

Diploma Thesis

An alternative design based on span by span erection on falsework to the with incremental launching method erected bridge B2314 in Vienna and comparison of the final state masses

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

DIPLOMARBEIT

Alternativentwurf basierend auf Herstellung mittels Traggerüst für die mit Taktschiebeverfahren errichtete Brücke B2314 in Wien und Massenvergleich im Endzustand

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

von

Viktoriya Mihaylova BSc.

Matr.Nr.: 1026952

unter der Anleitung von

O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. **Johann Kollegger** M.Eng.
Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Stephan Fasching**, BSc.

E212-2 Institut für Tragkonstruktionen Betonbau
Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Danksagung

Mit dem Verfassen dieser Diplomarbeit und besonders dieses Abschnitts geht für mich das Studium des Bauingenieurwesens und somit eine Zeit intensiver persönlicher und intellektueller Weiterbildung zu Ende. Als ich im Jahr 2010 nach Wien kam, um meine Ausbildung fortzusetzen, ist mir definitiv nicht bewusst gewesen, auf was für eine Herausforderung ich mich eingelassen hatte. Die ersten Semester beschäftigten wir uns mit dem Erlernen von Lösungsfunktionen für Differentialgleichungen, Berechnungen von Querschnittswerten sowie Prinzipien virtueller Leistungen. Diese stellten nur einen kleinen Bruchteil eines Puzzles dar, dessen Zusammensetzen für mich damals ein Rätsel gewesen ist. Bald kamen die ersten praktischen Übungen zur Berechnung eines Betonschwimmbeckens, einer Stahlhalle oder zur Tragwerksplanung eines Hochhauses. Diese Übungen fügten peu à peu die einzelnen Puzzlestücke zu einem lückenlosen Bild zusammen. Nach einem praxisorientierten Auslandssemester und so manch entworfenem Brückentragwerk war es plötzlich an der Zeit über die Organisation meiner Sponsionsfeier nachzudenken.

Ich möchte mich an erster Stelle ganz besonders bei Herrn Prof. Johann Kollegger bedanken. Dafür, dass durch ihn die Arbeit erst entstehen konnte und seine Tür für mich immer offen stand. Ein zusätzliches Dankeschön aussprechen möchte ich für die Ermöglichung meines Auslandssemesters in Singapur, welches mich beruflich sowie persönlich stark geprägt und weitergebracht hat.

Riesiger Dank gilt Stephan Fasching, für die unkomplizierte Betreuung. Viele Stunden nahm er sich Zeit, mich bei Problemen und Fragen zu unterstützen und weitere Vorgangsweisen zu besprechen. Die Fachgespräche einschließlich der kurzen Kaffeepausen schafften eine entspannte Arbeitsatmosphäre sowie eine zusätzliche Motivation für mich.

Ich möchte mich auch bei der Firma STRABAG für die Kooperation bei der Entstehung dieser Diplomarbeit bedanken. Mein besonderer Dank geht an meine Vorgesetzte Rossitza Popov, sowie meine Arbeitskollegen und Betreuer Thomas Weindl und Hilger Kappelmann für die fachliche und persönliche Unterstützung. Bedanken möchte ich mich auch bei der Firma ASFINAG, die mir die Ausführungsunterlagen zu der Brücke B2314 zur Verfügung gestellt hat.

Die Balance zwischen einem Studium an der TU und einer Selbsterhaltung war keine leichte Aufgabe. Diese wäre ohne die Unterstützung durch all meine Studienkolleginnen, Verwandte und Freunde niemals möglich gewesen. Sie waren stets eine Motivationshilfe und sorgten dafür, dass ich in schwierigen Zeiten wieder Abstand gewinnen und zusätzlich Inspiration erhalten konnte. Nie zweifelten sie daran, dass ich diese Ausbildung erfolgreich abschließen werde. Ein großer Dank gebührt meinen Freunden Gabi, Alex, Sha, Zara und Ivan, meiner Oma Yordanka, sowie meiner Schwester Yoana und meinen künstlerisch tätigen Eltern, die mir ein starker Rückhalt waren, auch wenn sie bis heute nicht genau wissen, warum ich diesen Beruf ausgesucht habe. Vielen Dank auch David, Sebastian und Philipp für das Korrekturlesen.

Kurzfassung

Die Erfindung des Spannbetonbaus in der ersten Hälfte des letzten Jahrhunderts hat zu einer Revolution im Ingenieurbau geführt. Speziell im Brückenbau implizierte dies eine Blütezeit der Stahlbetontragwerke sowie eine rasche Entwicklung neuer Baumethoden. Angetrieben durch eine wirtschaftlichere Errichtung erfolgte der Übergang von der klassischen Herstellung auf Traggerüst zu modernen, fabrikmäßigen Bauverfahren wie dem Taktschiebeverfahren oder dem Freivorbau. Diese brachten neben der kostengünstigen und schnellen Errichtung eines Brückenbauwerks auch einen erhöhten Ressourcenverbrauch, welcher auf die verfahrensspezifischen Bauzustände zurückzuführen ist. So verbleibt beispielsweise die beim Taktschiebeverfahren für den Vorschub erforderliche Vorspannung im Querschnitt. Diese muss mit weiteren Spanngliedern für den Endzustand ergänzt werden. In Zeiten des Klimawandels wird immer mehr Wert darauf gelegt, Ressourcen möglichst nachhaltig und sparsam einzusetzen. Dies stellt einen zusätzlichen Ansporn dar, bestehende Baumethoden hinsichtlich ihres Optimierungspotenzials zu untersuchen.

Der Kern dieser Arbeit ist die Frage, in wie weit eine schlankere Ausbildung des im Zuge des Taktschiebens verwendeten Querschnitts zu einer Einsparung des Spannstahls im Endzustand beiträgt. Zu diesem Zweck wird eine mittels Taktschiebeverfahren errichtete Brücke, das Objekt B2314 beim Knoten Inzersdorf in Wien, herangezogen. Diesem vorliegenden Tragwerk wird anschließend ein Alternativentwurf, der von einer Herstellung auf Traggerüst ausgeht, gegenübergestellt.

Das vor relativ kurzer Zeit fertiggestellte Bauwerk (2017) bildet eine gute Vergleichsbasis nach dem aktuellen Normenstand, weswegen eine Überarbeitung dieses Entwurfes nicht notwendig war. Darauf aufbauend wird in der vorliegenden Diplomarbeit ein Alternativentwurf mit zwei Varianten der Spanngliedführung untersucht. Dieser beruht auf einem Bau auf Lehrgerüst. Dazu wird ein möglichst schlanker Querschnitt aus Ortbeton erarbeitet und eine Bemessung in Quer- und Längsrichtung durchgeführt. Das Ziel der statischen Berechnungen ist es, die ausschließlich für den Endzustand benötigten Baustoffmassen zu ermitteln. Abschließend werden anhand des bemessenen Alternativentwurfs sowie des vorliegenden Bestandtragwerks die erforderlichen Massen beider Entwürfe verglichen.

Es stellt sich heraus, dass ein schlanker Querschnitt mit sorgsam durchdachter Spanngliedführung zu signifikanten Einsparungen primär des Spannstahls aber zugleich auch des Betons führt. Gleichzeitig bringt diese Erkenntnis zum Vorschein, welche Spannstahlmassen die Bauzustände im Zuge des Taktschiebens verlangen. Würde von Anfang an ein leichter Querschnitt eingesetzt, so könnte in Zukunft eine erhebliche Schonung von Ressourcen bewirkt werden. Dies führt schlussendlich zu dem Gedanken, dass bereits bekannte und durchgesetzte Baumethoden im Brückenbau ein weiteres Optimierungspotenzial in sich bergen.

Abstract

The invention of prestressed concrete in the first half of the last century has led to a revolution in the field of civil engineering. Especially in bridge constructions, this implied a heyday of reinforced concrete structures as well as the rapid development of new construction methods. Driven by the desire for a more economically efficient construction, the classical production of span by span erection on falsework transitioned to modern, factory-like construction approaches such as the incremental launching method or cantilever erection. In addition to the cost-effective and rapid erection of bridge structures, these also resulted in an increased consumption of resources, which can be attributed to the process-specific conditions during construction. For example, the tendons required for the launch during the Incremental launching method remain in the superstructure of the bridge. Those must be supplemented with additional tendons for the final state. In times of climate change, more and more emphasis is placed on a sustainable and reasonable usage of resources. This provides an additional incentive to review existing construction methods for optimization potential.

The core of this work is the question of how far a slender design of the cross-section used in the course of incremental launching contributes to a reduction of the tendons in the final state. For this purpose, this master's thesis adopts a design of a bridge built by means of the incremental launching method, the B2314 at the traffic junction Inzersdorf in Vienna. This existing structure is later compared to the alternative design, which assumes a construction on falsework.

The recently erected structure (2017) offers a basis of comparison according to the current standards, which is why a revision of this design was not necessary. Building on this fact, this thesis examines only the alternative design with two layouts of the tendons, which is based on an erection on falsework. For this purpose, a slender cross-section made of in-situ concrete is worked out and the bridge is dimensioned in the transverse and longitudinal direction. The aim of the static calculations is to determine the required building material masses for the final state.

Finally, the masses of both designs are examined on the basis of the dimensioned alternative design as well as the existing structure. It turns out that a slender cross-section with carefully designed post-tensioning leads to significant savings primarily of the tendons but also of the concrete. At the same time, this insight reveals how many tendons are required for the construction conditions in the course of the incremental launching. If a lighter cross-section were used right from the start, it could mean a considerable conservation of resources in the future. This ultimately leads to the idea that well-known and established construction methods in the bridge-construction industry carry further potential for possible optimizations.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	i
Kurzfassung	ii
Abstract	iii
Inhaltsverzeichnis	iv
1 Einleitung.....	1
2 Beschreibung des Taktschiebverfahrens.....	2
2.1 Geschichtliche Entwicklung	2
2.2 Grundgedanke	2
2.3 Wirtschaftliche Überlegungen	3
2.4 Einsatzkriterien.....	4
2.4.1 Randbedingungen	4
2.4.2 Brückenlänge	4
2.4.3 Spannweiten.....	5
2.4.4 Statische Systeme.....	5
2.4.5 Querschnitte	5
2.4.6 Geometrie des Überbaus	6
2.5 Besonderheiten bei der Brückenausbildung	7
2.5.1 Takteinteilung und Arbeitsfugen	7
2.5.2 Vorspannung	8
2.5.3 Querträger	9
2.5.4 Festpunkt des Überbaus.....	10
2.6 Einrichtungen	10
2.6.1 Taktkeller	10
2.6.2 Vorbauschnabel.....	12
2.6.3 Verschubanlagen	14
2.6.4 Verschiebelager und Verschiebplatten	15
2.6.5 Seitenführung	16
2.6.6 Hilfsstützen	16
2.6.7 Vorschubklaue	16
3 Beschreibung der Herstellung mittels Traggerüst.....	18
3.1 Besonderheiten beim Entwurf	18
3.2 Ortfestes Traggerüst.....	19

3.2.1	Kontinuierliche Rasterstützung	19
3.2.2	Freie Spannweite	20
3.3	Verschiebbares Traggerüst	20
4	Projektbeschreibung der mit Taktschiebeverfahren errichteten Brücke B2314 in Wien	22
5	Grundlagen des Alternativentwurfs Herstellung mittels Traggerüst	25
5.1	Normen und Software	25
5.2	Materialparameter	25
5.3	Querschnittsgeometrie	26
5.4	Lastaufstellung	27
5.4.1	Ständige Lasten	27
5.4.2	Veränderliche Lasten	28
5.4.3	Teilsicherheitsfaktoren und Lastfallkombinationen	33
5.5	Vordimensionierung der Fahrbahnplatte in Querrichtung	36
5.5.1	Modellierung und Lasten	36
5.5.2	Berechnung und Ergebnisse	41
6	Alternativentwurf Herstellung mittels Traggerüst: Bemessung des Tragwerks in Längsrichtung	47
6.1	System und Modellierung	47
6.2	Lasten	48
6.3	Variante 1 (V1): Gerade Spanngliedführung mit nachträglichem Verbund	51
6.3.1	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	54
6.3.2	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	62
6.3.3	Massenermittlung	66
6.4	Variante 2 (V2): Externe Spanngliedführung	67
6.4.1	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	69
6.4.2	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	73
6.4.3	Massenermittlung	75
7	Massenvergleich vom Alternativentwurf Herstellung mittels Traggerüst und der mit Taktschiebeverfahren errichteten Brücke B2314 im Endzustand	76
7.1	Vergleich der Modellierung	76
7.1.1	Statisches System und Baumethode	76
7.1.2	Querschnitte	76
7.2	Massenvergleich	77
7.2.1	Betonmasse	77
7.2.2	Spannstahlmasse	77
7.2.3	Schlaffe Bewehrung	78

8	Zusammenfassung.....	79
	Literaturverzeichnis.....	80
	Abbildungsverzeichnis.....	82
	Tabellenverzeichnis.....	85
A.	Anhang A: Vordimensionierung der Fahrbahnplatte.....	86
	A.1 Geometrie und Schnittgrößen.....	86
	A.2 GZT Bemessung.....	94
	A.2 GZG Begrenzung der Rissbreite zufolge Zwang.....	99
B.	Anhang B: Alternativentwurf Geometrie und Schnittgrößen.....	100
	B.1 Querschnittsgeometrie und Widerstände.....	100
	B.2 Lasten und Schnittgrößen Einzellastfälle.....	102
	B.2 Schnittgrößen Lastkombinationen.....	116
	B.3 Schnittgrößen GZT und GZG.....	125
C.	Anhang C: Alternativentwurf Variante 1.....	130
	C.1 GZG Begrenzung der Rissbreite zufolge Zwang.....	130
	C.2 GZT Bemessung.....	132
D.	Anhang D: Alternativentwurf Variante 2.....	138
	D.1 GZG: Dekompression und Begrenzung der Spannungen.....	138
	D.2 GZG Begrenzung der Rissbreite zufolge Zwang.....	140
	D.3 GZT Bemessung.....	142

1 Einleitung

Der Brückenbau wird oft als die Königsdisziplin des Ingenieurbaus bezeichnet, weil in keinem anderen Bereich Gestaltung, Statik und Betrieb so eng miteinander verknüpft sind. Brücken prägen die Landschaft und gestalten gleichzeitig das Infrastruktursystem. Zur Zeit der Römer galten die Steinbogenbrücken als Maß der Bauingenieurskunst. Heutzutage fordern neben riesigen Spannweiten sowie mehrfach gekrümmten Tragwerken auch hohe Anforderungen an Gestaltung und gleichzeitig Wirtschaftlichkeit das Ingenieurwissen heraus.

Stein, Holz und Eisen gehörten bereits im 19. Jahrhundert zu den Standardmaterialien im Brückenbau als der Beton wiederentdeckt wurde. Zu Beginn konnten Massivbrücken im Vergleich zu Stahlbrücken mit verhältnismäßig kleinen Spannweiten wirtschaftlich errichtet werden. Ausschlaggebend für die Weiterentwicklung des Betonbaus war die Erfindung des Stahlbetons. Eine Schlüsselrolle dabei spielte der Franzose Joseph Monier. Im Jahr 1849 hatte er die revolutionäre Idee, Blumentöpfe und Wannens aus Beton vor dem Zerbröseln mit Stahleinlagen zu schützen und gilt somit als der Erfinder der Stahlbetonbauweise. Die erste noch heute bestehende Eisenbetonbrücke der Welt wurde 1875 von ihm auf einem Landsitz bei Chazelet, Frankreich errichtet (Abbildung 1.1) [1] [2].



Abbildung 1.1: Erste Eisenbetonbrücke der Welt bei Chazelet, Frankreich; Spannweite 16,5 m [3]

Eine regelrechte Revolution im Brückenbau im früheren 20. Jahrhundert bewirkte der französische Ingenieur Eugène Freyssinet, dem es gelang Spannbeton im Brückenbau einzusetzen. Die nachfolgenden Jahre waren von der Entwicklung neuer Baumethoden gekennzeichnet. Der Lehrgerüstbau stellt das älteste Bauverfahren für Schalung des Überbaus dar. Bedingt durch das Anstreben einer kostengünstigeren Herstellung hat sich die Bauindustrie rasch in Richtung einer fabrikmäßigen Fertigung entwickelt. Vorbau mit Vorschubrüstung, Freivorbau und Taktschiebeverfahren stammen aus dieser Zeit und gehören heutzutage zu den meist verbreiteten Baumethoden für Ortbetonbrücken.

Die richtige Wahl des Bauverfahrens ist der Schlüssel zur wirtschaftlichen Verwirklichung eines Brückenbauwerks, weil dieses sowohl die Kosten als auch die Bauzeit beeinflusst. Gleichzeitig üben die verfahrensspezifischen Bauzustände der gewählten Herstellungsmethode einen erheblichen Einfluss auf die im Endzustand eingesetzten Spann Stahl-, Bewehrungs- und Betonmassen aus. Um diesen Unterschied - mit besonderem Augenmerk auf den Spann Stahl - zum Vorschein zu bringen, wird im Zuge dieser Arbeit die Herstellung auf Traggerüst mit einem mittels Taktschieben ausgeführten, vorgespannten Brückentragwerk im Endzustand verglichen.

