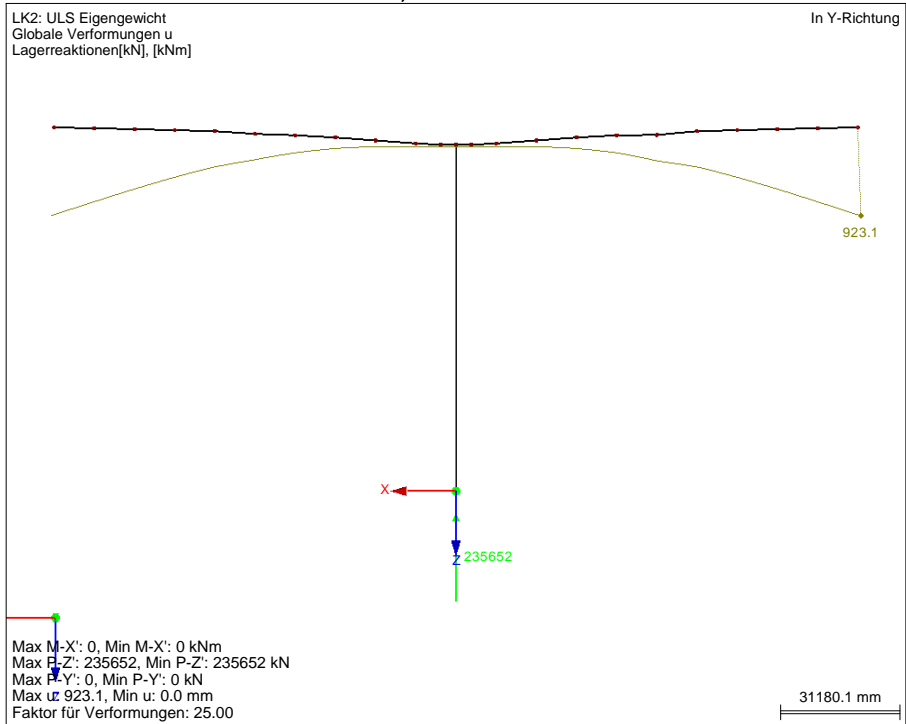
■ SCHNITTGRÖSSEN M_y



■ SCHNITTGRÖSSEN V_z



■ GLOBALE VERFORMUNGEN u, LAGERREAKTIONEN



B.1.3 Massenermittlung

San Leonardo Betonmassen	A _{gemittelt} [m ²]	kN/m	Δx [m]	kN	Gewicht [t]	m ³
	15,3	384	10,5	4.028	395	161
	16,0	399	10,5	4.193	411	168
	16,6	416	10,5	4.370	429	175
	17,4	434	10,5	4.559	447	182
	19,2	480	10,5	5.039	494	202
	21,1	527	10,5	5.529	542	221
	22,4	561	10,5	5.890	578	236
	24,9	623	10,5	6.542	642	262
	28,0	700	10,5	7.345	721	294
	30,9	772	6,5	5.019	492	201
	32,3	807	4,0	3.226	316	129
	32,3	807	4,0	3.226	316	129
	30,9	772	6,5	5.019	492	201
	28,0	700	10,5	7.345	721	294
	24,9	623	10,5	6.542	642	262
	22,4	561	10,5	5.890	578	236
	21,1	527	10,5	5.529	542	221
	19,2	480	10,5	5.039	494	202
	17,4	434	10,5	4.559	447	182
	16,6	416	10,5	4.370	429	175
	16,0	399	10,5	4.193	411	168
	15,3	384	10,5	4.028	395	161
Summe Überbau		12204	210,0	111.480	10.936	4.459
Pfeiler	24,95	624	80,93	50.480	4.952	2.019
Fundament				71.113	6.976	2.845
Gesamt				233.073	22.864	9.323