2 Beschreibung des Taktschiebverfahrens

2.1 Geschichtliche Entwicklung

Mit dem Bau der Autobahnen in den späten dreißiger Jahren des 20. Jahrhunderts entstand ein hoher Bedarf an Überführungsbauwerken, welche bei schlaff bewehrten Tragwerken in ihren Stützweiten stark limitiert waren. Zu dieser Zeit wurde auch das Prinzip der Vorspannung erfunden und dank der fortgeschrittenen Entwicklung der Stahlerzeugnisse ließ der Franzose Eugène Freyssinet im April 1929 die Spannbetonbauweise in Deutschland patentieren. Die Weiterentwicklung des Betonbrückenbaus war nach dem zweiten Weltkrieg hauptsächlich durch neue Bauverfahren gekennzeichnet [2].

Eines dieser neuen Bauverfahren war das Taktschiebverfahren. Eine wichtige Voraussetzung für die Umsetzung dieses Verfahrens war Wolfhart Andrä's Entwicklung der Neoprentopflager und nachfolgend der entsprechenden Gleitlager. Vorläufer der Taktschiebbaubauweise war die Errichtung der Agerbrücke in Österreich im Jahr 1959, die auf einer Verschiebebahn Holz auf Holz mittels Schmierseife als Gleitmittel verschoben wurde. Der Brückenüberbau wurde mit auf der Steginnenseite angeordneten Spanngliedern vorgespannt, weshalb sie als eine der ersten Anwendungen der Segmentbauweise mit externen Spanngliedern angesehen werden kann. Der deutsche Bauingenieur Fritz Leonhardt und sein Partner Willi Baur haben das Spannverfahren optimiert, während des Baus der Caronibrücke in Venezuela die Taktschiebemethode zur Reife weiterentwickelt und diese anschließend im Jahr 1964 patentiert. Die erste praktische Erprobung dieser Bauweise gelang mit der Innbrücke Kufstein in Österreich. Die Spannweiten von 102 m im Endzustand wurden im Bauzustand durch zwei Hilfspfeiler auf 34 m reduziert. Somit wurde der Überbau für den Verschiebezustand nur schlaff bewehrt.

Die Anwendung des Taktschiebverfahrens in Deutschland gelang zum ersten Mal im Herbst 1967 - im Zuge der Autobahn Heilbrunn nach Würzburg wurde die Taubertalbrücke errichtet. Bis zum Jahr 1975 fand diese Bauweise eine Anwendung auch im Ausland – in Schweden, Spanien und Italien. Dadurch wurden damals schon über 30 Bauwerke fertiggestellt. Das Patent wurde dort angemeldet, wo das größte Anwendungspotential vermutet wurde - in Österreich, Deutschland und in der Schweiz. In den folgenden Jahren hat das Verfahren weltweite Verbreitung gefunden: in Japan, Frankreich, USA, Australien, Neuseeland sowie in Mexiko. Mittlerweile kann das Taktschiebverfahren als allgemein bekanntes und angewandtes Brückenbauverfahren angesehen werden [1] [2].

2.2 Grundgedanke

Die Besonderheit des Taktschiebverfahrens besteht darin, dass an Stelle der konventionellen Herstellmethoden von Ortbetonbrücken mit Lehr- oder Vorschubgerüsten der Überbau in einer ortsfesten Schalung vor Ort hergestellt wird. Diese Schalung wird Feldfabrik oder Taktkeller genannt und wird in der Regel hinter einem Widerlager angeordnet (siehe Abbildung 2.1). Nach dem Erhärten eines Abschnittes wird dieser für den Bauzustand längs zentrisch vorgespannt, ausgeschalt und um die Taktlänge in Brückenlängsrichtung vorgeschoben. Der Vorschub erfolgt auf Teflon-Gleitlagern mit Hilfe von hydraulischen Pressen.

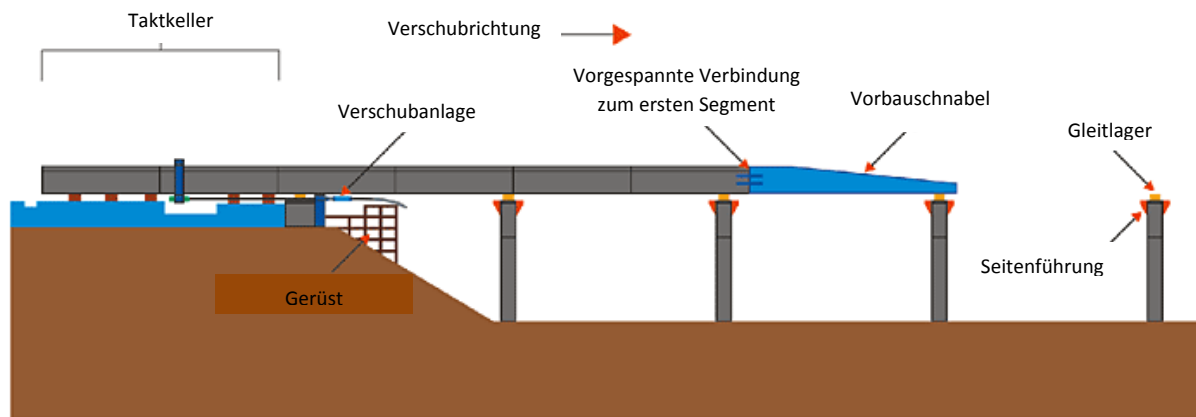


Abbildung 2.1: Übersicht Taktschiebverfahren [4]

Die temporären Gleitlager werden nach dem Einschub durch endgültige Lager ersetzt. Die sich wiederholenden Takte werden aneinander betoniert und die Längsbewehrung an der Arbeitsfuge nicht unterbrochen, sodass ein monolithischer Brückenüberbau entsteht. An der Spitze des vordersten Segmentes wird ein Vorbau schnabel (meistens aus Stahl) befestigt, um einerseits die Kragmomente und die Vertikalverformungen des Überbaus während des Verschiebens zu reduzieren und um andererseits überhaupt auf den nächsten Pfeiler auffahren zu können. Sobald die Brücke sich in ihrer Endlage befindet, werden die für den Endzustand notwendigen Spannglieder ergänzt und vorgespannt [5]. Wenn die Spannweiten im Bauzustand zu groß sind, können Hilfspfeiler angeordnet werden. Das Taktschieben kann außer in Stahlbetonbauweise auch in einer Stahl-Beton-Mischbauweise angewendet werden. Die Taktlängen werden so ausgelegt, dass ein Takt innerhalb einer Woche abgeschlossen werden kann. Die Schalung wird weitgehend hydraulisch bewegt, die Bewehrung in Bewehrungskörben vorgefertigt. Somit bietet sich eine Optimierung der Fertigungsabläufe an - bedingt durch die Häufigkeit der Wiederholungen bei der Erstellung der Einzelabschnitte im Taktkeller. Diese Methode verbindet auf diese Weise die Vorteile einer Fertigteilebauweise mit der konventionellen Ortbetonbauweise.

2.3 Wirtschaftliche Überlegungen

Ein ausschlaggebendes Einsatzkriterium dieses Verfahrens ist die Überbrückung anderer Verkehrsflächen – ein Vorschub über Straßen-, Schiffs- oder Eisenbahnverkehr erfolgt unproblematisch. Dabei kann auf aufwendige Lehrgerüste verzichtet werden, was den zweiten großen Vorteil darstellt. Eine Einschränkung des Lichtraumprofils ist nicht erforderlich und es finden keine Bauarbeiten über den Verkehrsflächen statt. Somit entfallen die Zusatzkosten und der Planungsaufwand für bei anderen Methoden benötigte Sperrzeiten und Lehrgerüste. Die Methode eignet sich besonders für Projekte, bei denen kein umfassender Eingriff in die Natur stattfinden darf. Diesen Vorteilen ist der Aufwand für das Taktschieben sowie für die Fertigungseinrichtung, die Verschubanlage, den Vorbau schnabel, die zusätzliche zentrische Vorspannung für den Bauzustand, für Gründungen für Hilfstützen, sowie weitere Zusatzmaßnahmen gegenüberzustellen [1]. Deswegen ist dieses Verfahren erst ab einer bestimmten Brückenlänge lohnenswert, worauf im folgenden Kapitel 2.4.2 eingegangen wird.

Die Wirtschaftlichkeit des Taktschiebens wird durch zwei weitere Faktoren wesentlich beeinflusst: durch den Arbeitsaufwand und durch die Investitionskosten. Bezüglich des Einbaus von Spanngliedern und des Bewehrungsstahles ist der Aufwand vergleichbar mit anderen Bauweisen.

Den ausschlaggebenden Unterschied macht der Taktkeller, wo sich die Ein- und Ausschaltvorgänge durch die Repetition der Takte optimieren lassen und daher vorteilhafte Verhältnisse für das Einbringen des Betons und der Schalung gewonnen werden können. Infolgedessen ist der Arbeitsaufwand bezogen auf die Einbaumassen bei entsprechend langen Bauwerken günstiger als bei vergleichbaren Bauarten [1].

Durch die Wiedereinsetzbarkeit und die vielfältigen Anpassungsmöglichkeiten der Ausrüstung sind die Investitionskosten des Taktschiebeverfahrens auf Dauer betrachtet wesentlich kleiner. Das Schalungsgerüst in der Feldfabrik ist wiederholt einsetzbar, die Vorschubtechnik von der Querschnittsform des Überbaus unabhängig und daher fast alle Anwendungsgebiete abdeckend (schwere, weitgespannte Brücken). Die Verschlusslager können bei ausreichender Dimensionierung mehrmals eingesetzt werden. Der Vorbauschubel ist geeignet für die Wiederverwendung von Bauwerken mit vergleichbaren Spannweiten und gleichem Abstand der Stege zueinander. Er lässt sich auch an neue Stegbreiten anpassen [1]. Diese Wiedereinsatzmöglichkeiten der Ausrüstung ermöglichen das Erreichen günstiger Abschreibungen der Investitionen. Allerdings liegt der tatsächliche Investitionsaufwand des Taktschiebens im Spannstrahl für die Bauzustände, welcher im Endzustand zum Teil nicht erforderlich wäre. Dieser beeinflusst einerseits direkt die Baukosten schafft aber andererseits zusätzliche statische Sicherheit für den Bauherrn.

2.4 Einsatzkriterien

2.4.1 Randbedingungen

Die Grundvoraussetzungen für eine mögliche Anwendung des Verfahrens lassen sich wie folgt definieren:

- Im Längsprofil und im Grundriss gerade oder gleichmäßig gekrümmte Brücken (In Ausnahmefällen: mit dem Match-Cast-Verfahren sind ebenfalls Klothoiden möglich)
- Konstante Querschnittsgeometrie
- Gleichmäßige Spannweiten optimal zwischen 30 m und 55 m, möglich sind bis zu 140 m im Endzustand
- Brückenlängen ab 250 m bis 1000 m
- Passende Platzverhältnisse für den Taktkeller

Wenn diese minimalen Voraussetzungen vorhanden sind, können die einzelnen Kriterien im Detail betrachtet werden.

2.4.2 Brückenlänge

Die Brückenlänge hat durch die Anzahl der Geräteeinsätze einen direkten Einfluss auf die wirtschaftliche Anwendung dieser, aber auch jeder anderen Baumethode. Brücken unter 200 m Länge sind dann konkurrenzfähig, wenn etwa eine stark befahrene Schienenlinie die Randbedingungen vorgibt oder die erforderliche Ausrüstung von ähnlichen Brücken bereits vorhanden ist [1]. Grundsätzlich stellt das Taktschiebeverfahren bei Bauwerkslängen ab 250 m Länge¹ eine wirtschaftliche Methode dar.

¹ König, Maurer, Zichner: *Spannbeton: Bewehrung im Brückenbau*, Springer Verlag 1986, S.104

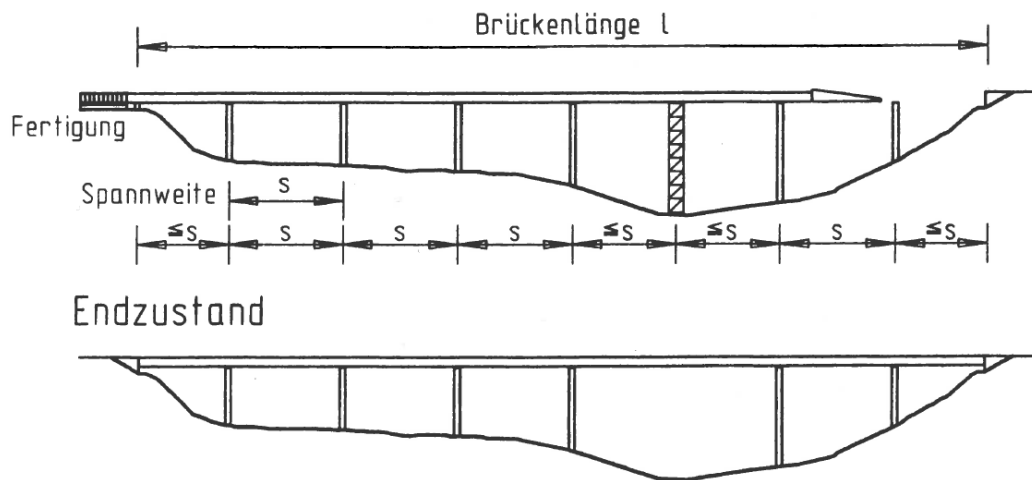


Abbildung 2.2: Spannweiten im Bau- und Endzustand [1]

2.4.3 Spannweiten

Im Bauzustand

Die Spannweiten im Bauzustand sind ausschlaggebend für die Menge der zentrischen Vorspannung und für die Bauhöhe des Überbaus. Diese sind bei Anordnung von Hilfs Pfeilern kleiner als im Endzustand. Für eine günstige Ausnutzung der Vorspannung sollten die Regelspannweiten gleich und die Endfelder etwa 20% kürzer als die Regelspannweiten sein (siehe Abbildung 2.2) [1]. Der typische Spannweitenbereich liegt zwischen 30 m und 55 m, es können aber Spannweiten bis 70 m wirtschaftlich überbrückt werden. Das optimale Verhältnis von Bauhöhe zu Spannweite liegt zwischen 1:12 und 1:16².

Im Endzustand

Die Spannweiten im Endzustand sind quasi nicht eingeschränkt. Die wirtschaftliche Grenze eines Durchlaufträgers mit konstanter Bauhöhe bei einem Kastenträger ist die Relation von Bauhöhe zu Spannweite, die mit etwa 1:25 bis 1:28² erreicht wird.

2.4.4 Statische Systeme

Normalerweise wird bei Taktschiebebrücken ein Durchlaufsystem angestrebt. Sonderausführungen stellen eine Gelenkkette aus Zweifeldträgern oder ein Einfeldträger dar. Dafür sind besondere Hilfskonstruktionen zur Übertragung der Längskräfte notwendig.

2.4.5 Querschnitte

Plattenbalkenquerschnitt

Bei Plattenbalken ergeben sich in der Regel aufgrund der zentrischen Vorspannung zusätzliche Druckspannungen, die zu einem breiteren Steg im Vergleich zur Lehrgerüstbauweise führen [1]. Ein Vorteil dieses Querschnittes besteht darin, dass er durch seine geringere Verdrehungssteifigkeit auf ungewollte Verformungen wie z.B. Setzungen mit geringeren Zwängungskräften reagiert [6]. Trotzdem kommt diese Querschnittsform selten zum Einsatz.

² Kotulla, Groppe: *Industrielles Bauen: Bauwerke*, Expert Verlag, 1994, S.187

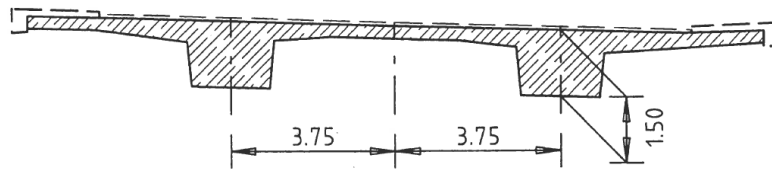


Abbildung 2.3: Typischer Plattenbalkenquerschnitt [1]

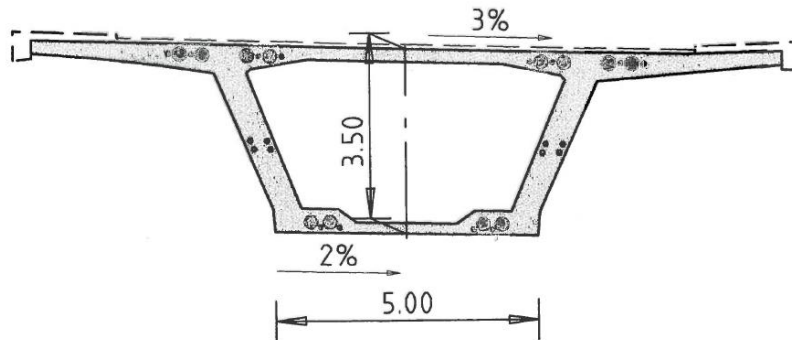


Abbildung 2.4: Typischer Kastenquerschnitt [1]

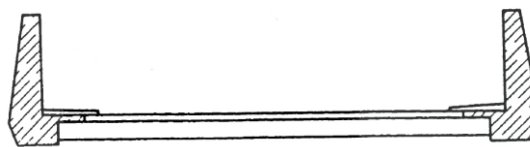


Abbildung 2.5: Typischer Trogquerschnitt [1]

Hohlkastenquerschnitt

Der Hohlkastenquerschnitt mit einer Bauhöhe 1:15 der größten Spannweite im Bauzustand ist der typische Querschnitt einer Taktschiebebrücke, deren Spannweiten etwa 50 m betragen. Der Überbau wird im Bauzustand fast nur mit geraden Spanngliedern vorgespannt, da die Momente ständig variieren. Damit diese Vorspannung optimal genutzt werden kann, sollte der Ausnutzungsgrad an der Ober- und Unterseite des Hohlkastens etwa gleich groß sein. Das ist dann erfüllt, wenn die Widerstandsmomente oben und unten dasselbe Verhältnis wie Stützmoment zu Feldmoment besitzen (2:1). Aus dem Formelwerk nach [1] lässt sich ablesen, dass die erforderliche Spannstahlmenge quadratisch mit der Querschnittsfläche zunimmt. Dies sollte bereits in der Querschnittsdimensionierung berücksichtigt werden, um einen wirtschaftlichen Entwurf zu erzielen.

Trogquerschnitt

Bei dieser Querschnittsart steht für das Stützmoment nur eine sehr schmale Zugzone zur Verfügung, die für die Bemessung auf Zugspannungen extrem ungünstig ist [1].

2.4.6 Geometrie des Überbaus

Außer geraden Konstruktionen können auch gekrümmt geführte Brücken gebaut werden. Dafür müssen die Krümmungsradien über die Brückenlänge sowohl im Grundriss als auch im Aufriss konstant sein. Kleine Abweichungen vom Regelquerschnitt können durch eine veränderbare Schalung bewerkstelligt werden. Die Verschiebelager und Führungseinrichtungen in den verbreiterten Bereichen müssen in Querrichtung verstellbar sein [6]. Grundsätzlich gilt, dass der Überbau zwängungsfrei über die Pfeiler eingeschoben werden muss. Die allgemeine

geometrische Form ist die Schraubenfläche, wobei gedanklich der Schraubenbolzen den einzuschiebenden Überbau darstellt.

Im Grundriss

Hier dienen meistens Klothoiden als geometrische Straßenachsen. Da sie der erforderlichen Schraubenlinie bzw. Kreisbogenform nicht entsprechen, entsteht eine Differenz zwischen Verschiebekreis und Klothoide, die in der Regel sehr klein ist. Tatsächlich muss nur die Seitenfläche des Steges eine Kreisbogenform aufweisen. Diese dient beim Einschieben als Führungsfläche. Der unterste Teil des Hohlkastens wird auch als Kreisbogen ausgeführt, die entstehende Differenz zur Straßenachse wird durch unterschiedlich lange Kragarme der Fahrbahnplatte realisiert (Abbildung 2.6) [1].

Im Aufriss

Üblicherweise kommen im Aufriss der Straßenachse (Gradiente) ineinander tangential übergehende Geraden und Kreisbögen zum Einsatz. Bei wechselnden Gradientenelementen steigen die Abweichungen im Vergleich zu einem durchgehenden Kreisbogen auf mehrere Zentimeter. Diese Differenz lässt sich theoretisch durch eine veränderliche Höhe des Überbaus ausgleichen, bringt als solche Lösung jedoch einen zusätzlichen Aufwand bei der Schalung als auch der Bauausführung mit sich und wird deswegen nur in Ausnahmefällen angewandt [1].

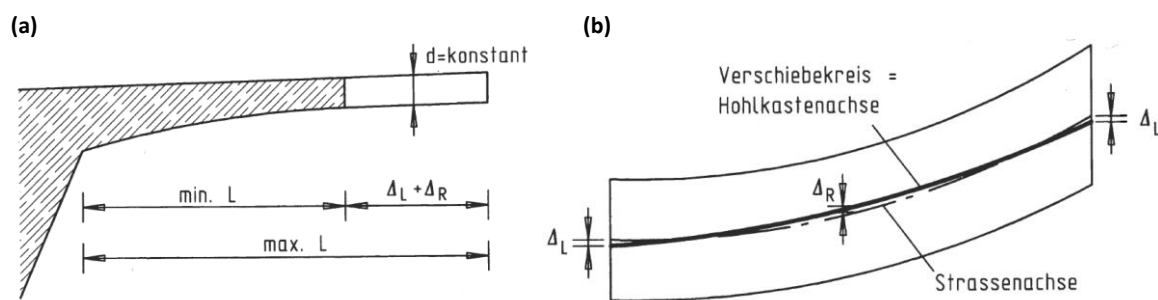


Abbildung 2.6: Abweichender Verschiebekreis von der Straßenachse im (a) Querschnitt und (b) Grundriss [1]

2.5 Besonderheiten bei der Brückenausbildung

2.5.1 Takteinteilung und Arbeitsfugen

Die Takte sollten möglichst groß und gleichmäßig aufgeteilt werden, sodass sie innerhalb einer Woche hergestellt werden können. Bei einer Brückenbreite bis 20m kann eine Taktlänge von bis zu 30m pro Woche erreicht werden. Die Taktfugen sollten im Endzustand nicht im Bereich der maximalen Beanspruchung liegen, das heißt nicht über den Stützen und in Feldmitte. Die Taktlänge entspricht in der Regel der Hälfte der Regelstützweite, die Anfangs- und Endfelder sind kürzer, sodass im Endzustand sich ein Takt mittig über den Stützen befindet und die Arbeitsfugen in den Viertelpunkten der Spannweite liegen (siehe Abbildung 2.7).

Fugen sollten im Bereich von Querträgern oder Stützquerträgern zur Spanngliedumlenkung vermieden werden [7]. Im Querschnitt ist die Arbeitsfuge am besten in der Unterkante der Fahrbahnplatte anzuordnen, weil in diesem Fall die Temperaturunterschiede aus dem Abfließen der Hydratationswärme reduziert werden und keine Risse auftreten.

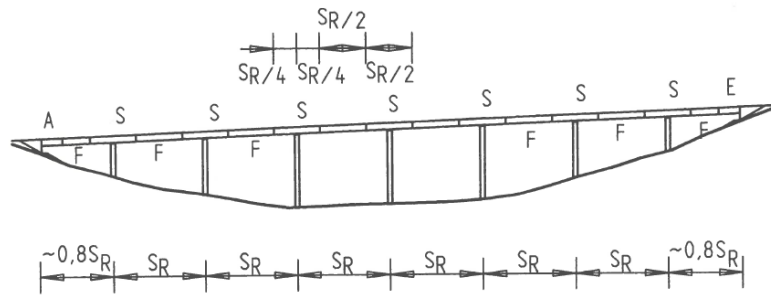


Abbildung 2.7: Takteinteilung [1]

2.5.2 Vorspannung

Beim Taktschieben werden zwei Vorspannungsarten unterschieden: Die gerade geführten Spannglieder werden als zentrische Vorspannung oder Primärvorspannung bezeichnet und die exzentrisch verlaufenden Spannglieder werden auch Sekundärspannglieder genannt. Beide zusammen sichern die Tragfähigkeit im Endzustand.

Zentrische Vorspannung

Die Primärvorspannung wird für die Beanspruchung im Bauzustand bemessen (Eigengewicht, Zwängungen infolge Temperatur, Setzungsdifferenzen). Bei der Verteilung der Spannglieder im Querschnitt (in der Boden- und in der Fahrbahnplatte) wird angestrebt, dass der Vorspannkraftschwerpunkt mit dem Querschnittsschwerpunkt zusammenfällt. Verankerungen und Kopplungen sollten in Stegnähe ausgebildet werden - es wird in der Taktfuge jedes zweite oder dritte Spannglied gestoßen. Üblich ist es Spannglieder mit nachträglichem Verbund zu verwenden. Verpresst wird direkt vor oder nach dem Verschub des Taktes [7]. Eine typische zentrische Vorspannung in Quer- und Längsschnitt ist in Abbildung 2.8 ersichtlich.

Exzentrische Vorspannung

Die Sekundärvorspannung ist auf die Verkehrslasten und die nachträglich aufgebracht werden ständigen Lasten auszulegen. Diese wird hauptsächlich über den Stützen und in Feldmitte benötigt, da die Zwischenbereiche von der zentrischen Vorspannung ausreichend abgedeckt sind. Die Anordnung der parabelförmigen Spannglieder erfolgt meistens in den Stegen, wobei zuerst die Hüllröhre ohne Spannkabel im jeweiligen Takt einbetoniert werden. Nach dem Verschub in die endgültige Lage werden die Litzen von den Lisenen (Eine Art von Konsole, wo Umlenk- und Reibungskräfte in das Tragwerk eingeleitet werden) aus eingeschoben, vorgespannt und verpresst. Man führt die Spannglieder von Viertelpunkt zu Viertelpunkt. Dies erfolgt über zwei bis drei Felder, sodass die maximale Einschublänge des Spannglieds 150 m beträgt. Eine andere Möglichkeit ist die Anordnung von externer Vorspannung auf der Steginnenseite, wie in Abbildung 2.9 ersichtlich.

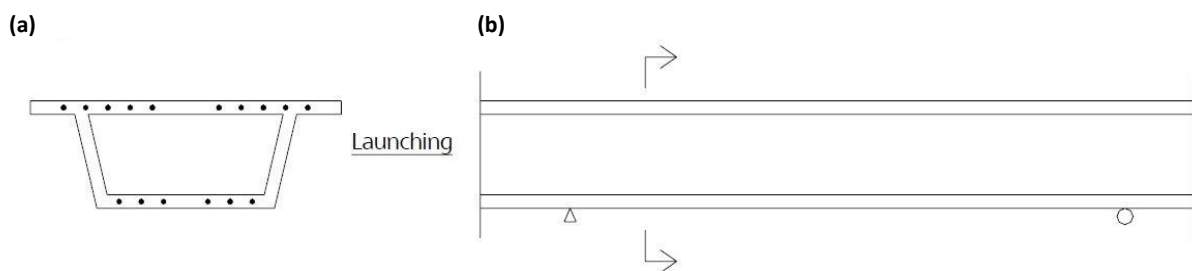


Abbildung 2.8: Zentrische Vorspannung eines Kastenquerschnittes für den Bauzustand: (a) Querschnitt (b) Längsschnitt [8]

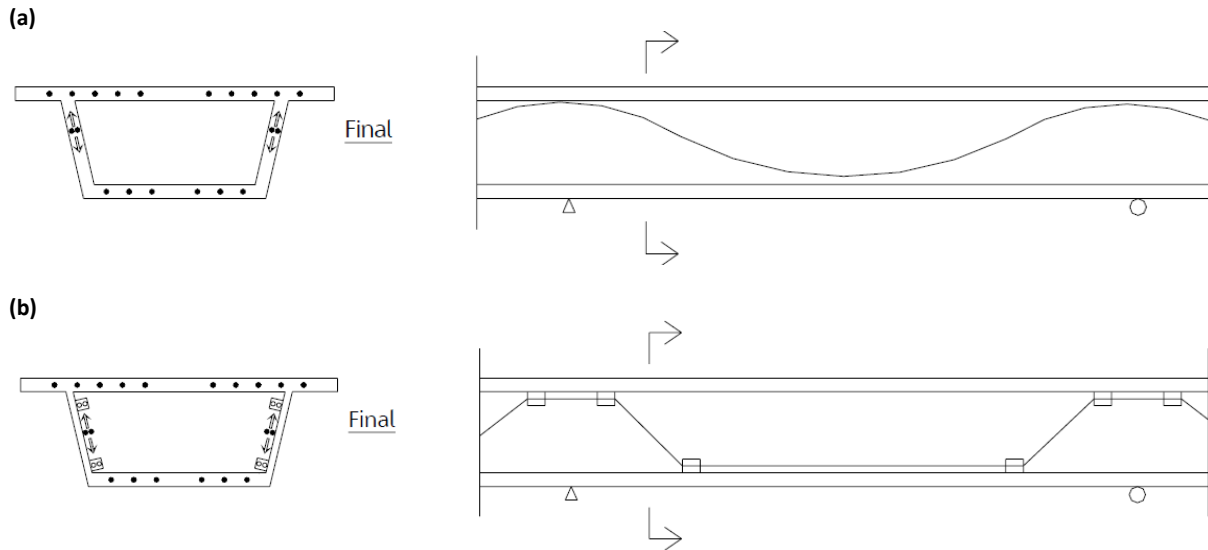


Abbildung 2.9: Exzentrische Vorspannung eines Kastenquerschnittes mit (a) parabelförmigen Spanngliedern in den Stegen oder mit (b) externer Vorspannung [8]

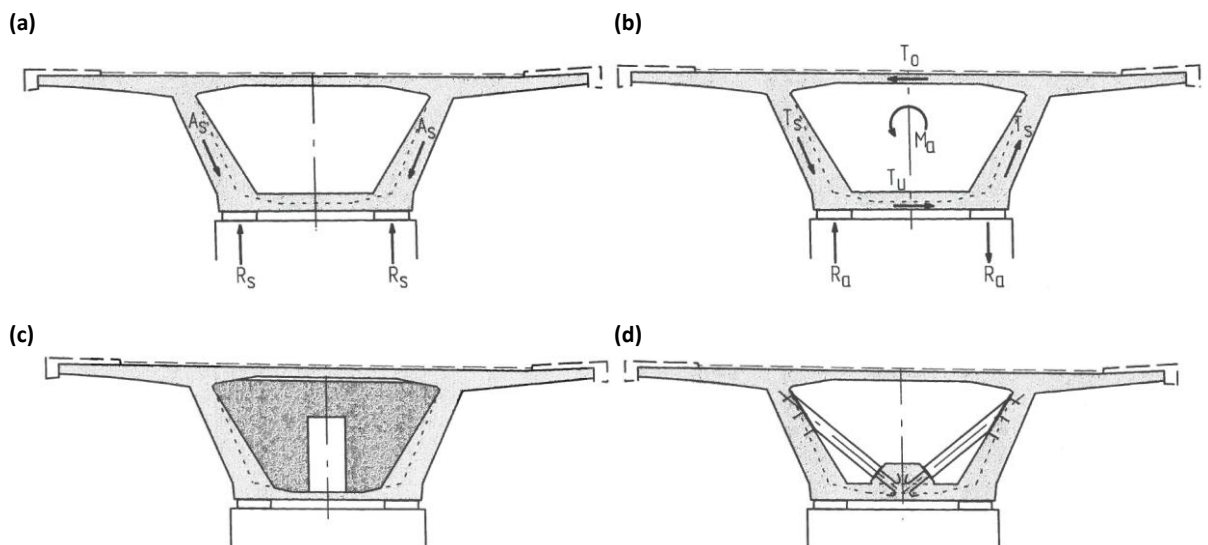


Abbildung 2.10: Abtragung der (a) symmetrischen und (b) asymmetrischen Auflagerkräfte; Querträger als (c) nachträglich einbetonierte Scheibe oder als (d) Stahlfachwerk [1]

2.5.3 Querträger

Nach [1] dienen die Querträger einerseits dazu, die Überbaulasten aus dem Steg in die Lager abzutragen (Abbildung 2.10 (a)) und andererseits dienen sie als Aussteifung des Hohlkastens gegen einseitige Beanspruchungen wie Torsion aus einseitiger Verkehrs- oder Windlast. Der überwiegend symmetrische Anteil der Lagerlasten kann durch eine örtliche Verstärkung des Steges aufgenommen werden. Der asymmetrische Anteil dagegen verursacht ein Torsionsmoment im Überbau. Die Errichtung eines Querrahmens ist hier erforderlich um die Schubkräfte aus der Fahrbahnplatte T_o (b) abzuleiten. Die Herstellung von Querträgern muss auf die Deckenschalung abgestimmt werden. Die Querträger können beispielsweise in Form einer nachträglich betonierten Scheibe (c) oder als Stahlfachwerk (d) ausgebildet werden.

2.5.4 Festpunkt des Überbaus

Bei allen Brücken, die auf längsbeweglichen Lagern ruhen, ist jederzeit, das heißt sowohl in und außer Betrieb als auch während der Herstellung sicherzustellen, dass ein Festhalten des Überbaus möglich ist. Daraus folgt, dass auch beim Taktschiebeverfahren in allen Herstellphasen darauf zu achten ist, dass der erforderliche Festpunkt vorhanden ist. Dieser kann sich bei den verschiedenen Phasen an verschiedenen Orten befinden. Während der Herstellung der einzelnen Abschnitte ist aufgrund von Längenänderungen infolge Temperaturdifferenzen sicherzustellen, dass der Festpunkt in der Nähe des Taktkellers liegt. Der Festpunkt wird nur auf die Reibung (Reibungs- und Neigungsfaktor) des zu verschiebenden Überbaus ausgelegt.

2.6 Einrichtungen

2.6.1 Taktkeller

Der Taktkeller wird auch ortsfeste Schalung oder Fertigung genannt. Dieser liegt hinter einem der beiden Widerlager in einer Entfernung der etwa 1,2-fachen Taktlänge beträgt (siehe Abbildung 2.11). Hier werden Abschnittslängen von l_T bis $l_T/2$ gefertigt. Es ist möglich die Fertigung auch zwischen zwei Brückenabschnitten anzuordnen. Dabei erfolgt ein Verschiebung nach zwei Seiten. Ein weiteres Kriterium für die Lage der Fertigung ist der Aufwand zum Herrichten des Geländes. Der Taktkeller kann auf einem Damm oder in einem Einschnitt liegen, was einen wesentlichen Unterschied in der Wirtschaftlichkeit ausmacht. Weiters ist die Koordination und Organisation aller Prozesse die im Taktkeller durchgeführt werden, ausschlaggebend für die Einhaltung des Wochentaktes und somit auch für den wirtschaftlichen Erfolg des Verfahrens [7].

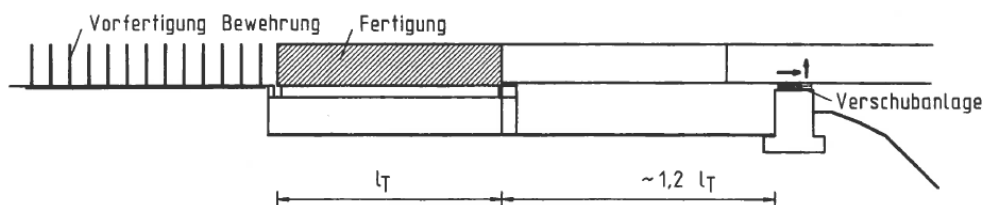


Abbildung 2.11: Anordnung des Taktkellers [1]

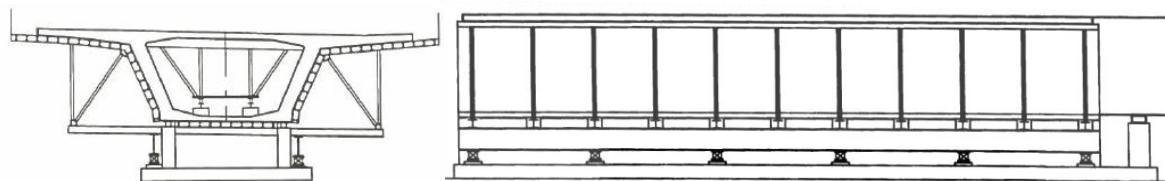


Abbildung 2.12: Fertigungsanlage mit durchgehender Unterstützung [1]

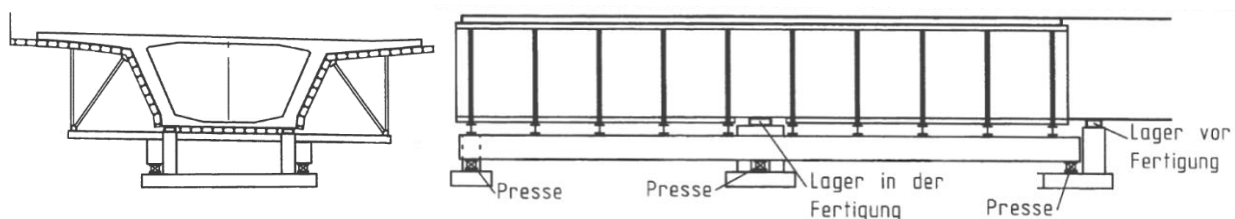


Abbildung 2.13: Fertigungsanlage mit Einzellagern unter dem Takt [1]

Unterstützungsarten von Taktkellern

Nach [1] wird zwischen zwei Arten von Fertigungsanlagen unterschieden: mit durchgehender Unterstützung oder mit Einzellagern unter dem Takt. Die erste Variante besteht aus Stahlträgern, die auf einem Fundamentbalken fest verankert sind (siehe Abbildung 2.12). Darauf wird eine geschlossene Silikonschicht angeordnet, in die Schalplatten (meistens Sperrholzplatten) für den neuen Takt eingelegt werden. Diese bewegen sich mit dem Überbau nach vorne und fallen am Ende der Fertigung heraus. Vorteilhaft bei dieser Unterstützungsmethode, die für setzungsfreie Gründungen geeignet ist, ist die genaue Verlegung der Stahlträger am Anfang ohne diese später anpassen zu müssen.

Die zweite Art kommt bei einem setzungsempfindlichen Baugrund zur Anwendung. Die besonderen Merkmale hier sind die Platzierung der gesamten Schalung auf einen hydraulisch absenkbaren Rost und die Unterstützung des Taktes nach Ausschalen mit einem Hilfslager in der Mitte der Anlage. Wie in Abbildung 2.13 ersichtlich, stützt sich die Schalung auf Stahlquerträgern ab, die auf massiven Stahlbetonlängsträgern aufliegen. Diese Träger bilden einen Rost. Für das Ablassen und Hochfahren des Rostes und somit der Schalung werden hydraulische Pressen unter den Längsträgern verwendet. Das Hilfslager in der Mitte der Fertigung (Abbildung 2.13, Lager in der Fertigung) befindet sich unter dem Steg. Der Unterschied zum üblichen Verschiebelager mit einer Verschiebeplatte besteht darin, dass darüber zusätzlich eine in die Schalung eingepasste Stahlplatte angeordnet wird. Nach dem Vorschub des Überbaus wird die Stahlplatte für den nächsten Takt über das Hilfslager zurückgezogen.

Beide Unterstützungsarten benötigen eine vertikale und horizontale Fixierung des herausgeschobenen Brückenendes in Form eines Hilfslagers, das sich zwischen dem Taktkeller und der Verschubanlage am Widerlager befindet. Dieses sieht aus wie ein übliches Verschiebelager auf einem Betonsockel und spielt eine entscheidende Rolle für das passgenaue Anbetonieren des Taktes. Deswegen soll das Hilfslager einer ständigen Setzungs- und Verformungskontrolle unterliegen.

Außenschalung

Diese umfasst die Kragarmunterseite, Stegaußenseite und die Unterseite des Überbaus und kann mit hydraulischen Pressen abgesenkt oder weggeklappt werden. Hier wird nach [1] eine Mindestneigung von 10:1 zur Bewegungsrichtung des Schalungsrostes vorausgesetzt. Bei senkrechten Stegaußenseiten muss die Schalung auch horizontal bewegt werden. Im Bereich ihrer Seitenführung und der Gleitlager sollte die Schalung glatt sein und wird deswegen in Form starker Stahlplatten ausgeführt. In den übrigen Teilen empfiehlt sich eine Brettstruktur parallel zu den Kopplungen, um die Fugen optisch zu verdecken.

Innenschalung

Wie unter 2.5.1 erwähnt, befindet sich die Arbeitsfuge in der Unterkante der Fahrbahnplatte. Aus diesem Grund wird die Innenschalung in einzelne Elemente für die Deckplatte und für die darunterliegenden Bauteile zerlegt. Für die Steginnenschalung sind austauschbare Schalelemente vorgesehen, damit verschiedene Stegverstärkungen, Rippen, Spannisenen und andere Sonderteile ausgebildet werden können. Die Innenschalung lässt sich bei ausreichender Stegneigung schon nach einem Tag nach dem Betonieren entfernen, da die Außenschalung als Unterstützung der Stege dient. Für die Deckenschalung kann entweder ein Deckenschalwagen oder eine sogenannte „verlorene Schalung“ eingesetzt werden [1].

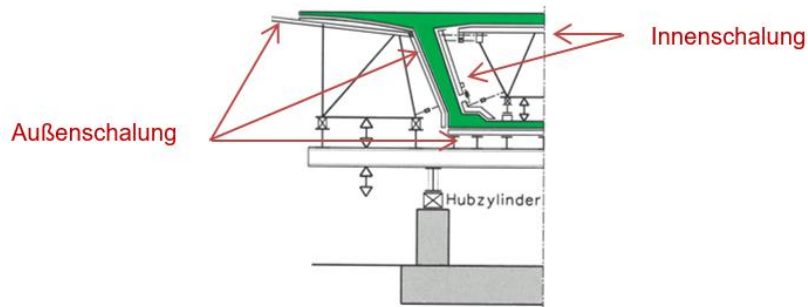


Abbildung 2.14: Außen- und Innenschalung [9]

Fertigung der Bewehrung

Die Herstellung des Bewehrungskorbes ist ein wesentlicher Faktor für die Einhaltung des Wochentaktes. Ohne Vorfertigung einiger Querschnittsteile könnte diese Zeitspanne nicht eingehalten werden. Der untere Bewehrungskorb (untere Platte und Stege) lässt sich entweder direkt hinter dem Taktkeller vorfertigen und mit dem Verschieben vorfahren oder in einem Abstand zur Fertigung herstellen und nach dem Verschieben einfahren. Die Bewehrung der Deckplatte ist relativ einfach und wird daher meistens vor Ort verlegt.

2.6.2 Vorbauschnabel

Der Vorbauschnabel ist nach dem Taktkeller das zweite wesentliche Merkmal und die zweitgrößte Investition des Taktschiebeverfahrens. Seine Länge beträgt ungefähr 60% der maßgebenden Spannweite im Bauzustand, was auf die Größe der Kragmomente in den ersten Takten zurückzuführen ist. Um die Wiedereinsetzbarkeit der Konstruktion zu erhöhen empfiehlt es sich diese etwas länger auszubilden.

Der Vorbauschnabel ist nach [1] möglichst leicht auszuführen. Aus diesem Grund wird er in der Regel aus Stahl gefertigt. Eine vorgespannte Betonkonstruktion kann als Alternativlösung auch angewendet werden. Zur Aufnahme der hohen wandernden Auflagerkräfte am Untergurt des Schnabels werden die beiden Träger meistens als Vollwandträger ausgeführt. Das ist auch in dem in Abbildung 2.15 angeführten Beispiel zu erkennen.

Die Achsen der Vollwandträger fallen mit den Achsen der Verschiebelager zusammen und liegen rechtwinklig zu ihrer Gleitlagerfläche. Die Unterseite des Vorbauschnabels hat dieselbe Neigung wie die Unterseite des Überbaus. Seitenführungskräfte werden zum Überbau über einen horizontalen Windverband zwischen den beiden Untergurten übertragen. Die Abmessungen des Untergurtes werden einerseits durch die aufzunehmende Zugkraft, andererseits durch die maximalen Pressungen in den Verschiebeplatten und die Biegespannung in Querrichtung bestimmt. Es wird eine torsionsweiche Ausbildung des Vorbauschnabels bevorzugt (keine Fachwerkverbindung zwischen den Obergurten und den gegenüberliegenden Untergurten). Auf diese Weise wird nicht nur ein einseitiger Anstieg der Beanspruchungen bei Höhendifferenzen der Verschiebelager vermieden, sondern auch ein Umbau auf andere Überbaubreiten erleichtert. Querrahmen mit Riegeln im Untergurt stellen eine ausreichende Querstabilität der Druckgurte der Vollwandträger sicher.

Der Vorbauschnabel wird vor dem Taktkeller montiert und am ersten Takt auf einer Kopfplatte mittels Spannstäben angeschlossen. Da die höheren Zugkräfte unten auftreten, wird unten eine größere Anzahl an Zugstäben eingesetzt. Ihre Vorspannung erfolgt auf der Seite des Schnabels,

sodass der Abstand der Spannstäbe vom Steg auf die Spannpressen ausgelegt werden muss. Die Größe der Druckkräfte ist dementsprechend oben höher, was eine Verbreiterung der Kopfplatte nach sich zieht. Die Spitze des Vorbausnabels ist mit einer Hubvorrichtung wie in Abbildung 2.16 ausgestattet, die zum Ausgleich der Höhendifferenz infolge der Kragarmdurchbiegung am nächsten Verschiebelager dient. Diese sogenannte Schnabelhubvorrichtung besteht aus hydraulischen Pressen, die bei Vorschub ausgefahren werden bis die Unterkante der Presse mit der Unterkante des Vorbausnabels bündig abschließt.



Abbildung 2.15: Vorbausnabel [10]

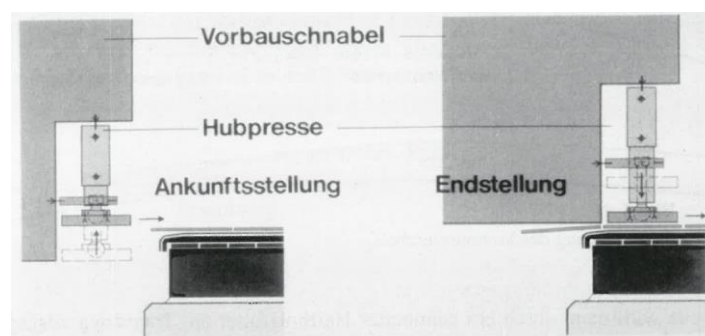


Abbildung 2.16: Schnabelhubvorrichtung [1]

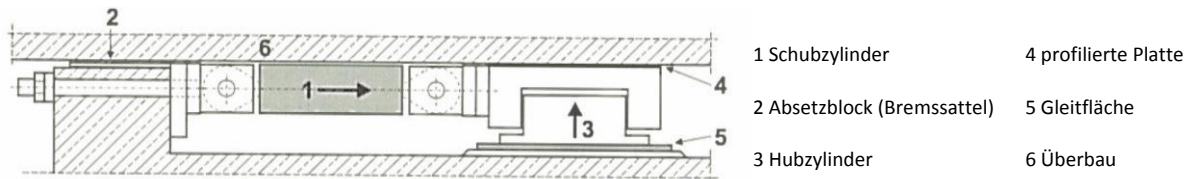


Abbildung 2.17: Schema einer Vershubanlage [7]

2.6.3 Vershubanlagen

Die Vershubanlage wird auf dem Widerlager in einem Abstand von 1,1 bis 1,2-mal der Regeltaktlänge zum Taktkeller angeordnet. Der Abstand ist unabhängig von der Art der Vershubanlage. Der Grund dafür ist, dass der vor der Fertigung liegende Takt infolge der Kopplung der zentrischen Spannglieder nur mit der halben Vorspannkraft angepresst wird. Die Lage der Fertigung und der Vorschubanlage ist so zu wählen, dass der davor gefertigte Takt den Bereich des Stützmomentes über der Vershubanlage abdecken kann [1].

Ein prinzipieller Aufbau einer Vershubanlage ist in Abbildung 2.17 dargestellt. Die Anlage besteht aus Schubzylindern (horizontal wirkende Pressen), welche die Vorschubkraft aufbringen und aus Hubzylindern (vertikal wirkende Pressen), welche die Presskraft über Reibung auf den Überbau übertragen.

Laut [7] sind die Schubzylinder über Absetzblöcke (auch Bremsattel genannt, siehe Nr.2 Abbildung 2.17) mit dem Widerlager verbunden. Wie aus Abbildung 2.18 zu sehen ist, wird beim Vershub zunächst der Überbau durch die Hubzylinder angehoben. Diese vertikal wirkenden Pressen liegen auf einer Gleitfläche. Damit ein Reibungsbeiwert zwischen Betonoberfläche und Zylinder von ca. 0,75 erreicht wird, ist ihr Presskopf entweder aufgeraut oder mit gehärteten und geriffelten Stahlplatten versehen. Danach fahren die Schubzylinder aus und der ganze Überbau wird um einen Pressenhub von 20 cm bis 30 cm vorbewegt. Wenn die maximale Hublänge der horizontalen Pressen erreicht ist, werden die Hubpressen entlastet und der Überbau auf den Absetzblock sowie die Brückenlager abgesenkt. Die Schubzylinder kehren zu ihrer Ausgangslage zurück und der Vorgang kann wiederholt werden. Zur Festhaltung des Überbaus werden geriffelte Stahlplatten auch auf dem Bremsattel montiert. Wenn die Abtriebskräfte zu groß sind kann der Überbau über Gewindestangen mit dem Widerlager verbunden werden. Ein Vershub kann auch mit Zuggliedern erfolgen, was aber aus Kostengründen nur bei kurzen Brücken oder bei langen Brücken mit Steigungen über 3% angewendet wird, weil die erforderlichen Reibungskräfte nicht mehr erreicht werden können.

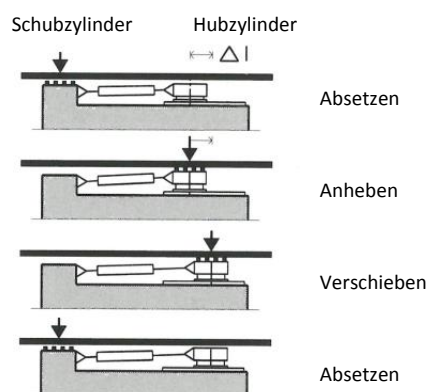


Abbildung 2.18: Funktionsprinzip einer Vershubanlage [9]

2.6.4 Verschiebelager und Verschiebeplatten

Die Verschiebelager stellen Verbundlager dar, die sich aus einem geschweißten, mit Beton gefüllten Stahlkasten zusammensetzen. Die Lager erlauben horizontale, vertikale und kombinierte Bewegungen und sind auf Stützen, Widerlagern und Hilfsstützen anzuordnen. Sie kommen mit, aber auch ohne Seitenführung zum Einsatz. Auf dem Lagerblock wird eine zwischen 20 mm und 50 mm dicke Elastomerlayerschicht aufgebracht. Darauf wird eine mit einem Edelstahlblech bespannte Gleitplatte mit maximaler Rautiefe von 1 μ angeordnet (Abbildung 2.19) [1].

Die Verschiebeplatten (Aufbau in Abbildung 2.20 dargestellt) der Verschiebelager und der Seitenführungen sind bewehrte Elastomerplatten, welche einseitig mit einer neuen PTFE-Schicht versehen sind. Sie werden manuell mit der PTFE-Schicht nach unten auf die Edelstahlbleche des Verschiebelagers angeordnet, durch das Vorschieben des Überbaus in den Spalt eingezogen und am Ende des Auflagers fallen sie wieder heraus. Das bedeutet, dass während des Vorschubs sämtliche Pfeiler durch Arbeiter besetzt werden müssen, was bei langen Brücken zu einem Bedienungsproblem bzw. höherem Personalbedarf führt.

Göhler empfiehlt eine maximale Pressung der Verschiebeplatte aus dem Brückeneigengewicht von 13 N/mm² und eine maximale Reibung von 4% [1]. Die Länge der Platten liegt bei etwa 30 cm, sodass sie noch bedienbar sind.

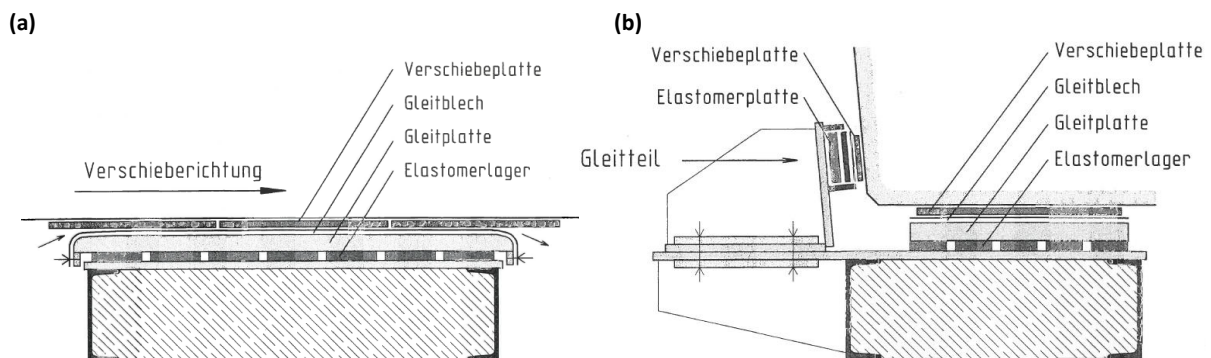


Abbildung 2.19: Vierschiebelager im (a) Längs- und (b) Querschnitt [1]

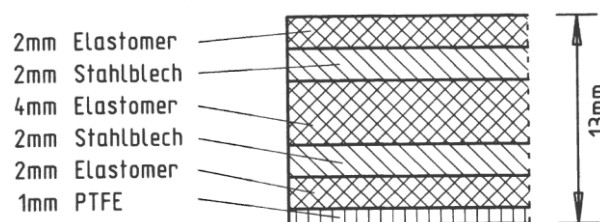


Abbildung 2.20: Aufbau einer Vierschiebeplatte [1]

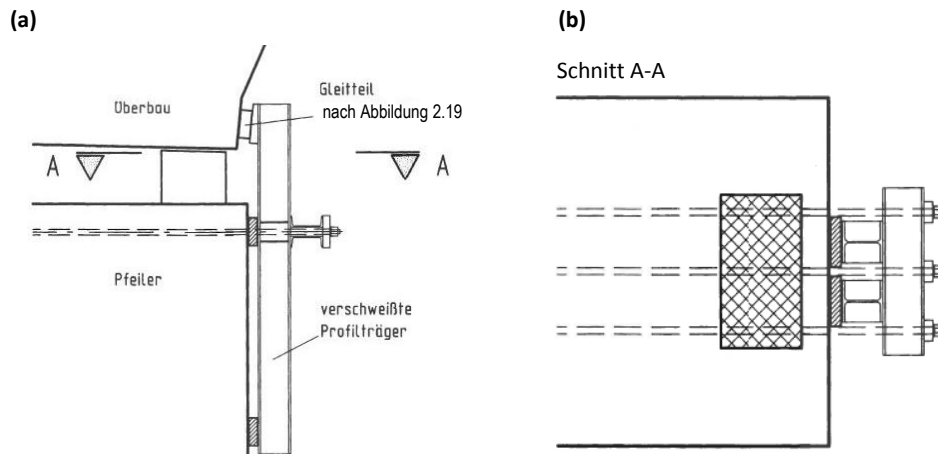


Abbildung 2.21: Seitenführung in (a) Längsrichtung und (b) Draufsicht [1]

2.6.5 Seitenführung

Die Seitenführung (siehe Abbildung 2.21) besteht nach [1] aus einem ausgesteiften Stahlwinkel und einem unbewehrten Elastomerkissen (ersichtlich in Abbildung 2.19) von etwa 20 mm Stärke. Über das Elastomer wird ein 6 mm dickes Stahlblech gelegt, das mit Edelstahlblech bezogen ist. Der auf der oberen Seite herausstehende Schenkel hat dieselbe Neigung wie die Stegfläche des Überbaus und die ganze Seitenführung ist am Lagerblock/Pfeiler festgeschraubt. Dadurch wird erzielt, dass die Seitenführungskräfte direkt in das Verschiebelager und sodann über Reibung in den Pfeiler abgeleitet werden. Die Horizontalkräfte liegen in der Größenordnung von etwa 10% der Auflast des Verschiebelagers, respektive des Brückeneigengewichtes. Zur Dimensionierung sind noch die Windkräfte, sowie ungleiche Schub- und Lastumlagerungskräfte zu berücksichtigen.

2.6.6 Hilfsstützen

Die Hilfsstützen dienen zur Reduktion der Spannweiten im Bauzustand. Diese sind dann erforderlich, wenn große Stützweiten zu überwinden sind oder große Variabilität der Stützweiten auftritt. Die Material- und Transportkosten spielen eine wesentliche Rolle bei der Baustoffwahl für die Hilfspfeiler. Da Stahl in Relation zu Stahlbeton in Hinsicht auf Recycling und Herstellung günstiger ist, wird meistens zunächst eine Stahllösung untersucht und ein Vergleich mit einer Verbundvariante (Eckstiele aus ausbetonierten Stahlprofilen) überprüft. Bei Stahlstützen ist allerdings zu bedenken, dass sie infolge der hohen horizontalen Längskräfte öfters eine Abspannung benötigen. Die Höhe der Hilfspfeiler liegt bei niedrigen Brücken zwischen 5 m und 10 m und bei hohen Brücken häufig bei 30 m bis 50 m [1].

2.6.7 Vorschubklaue

Die Kräfte zum Verschieben einer Brücke mittels Taktschiebverfahren können nur über Reibung zwischen Hub-Schub-Anlage und Überbau aktiviert werden. Dieser Reibungswiderstand ist in den letzten Takten aufgrund des geringeren Eigengewichtes des Überbaus zufolge reduzierter Einflusslänge im Bereich der Hub-Schub-Anlage und gleichzeitiger maximal erforderlicher Verschiebekraft oft nicht ausreichend. Als Hilfsmittel wird deswegen eine Zugstangenverbindung zwischen Verschiebeanlage und Überbau eingesetzt. Diese sogenannte Vorschubklaue (siehe Abbildung 2.23) wird am letzten Brückenabschnitt - meistens im Stegbereich - befestigt und hat die

Aufgabe die gesamte Brücke zu ziehen bis sie sich in ihrer endgültigen Lage befindet. Sie benötigt eine zusätzliche Rückhaltekonstruktion am Widerlager.

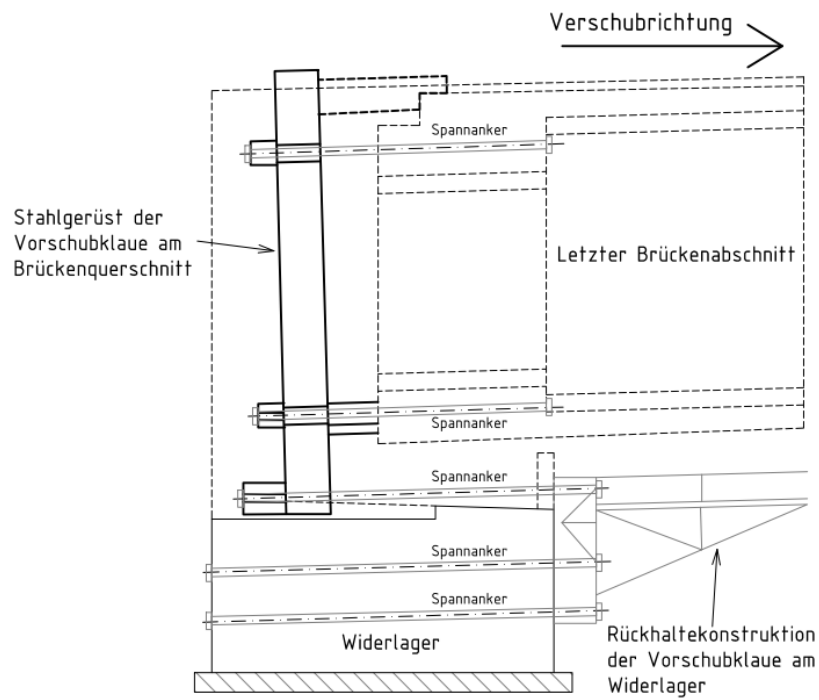


Abbildung 2.22: System einer Vorschubklaue nach [10]

3 Beschreibung der Herstellung mittels Traggerüst

Das konventionelle Lehrgerüst stellt das häufigste und älteste Bauverfahren für die Schalung des Überbaus dar. Die Holzschalung wird meist auf, in Brückenlängsrichtung angeordneten, justierbaren Rüstträgern aufgebaut. Als Rüstträger kommen Fachwerksbinder, Fachwerksträger oder Profilträger zum Einsatz, die bei größeren Spannweiten mit Zwischenjochen ergänzt werden können. Der große Vorteil dieser Baumethode ist die enorme Flexibilität, welche die Herstellung von Brücken mit beliebigen Querschnitten, Längs- und Querneigungen ermöglicht. Brücken mit einer Höhe bis zu etwa 15 m können wirtschaftlich auf einem Lehrgerüst hergestellt werden³.

Der Lehrgerüstbau hat sich aus der Notwendigkeit zur Formgebung der Betonbrücken abgeleitet, also ist seine Entwicklung auf das Engste mit dem Betonbrückenbau verbunden. Eine erste Form des Traggerüstbaus stellte das hölzerne Bogengerüst dar, welches oftmals den gleichen Kosten- und Konstruktionsaufwand wie das eigentliche Bauwerk verlangte. Die Weiterentwicklung dieser Methode wurde von einer Ersparnis der Lohn- und Materialkosten getrieben. Mit dem Bau von Balkenbrücken entstanden die konstruktiv einfacheren Gerüstkonstruktionen, wie wir sie heutzutage kennen – mit stählernen Rüstträgern und Rüststützen. Zum Zweck einer noch kostengünstigeren Herstellung mit dem Einrüstverfahren hat sich die Bauindustrie in Richtung einer Vorschub- und Freivorbaurüstung entwickelt. Diese werden heute im Bereich des Großbrückenbaus eingesetzt. Das stationäre Lehrgerüst stellt aber weiterhin eine wirtschaftliche Lösung bei kleineren Brücken mit unregelmäßigen Formen dar [11].

3.1 Besonderheiten beim Entwurf

Die gegenseitige Beeinflussung von Bauwerk, Traggerüst und Gründung sowie die zu verschiedenen Zeitpunkten auftretenden Einwirkungen aus Frischbetonlast, Vorspannung und Setzungen kennzeichnen den Lehrgerüstbau. Diese Faktoren erhöhen den Schwierigkeitsgrad der Berechnung gegenüber dem Gerüstbau im Hoch- und Industriebau. Der temporäre Charakter solcher Konstruktionen erfordert auch bei sorgfältiger Planung Anpassungen an die örtlichen Verhältnisse auf der Baustelle. Folgende Punkten erfordern nach [6] eine besondere Sorgfalt:

- Hohe Gebrauchslasten im Vergleich zum Eigengewichtsanteil, welche in voller Größe auftreten oder sogar überschritten werden
- Große Exzentrizitäten und Verformungen der Verbindungen, welche die Schubsteifigkeit des Gerüsts abmindern können
- Einfluss von Beschädigungen bei langer Lebensdauer und häufigem Einsatz des Gerüsts, zufolge dessen die idealisierten Annahmen zur statischen Berechnung abweichen können

Lehrgerüste sollen während der Ausführung nur geringe Formänderungen erfahren, um Rissbildung im Tragwerk zu vermeiden. Beim Entwurf eines Lehrgerüsts ist nach [3] besonderes Augenmerk darauf zu legen, dass neben den zu erwartenden Verformungen des Überbaus auch die Verformungen und Setzungen des Traggerüsts selbst zu berücksichtigen sind. Die gesamte Durchbiegung soll in Form einer Überhöhung im Traggerüst ausgeglichen werden. Weiters muss die Ausbildung des Lehrgerüsts ein Entfernen der Schalung vom Tragwerk nach der Erhärtung des

³ Mehlhorn: *Handbuch Brückenbau*, Springer, Kapitel 9.1.1.2, S.724

Betons ermöglichen. Eine weitere Besonderheit stellen die zusätzlichen Längskräfte in den Rüstträgern dar, welche aus der Ableitung von Horizontalkräften entstehen. Diese sind mit den Normalkräften aus lotrechter Lastabtragung zu überlagern. Daher ist eine Anordnung der Aussteifungsverbände im Bereich der weniger beanspruchten Lehrgerüststützen günstiger.

Beim Entwurf von Spannbetonbrücken ist zu beachten, dass das Gerüst die Längsverformung (Stauchung) zufolge Vorspannung des Überbaus nicht behindert. Dies setzt wiederum voraus, dass das Traggerüst längsbeweglich ausgebildet sein muss. Die zusätzliche vertikale Verformung durch das Vorspannen ist auch in Kauf zu nehmen, indem die Rüststützen stets mit Absenkvorrichtungen zu versehen sind.

Aus ausführungstechnischen Gründen wird der Oberbau bei kleineren Bauwerken meist in einem Betoniergang über die gesamte Länge hergestellt. Längere Brücken verlangen eine abschnittsweise Errichtung. Bei Durchlaufträgern mit mehreren Feldern ist es vorteilhaft, das Traggerüst zu verschieben und dieses erneut einzusetzen. Die Wirtschaftlichkeit des Lehrgerüstbaus ist stark vom Aufwand für Auf- und Umbau des Gerüsts abhängig [3].

3.2 Ortfestes Traggerüst

Das ortsfeste Traggerüst kann bis zu einer maximalen Länge des Überbaus von etwa 80 bis 100 m wirtschaftlich eingesetzt werden. Abhängig von der Querschnittsbreite ist hier eine Herstellung in einem Betonierabschnitt möglich. Das Traggerüst wird entweder für die ganze Brückenlänge vorgehalten oder höchstens einmal in die einzelnen Brückenfelder umgebaut [3].

3.2.1 Kontinuierliche Rasterstützung

Hier erfolgt die Rüstung analog einer Deckenschalung im Hochbau. Diese Methode ist für Brücken mit variabler Längs- und Querneigung, wechselnder Krümmung oder einer Aufweitung der Brückenfläche geeignet. Weiters sind die bautechnischen Randbedingungen, wie eine frei zugängliche Unterseite des Bauwerks, gute Untergrundverhältnisse und geringe Bauhöhe (bis 10 m) zu beachten. Je nach Eigengewicht kommen hier Standard-Rüsttürme bzw. Schwerlastrüststützen zum Einsatz, welche sich in der Höhe justieren lassen. Darauf werden in Brückenquerrichtung Kanthölzer verlegt (Abbildung 3.1). Quer zu den Kanthölzern werden in Brückenlängsrichtung Schalungslängsträger in engem Abstand (ca. 50 cm) zur Unterstützung der Schalhaut angeordnet. Bereiche mit größeren Betonmengen (mittlerer Bereich gegenüber dem Randbereich), welche höheren Frischbetonlasten ausgesetzt sind, verlangen eine engere Anordnung der Rüstträger unterhalb des Querschnitts. Die Gerüsttürme müssen räumlich gegen Wind und Abtriebskräfte aus Schrägstellung der Rüstträger ausgesteift werden, da sonst eine Gefahr vor kinematischem Versagen besteht.

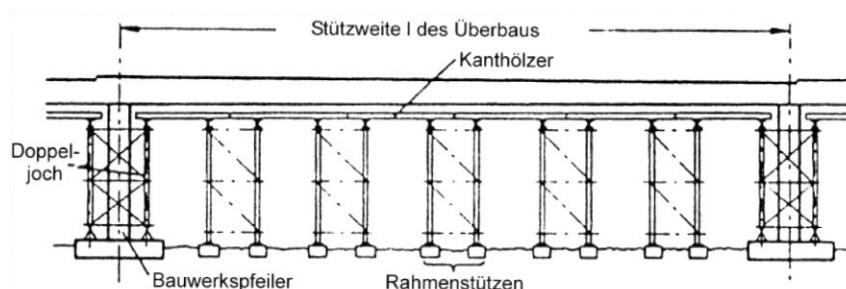


Abbildung 3.1: Traggerüst mit kontinuierlicher Unterstützung [3]

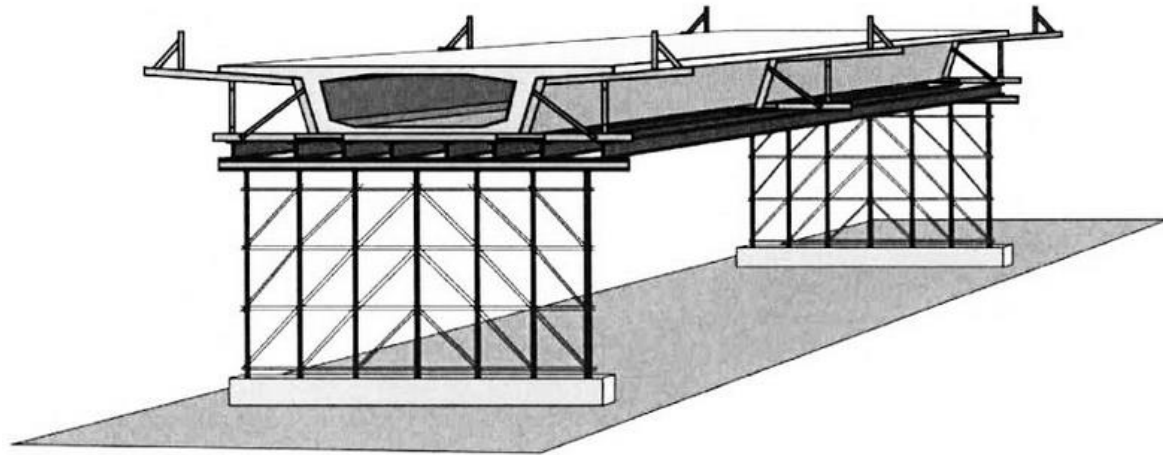


Abbildung 3.2: Traggerüst mit freier Spannweite [12]

3.2.2 Freie Spannweite

Die Lehrgerüste mit einzelnen Stützjochen können unter denselben Bedingungen wie die kontinuierliche Rasterstützung eingesetzt werden, allerdings sind hier die Zugänglichkeit der Unterseite sowie die Qualität des Untergrundes nur von untergeordneter Bedeutung. Eine derartige Konstruktion besteht aus parallel nebeneinander liegenden Stahlträgern, bei größeren Spannweiten Fachwerksträgern, welche meistens eine Stützweite überbrücken (Abbildung 3.2). Die Schalhaut wird direkt auf die Fachwerkobergurte verlegt.

3.3 Verschiebbares Traggerüst

Bei mehrfeldrigen Brücken aus Ortbeton mit einer Höhe über Gelände bis zu etwa 15 m erfolgt die Herstellung abschnittsweise auf einem verschieblichen Traggerüst (siehe Abbildung 3.3). Durch eine höhere Einsatzhäufigkeit eines Traggerüsts am selben Bauwerk sinkt der Aufwand für Schalung und Rüstung. Demzufolge steigt die Effizienz des Errichtungsprozesses und somit auch die Wirtschaftlichkeit dieser Baumethode. Der Verschub eines Lehrgerüsts ist sowohl in Längs-, als auch in Querrichtung möglich.

Ein wesentlicher Punkt bei der feldweisen Fertigung ist die Anordnung von Bauabschnittsfugen im Bereich der geringen Momentenbeanspruchung ($0,2$ bis $0,25 \times L$ der Stützweite L des nächsten Feldes). Die Traggerüste werden verschieblich ausgebildet und über eine Verschubbahn am Boden umgesetzt oder von Feld zu Feld umgebaut (Abbildung 3.3). Je nach Geländeart sowie Gestaltung des Über- und Unterbaus kann entweder nur die Rüstträgerlage oder die Rüstträger einschließlich Rüstjoche verschoben werden. Voraussetzung für ein Vorwärtsschieben einer Rüstung ist eine günstige Anordnung der Pfeiler.

Bei nebeneinanderliegenden Überbauten, welche durch Fugen getrennt sind, können die Traggerüste auch querverschieblich eingesetzt werden (Abbildung 3.4 unten). Dabei ist bei Festlegung der Verschubreihenfolge die Längs- und Querneigung des Tragwerks zu berücksichtigen. Der tiefer liegende Querschnittsteil wird zuerst gefertigt, wenn eine Querneigung im Querschnitt vorhanden ist. Auf diese Weise reichen nur geringe Absenkwege zum Verschub aus. Weiters ist in Abhängigkeit von der Bauzeit und der Anzahl der Brückenfelder die notwendige Zahl von Rüstsektionen festzulegen. Wird zunächst nur ein Überbau mit einem längsverschieblichen Gerüst hergestellt, steht diese Tragwerksseite bereits zur Nutzung zur Verfügung, während die zweite Hälfte gefertigt wird.

Alternativ dazu können auch zwei oder mehr querverschiebbliche Rüstabschnitte verwendet werden (siehe Abbildung 3.4). So lässt sich die Zeit zum Erhärten des Betons und Eintragung der Vorspannkräfte sowie zur Vorbereitung der Schal- und Bewehrungsarbeiten im nächsten Feld nutzen. Je nachdem, ob die gesamte Lehrgerüstsektion oder nur die Rüstträger ohne Rüstjoche verschoben werden, sind verschiedene Ausführungsvarianten der Koppelfuge erforderlich. Im ersten Fall sind unter der Fuge zwei unabhängige Rüsttürme notwendig. Im zweiten Fall stellt der Rüstturm ein Auflager des Kragarms, sowie gleichzeitig die des folgenden Feldes dar und muss somit doppelt so breit ausgebildet werden [3].

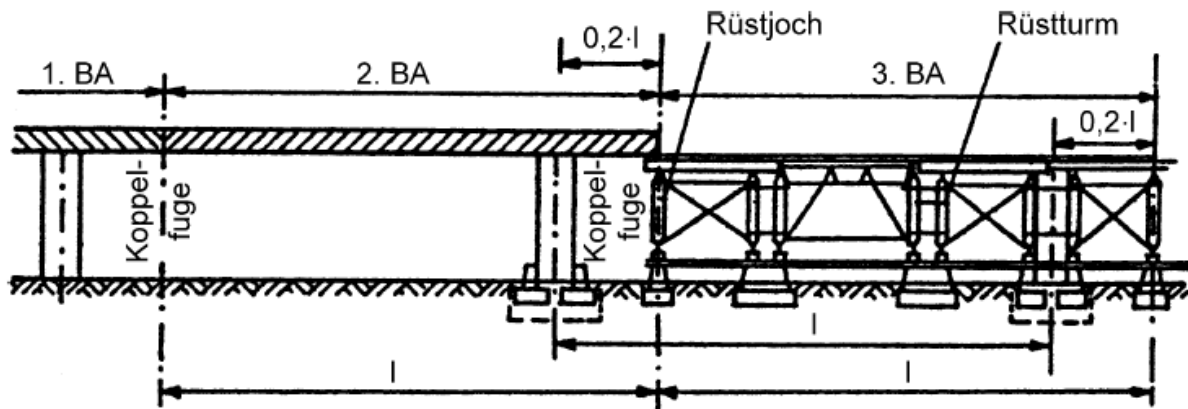
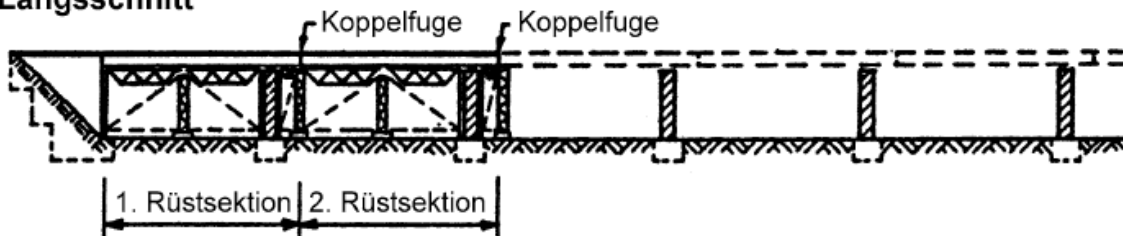


Abbildung 3.3: Abschnittsweise Herstellung auf verschiebbarem Traggerüst [3]

Längsschnitt



Draufsicht

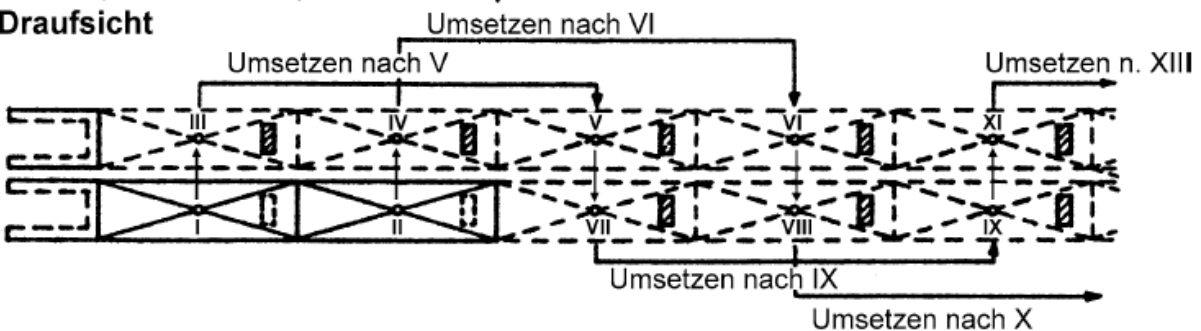


Abbildung 3.4: Schematische Darstellung des Einsatzes zweier querverschieblicher Rüstträger [3]

4 Projektbeschreibung der mit Taktschiebeverfahren errichteten Brücke B2314 in Wien

Die Brücke B2314⁴ der A2 Süd Autobahn befindet sich wie in Abbildung 4.1 ersichtlich im Süden von Wien und ist Bestandteil des Großprojektes der ASFINAG⁵ zum Neubau der Hochstraße Inzersdorf. Das bestehende Bauwerk aus Stahlbetonfertigteilen (siehe Abbildung 4.2), das in den Jahren 1970-1973 errichtet wurde, hat seine Lebensdauer erreicht und wurde im Zuge dieses Projektes abgetragen und ersetzt. Die Tragwerksachse „FB 700“ (in Abbildung 4.2 rot hervorgehoben) wurde für den Entwurf des neuen Tragwerks beibehalten (Abbildung 4.3). Das Projekt „A2 Süd Autobahn GESB Knoten Inzersdorf“ umfasst zusätzlich zum Abbruch und Neubau dieser Brücke noch die Errichtung von Lärmschutzwänden, einer Versickerungsmulde sowie diverse Landschaftsbaumaßnahmen.

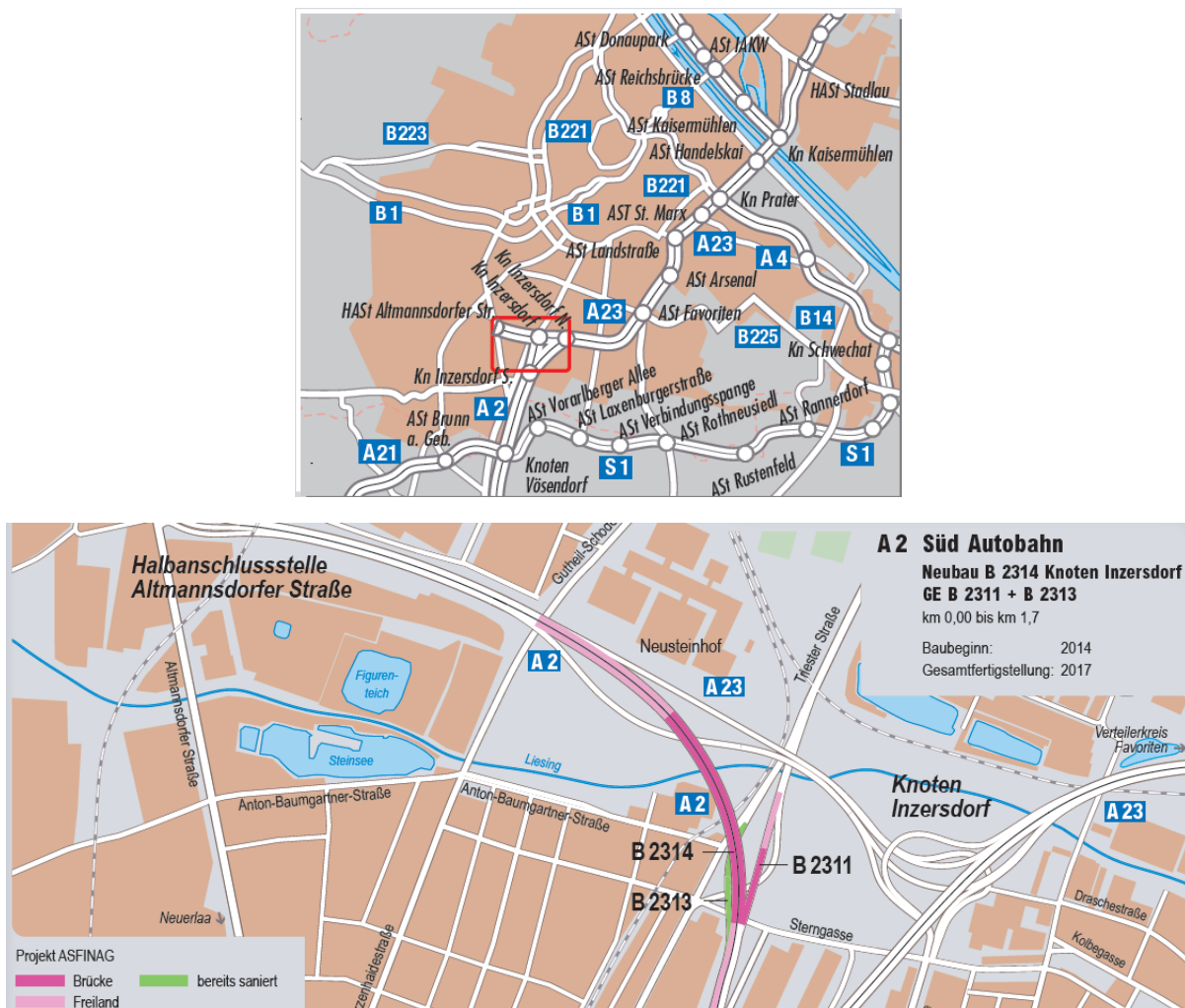


Abbildung 4.1: Übersicht A2 Süd Autobahn [13]

⁴ Nach Alt-Wiener-Bezeichnung: die vierzehnte Brücke im 23. Bezirk in Wien

⁵ Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

ist in Abbildung 4.3 beispielhaft nur die RFB Süd abgebildet. Die RFB Nord schließt an die Zentralachse 700 an, welche sich auf der linken Seite von RFB Süd befindet. Für die Berechnung der folgenden Alternativentwürfe wurde das Tragwerk der einen Brückenhälfte – der RFB Süd – herangezogen, welches im Kapitel 5 ausführlich erläutert wird.

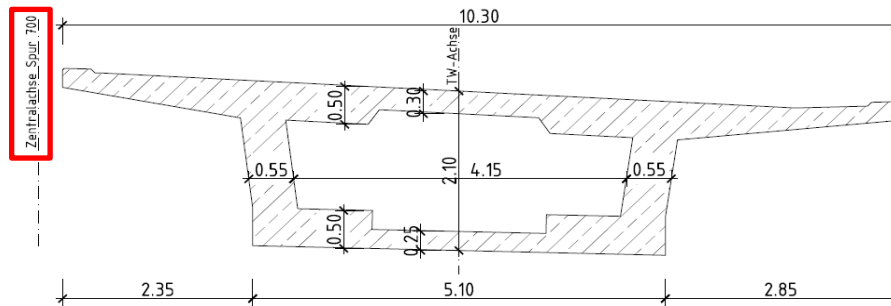


Abbildung 4.3: Regelquerschnitt RFB Süd der Brücke B2314 [13]

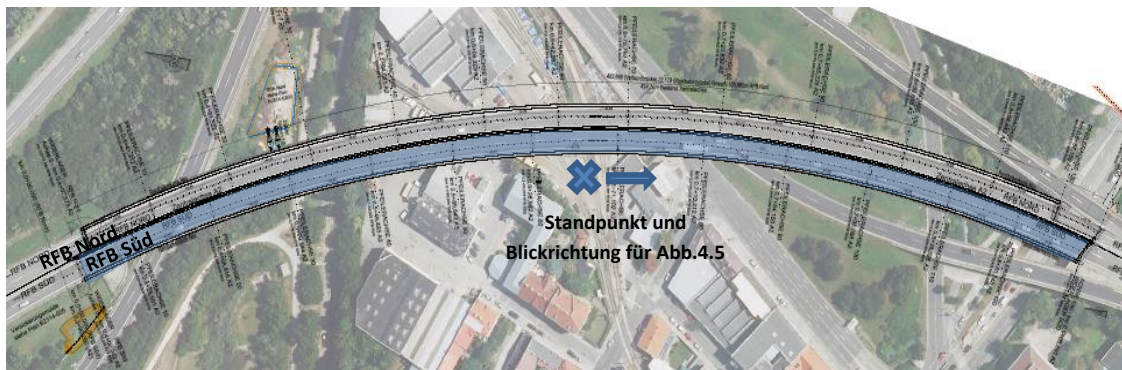


Abbildung 4.4: Lageplan der Brücke B2314 RFB Süd [13]



Abbildung 4.5: Brücke B2314: links Nord, rechts Süd

5 Grundlagen des Alternativentwurfs Herstellung mittels Traggerüst

Bei dem Alternativentwurf wird von einer Herstellung auf einem Traggerüst ausgegangen. Somit sind sämtliche Berechnungen der Bauzustände und ihre Auswirkungen kein Bestandteil der folgenden Untersuchungen. Ziel dieser Vorgehensweise ist es zu erfahren um wie viel sich die Brückenmassen – Beton, Bewehrungs- und Spannstahl – im Endzustand im Vergleich zu dem Taktschiebeverfahren reduzieren würden. Die Massen des ausgeführten Taktschiebebauwerks wurden den vorliegenden Ausführungsunterlagen entnommen [13]. Diese Diplomarbeit behandelt ausschließlich den Überbau der Brücke, Unterbauten wie Pfeiler und Gründungen bleiben außer Betracht. Das Objekt B2413 besteht aus zwei identischen Tragwerken (eins pro Fahrtrichtung), welche auch in der Ausführungsphase getrennt betrachtet wurden. Deswegen wird hier nur eine Brückenhälfte, die RFB Süd, analysiert. Das bedeutet, dass in den folgenden Kapiteln unter Brücke nur die RFB Süd zu verstehen ist. Für die Ausarbeitung des Alternativentwurfs wurde ein repräsentativer Abschnitt der Brücke, zwischen Achse 70 und 100, modelliert und berechnet. Die Ergebnisse wurden dann für die Regelbereiche der Gesamtbrücke aufsummiert. Damit eine plausible Vergleichsbasis gegeben ist, wurden die Materialparameter gleich wie die Brücke B2314 bei Knoten Inzersdorf in Wien gewählt.

Im vorliegenden Entwurf mit zwei Varianten handelt es sich nicht um ein Ausführungsprojekt, sondern um eine Machbarkeitsuntersuchung. Deswegen wird in den nachfolgenden Berechnungen das Haupttragwerk untersucht. Auf dieser Grundlage wird beispielsweise der Nachweis der Dekompression in den betrachteten Schnitten auf eine Überdrückung des gesamten Querschnitts geführt. Des Weiteren sind mögliche Streuungen der Vorspannkkräfte, sowie Spannkraftverluste in Lasteinleitungsbereiche nicht berücksichtigt ($r_{sup} = r_{inf} = 1$). Konstruktive Details wie die Ausbildung von Lisenen und Verankerungen der Spannglieder sind jeweils keine Aufgabe dieser Diplomarbeit.

5.1 Normen und Software

Als Normenwerke wurden die in Österreich aktuell geltenden Eurocodes mit den entsprechenden nationalen Anwendungsdokumenten herangezogen. Diese sind im Literaturverzeichnis aufgelistet. In dieser Diplomarbeit wurden für die statischen Berechnungen das Programm Dlubal RFEM (Version 5.11.02) mit dem externen Aufsatz für Vorspannung RF-Tendon (Version 8.0.24.48786) herangezogen. Für die Querschnittsnachweise für Biegung und Normalkraft wurde das Programm INCA2 (Version 2.90) und für diverse Skizzen und Abbildungen das Zeichenprogramm AutoCAD 2015 verwendet. Zur Überprüfung der Verformungen im gerissenen Zustand wurde das Programm ConDim (Version 7.1) benutzt.

5.2 Materialparameter

Beton C40/50

Die Betongüte wurde von der Brücke B2314 übernommen. Es handelt sich um einen Beton mit charakteristischer Zylinderdruckfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ und einer Bemessungsdruckfestigkeit $f_{cd} = 26,67 \text{ N/mm}^2$. Der Elastizitätsmodul E_{cm} beträgt 35.000 N/mm^2 .

- Betondeckung

Für die Betondeckung sind die Werte laut ÖN EN 1992-1-1:2004, Tab. 4.1 [14] in Abhängigkeit der Expositionsklasse maßgebend. Es wird vom selben Material im gesamten Querschnitt ausgegangen. Die erforderliche Betondeckung wurde wie folgt ermittelt: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$.

Tabelle 5.1: Übersicht Betondeckung

Bauteil	Expositions- klasse	c_{min} [mm]	Δc_{dev} [mm]	c_{nom} [mm]
Querschnitt	XC4	30	10	40

Bewehrungsstahl B550B

Als Bewehrungsstahl wurde die üblicherweise in Österreich verwendete Güte B550B mit einer charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$ und einer Bemessungsfließgrenze von $f_{yd} = 478 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Der Elastizitätsmodul beläuft sich auf 200.000 N/mm^2 .

Vorspannung mit nachträglichem Verbund Dywidag SUSPA-Litze DW

Für Variante 1 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund) wurde der Spanngliedtyp Y1860S7 6-12 (12 Litzen) mit Zulassungsnummer Z-13.71.130839 [15] vom Objekt B2314 übernommen. Die Litzen bestehen aus zwölf Drähten, haben eine Querschnittsfläche von $A_p = 150 \text{ mm}^2$, eine Zugfestigkeit von $f_{pk} = 1.860 \text{ N/mm}^2$ und einer Fließgrenze von $f_{p0,1k} = 1.640 \text{ N/mm}^2$.

Externe Vorspannung Gleitbau Ges. VTB-Systems

Für Variante 2 (externe Vorspannung) wurden die Litzenspannglieder der Spezifikation VBT-BE 3x4-150-1860 mit Zulassungsnummer EZA-10/006 [16] verwendet. Bei der Wahl wurde darauf geachtet, dass die externe Vorspannung dieselbe Litzenanzahl (12 Litzen) und die gleiche Zugfestigkeit $f_{pk} = 1.860 \text{ N/mm}^2$ wie die Spannglieder in der Variante 1 aufweisen, um einen späteren Vergleich zu erleichtern.

5.3 Querschnittsgeometrie

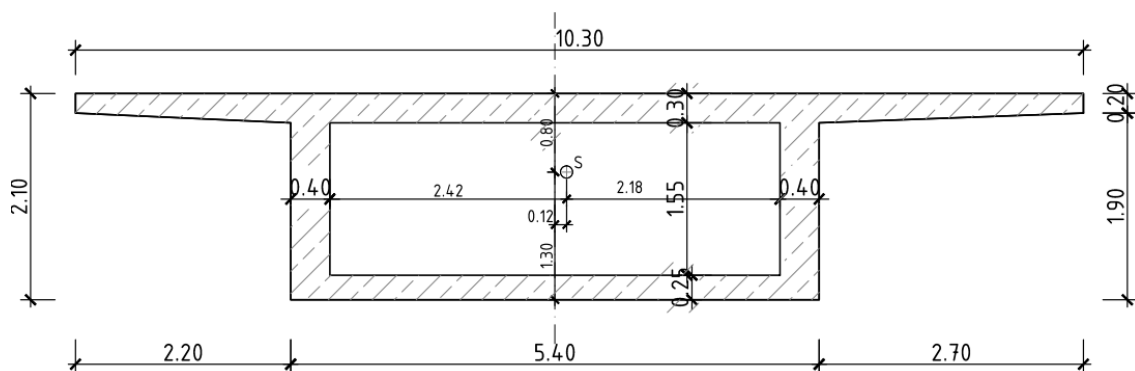


Abbildung 5.1: Querschnitt Alternativentwurf

Der für den Alternativentwurf erarbeitete Kastenquerschnitt in Abbildung 5.1 wurde anhand der erforderlichen Konstruktions- und Bemessungskriterien entworfen. Die äußeren Hauptabmessungen (Höhe und Breite) wurden vom Bauwerk B2314 übernommen und galten als fixe Ausgangspunkte, folglich wurden nur die Stärken der einzelnen Elemente variiert, sowie die Neigung der Stege

vernachlässigt. Die unterschiedliche Länge der Kragarme wurde auch aufgrund des ausgeführten Bauwerks beibehalten. Der Querschnitt ist vereinfachend ohne Aufbau und Randbalken dargestellt.

5.4 Lastaufstellung

5.4.1 Ständige Lasten

Eigengewicht

Das Eigengewicht der Brücke wird automatisch vom Berechnungsprogramm berücksichtigt. Die Querschnittsabmessungen sind in Abbildung 5.1 ersichtlich. Für die Verankerung der Spannglieder benötigt man Lisenen, deren Eigengewicht wurde hier als eine Last pro Linienmeter (Abbildung 5.2: Lastfall Eigengewicht) berücksichtigt. Die angesetzten Ausbaulasten wurden wie folgt ermittelt:

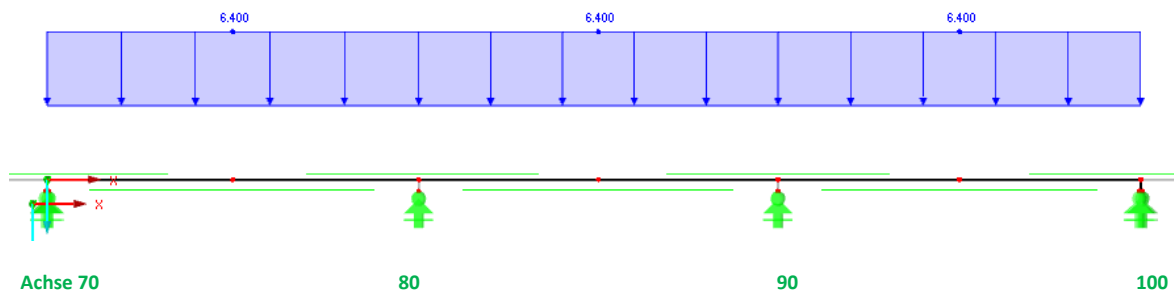


Abbildung 5.2: Lastfall Eigengewicht

Aufbaulasten

Belag 15 cm	$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m}$	3,75	kN/m^2
Geländer		1,50	kN/m
Lärmschutzwand	$0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 \text{ m}$	3,00	kN/m
Entwässerung und Sonstiges		2,00	kN/m
Randbalken innen	$25 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,75 + 0,30 \text{ m}) \cdot 0,25 \text{ m}$	6,60	kN/m
Randbalken außen	$25 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,25 + 0,30 \text{ m}) \cdot 0,25 \text{ m}$	9,70	kN/m

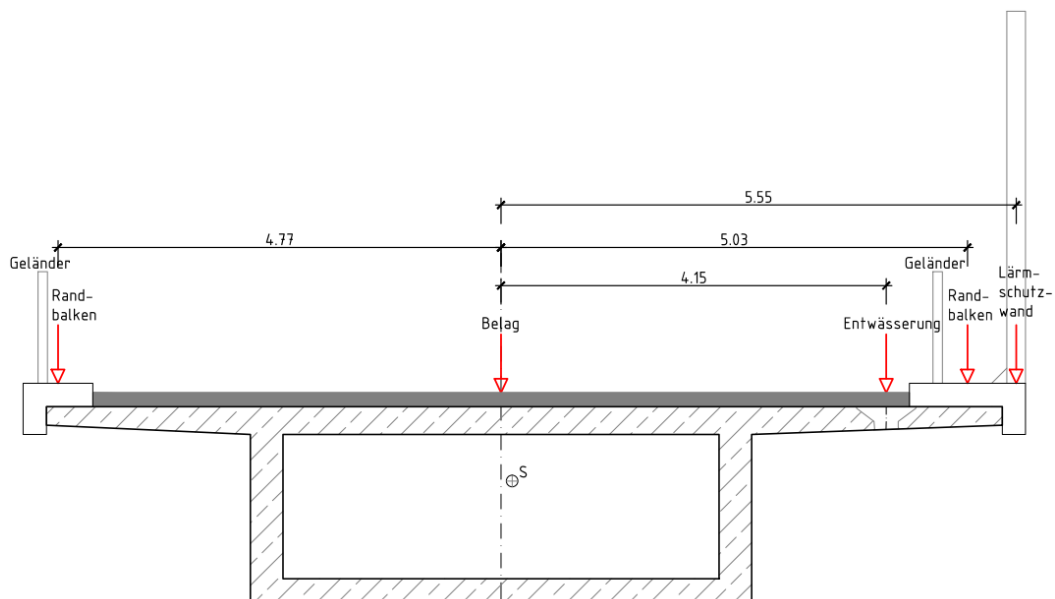


Abbildung 5.3: Aufbaulasten

5.4.2 Veränderliche Lasten

Verkehrslasten

Lasten aus Kraftfahrzeug- und Fußgängerverkehr auf der Fahrbahn und den Gehwegen sind als veränderliche Einwirkungen zu behandeln. Diese sind in der Form von verschiedenen Verkehrslastmodellen (LM 1-4) für Vertikal- und Horizontallasten normativ geregelt. In dieser Arbeit wurden die Lastmodelle 1 und 3 wie folgt herangezogen:

- Lastmodell 1: ÖN EN 1991-2, 4.3.2 [17]

Das Lastmodell 1 deckt die meisten Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr ab. Die Aufstellung der Verkehrslasten erfolgte nur auf der Fahrbahnplatte, die durch die Brückenkappen begrenzt ist und eine Breite von 8,80m aufweist. Die gesamte Fahrbahnfläche wurde in einzelne parallel zur Fahrbahnseite verlaufende Fahrstreifen mit einer Breite w von 3 m eingeteilt. Somit ergaben sich zwei Fahrstreifen und eine Restflächenbreite von 2,80 m.

Fahrbahnbreite $b = 8,80$ m

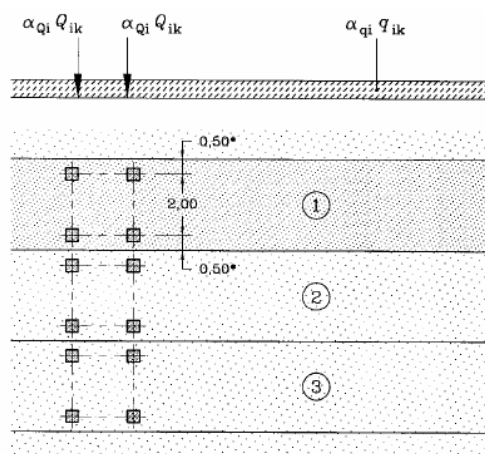
Anzahl rechnerischer Streifen nach EN 1191-2 Tab.4.1 [17]

$w = 8,8 / 3 = 2,90 \rightarrow$ zwei Streifen

Restbreite $8,8 - 2 \cdot 3 = 2,8$ m

Tabelle 5.2: ÖN EN 1991-2, Tabelle 4.2 – Lastmodell 1, Verteilung von Verkehrslasten [17]

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{ik}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{ik}	0	2,5



Legende

- 1 Fahrstreifen Nr. 1 : $Q_{1k} = 300$ kN ; $q_{1k} = 9$ kN/m²
- 2 Fahrstreifen Nr. 2 : $Q_{2k} = 200$ kN ; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²
- 3 Fahrstreifen Nr. 3 : $Q_{3k} = 100$ kN ; $q_{3k} = 2,5$ kN/m² AC Abstand der Doppelachsen = 1,2 m AC
- 4 (*) Für $w_1 = 3$ m

Abbildung 5.4: ÖN EN 1991-2, Bild 4.2a – Anwendung des Lastmodells 1 [17]

Tandem System (TS)

$$\text{Fahrstreifen 1: } Q_{1k} = \alpha * Q_i * Q_{1k} = \frac{1 * 300 \text{ kN}}{(1\text{m} \times 1\text{m}) * 2} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Fahrstreifen 2: } Q_{2k} = \alpha * Q_i * Q_{2k} = \frac{1 * 200 \text{ kN}}{(1\text{m} \times 1\text{m}) * 2} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Gleichmäßig verteilte Belastung (UDL):

$$\text{Fahrstreifen 1: } q_{1k} = \alpha_{qi} * q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Fahrstreifen 2: } q_{2k} = \alpha_{qi} * q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Anpassungsfaktoren α_{Qi} , α_{qi} , $\alpha_{qr} = 1,0$

Die Radlasten werden auf einer Aufstandsfläche von 0,4 x 0,4 m unter einem Winkel von 45° bis zur Plattenmitte ausgebreitet (siehe Abbildung 5.5). Unter der Annahme einer 30 cm dicken Betonfahrbahn und 15 cm Belag ergibt sich somit eine rechnerische Aufstandsfläche a_0 der Einzellasten mit 1,0 x 1,0 m.

Weiters gilt nach ÖN EN 1991-2 4.3.2(5) [17], dass bei aneinander angrenzender Fahrstreifen zwei Doppelachsen zu berücksichtigen und diese enger angeordnet werden können. Dabei sollte der Abstand zweier benachbarter Radachsen nicht kleiner als 50 cm sein. Die Aufteilung des Lastmodells 1 auf die Fahrbahnplatte für das jeweils maßgebende Feld- und Stützmoment ist in wird in Kapitel 5.5 erläutert.

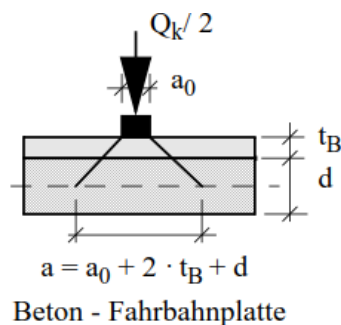


Abbildung 5.5: Verteilung von Einzellasten nach ÖN EN 1991-2, 4.3.6

- Lastmodell 3: ÖN EN 1991-2, 4.3.4 und Anhang A [17], [18]

Das Lastmodell 3 stellt eine Gruppe von Achslastkonfigurationen idealisierter Sonderfahrzeuge (z. B. für Industrietransporte) dar. Wie der vorliegenden Ausführungsstatik wurde hier das folgende Sonderfahrzeug (SOFZ) gem. Tab A.1: 3000/200 ausgewählt:

→ Länge 21,0 m / Breite 3,0 m / 15 Achsen mit 200 kN e = 1,50 m

Für das Sonderfahrzeug wird keine dynamische Vergrößerung berücksichtigt. Es wird angenommen, dass die Sonderfahrzeuge sich mit einer geringen Geschwindigkeit (≤ 5 km/h) bewegen. Daher sind nach ÖN EN 1991-2, A.3(6) [17] die restlichen Brückenflächen mit den häufigen Werten des Lastmodell 1 ungünstig zu belasten ($\psi_1=0,75$ für Doppelachse und $\psi_1=0,40$ für Gleichlast).

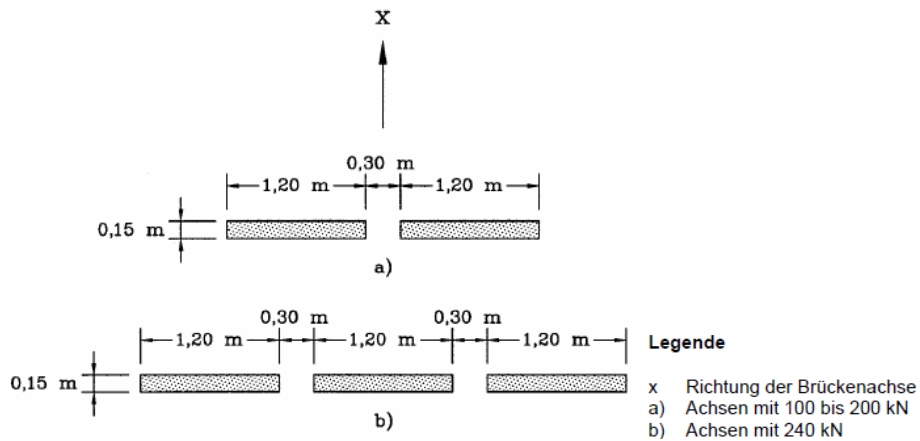


Abbildung 5.6: Anordnung der Achsen gem. ÖN EN 1991-2, Bild A.1 [17]

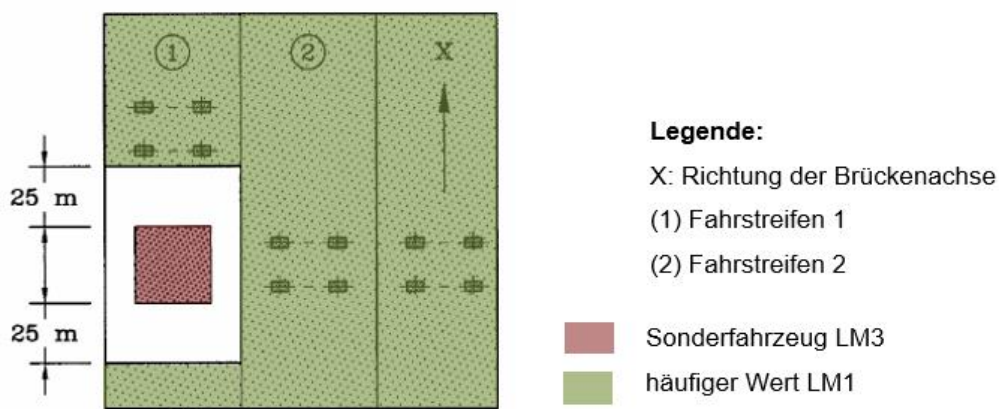


Abbildung 5.7: EC 1991-2, Bild A.3 Gleichzeitigkeit des LM 1 und Spezialfahrzeuge [17]

$$q_{\text{SOFZ}} = \alpha * Q_i * Q_{1k} = \frac{1 * 200 \text{ kN}}{(1,2\text{m} * 0,15\text{m}) * 2} = 555,56 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{1h} = \psi_1 * Q_{1k} = 0,75 * 600 = 450 \text{ kN}$$

$$Q_{2h} = \psi_1 * Q_{2k} = 0,75 * 400 = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1h} = \psi_1 * q_{1k} = 0,4 * 9 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2h} = \psi_1 * q_{2k} = 0,4 * 2,5 = 1 \text{ kN/m}^2$$

- Bremslasten: ÖN EN 1991-2, 4.4.1 [17]

Die Bremslast Q_{lk} ist in Längsrichtung in Höhe der Oberkante des fertigen Belags anzusetzen. Der charakteristische Wert Q_{lk} soll in Abhängigkeit von den maximalen vertikalen Lasten des gewählten Lastmodells in Fahrstreifen 1 wie folgt bestimmt werden:

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{1k}) + 0,10 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$$

$$180 \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

$$\alpha_{Q1} = \alpha_{q1} = 1,0$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}; q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2, w_1 = 3 \text{ m}$$

$$Q_{lk} = 0,6 * 1 * (2 * 300) + 0,10 * 1 * 9 * 3 * 500 = 360 + 1350 = 1710 \text{ kN} > 900 \text{ kN}$$

→ $Q_{lk} = 900 \text{ kN}$

Die Bremslast wird als Block auf eine Länge von 300 m verteilt:

$q_{lk} = 900 / 300 = 3 \text{ kN/m}$

Wind

Für das Ansetzen der Windkräfte auf das Tragwerk wird das vereinfachte Verfahren nach ÖN EN 1991-1-4, 8.3.2 [19] wie folgt herangezogen:

$F_w = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x} = q_b * C * A_{ref,x}$

Standort: Wien

- $q_b = q_{b,0} = 0,46 \text{ kN/m}^2$...Grundwert der Basisgeschwindigkeit gem.Tab.A1
- $b = 10,8 \text{ m}$...Tragwerksbreite zw. Randbalkenaußenkanten
- $d_{tot} = 6,3 \text{ m}$...Tragwerkshöhe (Tragwerk+ Lärmschutzwand)
- $h_{LSW} = 4,0 \text{ m}$...Lärmschutzwand
- $b/d_{tot} = 1,7$ -
- $z_e = 10 \text{ m}$...Referenzhöhe
- $C = 4,8$...Windlastfaktor nach Tab.8.2

$F_w = 0,46 * 4,8 * A_{ref,x} = 2,21 \text{ kN/m}^2 * A_{ref,x} = 2,21 * 6,35 = 14,0 \text{ kN/m}$

Die resultierende Windkraft F_w wurde wie in Abbildung 5.8 dargestellt auf das Tragwerk angesetzt, wobei die Wirkung in einen horizontalen Anteil und ein pro Längeneinheit wirkendes Moment aufgeteilt wurde (siehe Abbildung 6.7).

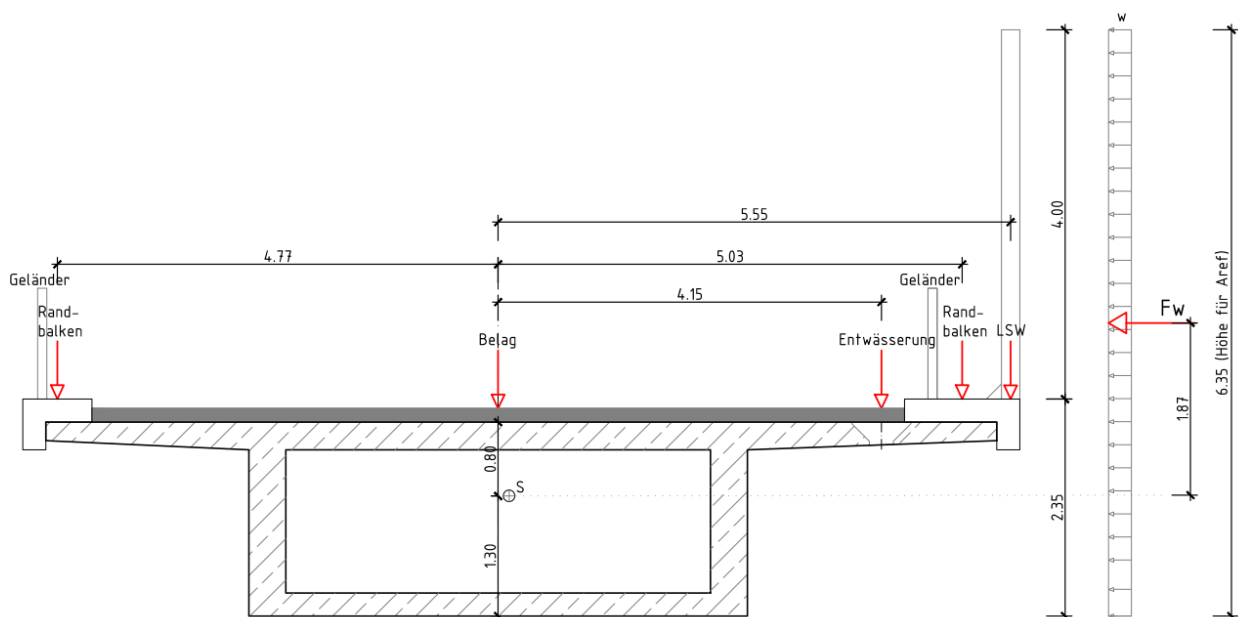


Abbildung 5.8: Windbelastung, Ermittlung der Referenzfläche A_{ref}

Temperatur

Die Einflüsse aus Temperaturänderungen zählen zu den klimatischen Einwirkungen auf Tragwerke und werden für Brücken in ÖN EN 1991-1-5, 6.1.3 [20] geregelt. Abhängig von der Art des Brückenüberbaus (Typ 1-3) werden diverse Temperaturanteile angesetzt. Der vorliegende Entwurf fällt in Typ 3 Betonkonstruktion, woraus sich die folgenden Temperatureinwirkungen ergeben:

- Konstanter Temperaturanteil für den Standort Wien

Max/min Außenlufttemperaturen: ÖNORM B 1991-1-5, 5.1 [20]

$$T_{\max} = 39^\circ - 0,006 \cdot h = 39^\circ - 0,006 \cdot 260 = 38^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -26^\circ\text{C (Wien)}$$

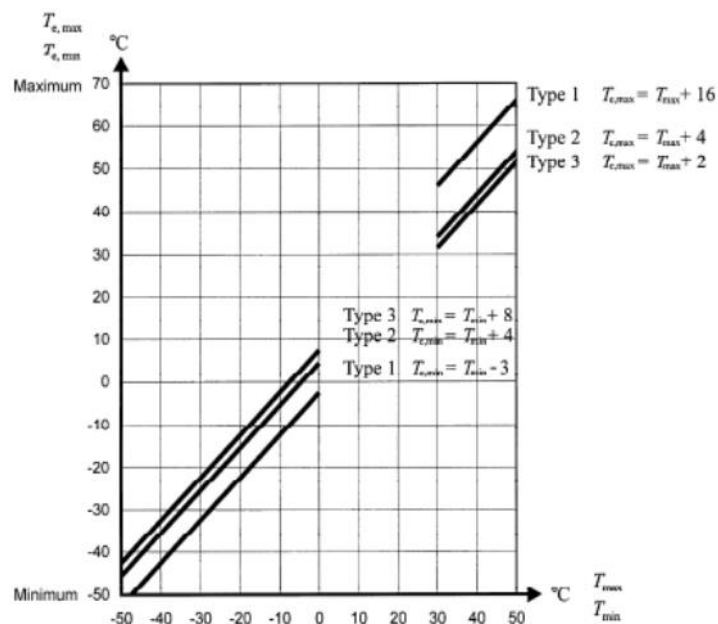


Abbildung 5.9: ÖN EN 1991-1-5, Bild 6.1 Korrelation zwischen T_{\min}/T_{\max} und $T_{e,\min}/T_{e,\max}$ [20]

Max/min Temperaturanteil der Brücke: (Abbildung 5.9)

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 2 = 38 + 2 = 40^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -26 + 8 = -18^\circ\text{C}$$

Aufstelltemperatur der Brücke: ÖN EN 1991-1-5, A.1 (3) [20]

$$T_0 = +10^\circ\text{C}$$

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}$$

Änderungen des konstanten Temperaturanteils: ÖN EN 1991-1-5, 6.1.3.3 [20]

$$\text{Verkürzung: } \Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = -[10 - (-18)] = -28^\circ\text{C}$$

$$\text{Ausdehnung: } \Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 10 = 30^\circ\text{C}$$

Gesamter konstanter Temperaturanteil

$$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} = 58^\circ\text{C}$$

- Veränderlicher Temperaturanteil (Temperaturgradiente): ÖN EN 1991-1-5, Tab.6.1 Typ Hohlkasten [20]

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}C \quad \text{Oberseite wärmer}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}C \quad \text{Unterseite wärmer}$$

- Gleichzeitige Wirkung des konstanten und veränderlichen Temperaturanteils: ÖN EN 1991-1-5, 6.1.5 [20]

$$\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_N \text{ oder } 0,75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

$$\Delta T_M = \Delta T_{M,heat} \text{ oder } \Delta T_{M,cool}$$

$$\Delta T_N = \Delta T_{N,con} \text{ oder } \Delta T_{N,exp}$$

Stützensenkung

Setzungsunterschiede des Tragwerks infolge von Bodensetzungen sind nach ÖN EN 1992-1-1, 2.3.1.3 [21] als dauerhafte Einwirkungen zu behandeln. Es wird eine Setzungsdifferenz Δh von 10 mm je Stützenachse in ungünstigster Kombination angesetzt. Diese Verformung ist auf Traglastniveau mit dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten ($\gamma_{set} = 1.2$) zu multiplizieren.

5.4.3 Teilsicherheitsfaktoren und Lastfallkombinationen

Kombinationsregeln

EN 1990 A1, A.2.2.2 [22] gibt folgende Kombinationsregeln für Straßenbrücken vor:

- 1) Mit dem Lastmodell 1 oder mit der zugehörigen Lastgruppe gr1 sollten keine Windeinwirkungen größer als der kleinere Wert von F_W^* oder $\Psi_0 F_{Wk}$ kombiniert werden.
- 2) Einwirkungen aus Wind und Temperatur brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, es sei denn, es gibt andere Festlegungen für lokale Klimaverhältnisse.

Weiters gelten für die Gleichzeitigkeit des Ansatzes der Verkehrslastmodelle nach ÖNORM B 1991-2 Tab.4.4.a [18] folgende Lastgruppen:

Tabelle 5.3: ÖN B 1991-2, Tabelle 4.4a – Festlegung von Verkehrslastgruppen [18]

		Fahrbahn					Fußweg oder Radweg	
Belastungsart		Vertikallasten			Horizontallasten		Nur vertikale Lasten	
Verweise		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2 (1)
Lastmodell		LM1 (TS und UDL System)	LM2 (Einzelachsen)	LM3 (Sonderfahrzeuge)	LM4 (Menschenansammlungen)	Kräfte aus Anfahren und Bremsen ^a	Fliehkräfte und Seitenkräfte ^a	gleichmäßig verteilte Last
Lastgruppen	gr1a	charakteristischer Wert						Kombinationswert ^b
	gr1a		charakteristischer Wert					
	gr2	häufiger Wert				charakteristischer Wert	charakteristischer Wert	
	gr3 ^d							charakteristischer Wert ^c
	gr4				charakteristischer Wert			charakteristischer Wert
	gr5	siehe Anhang A		charakteristischer Wert				
vorherrschender Einwirkungsanteil (gekennzeichnet als zur Gruppe gehöriger Bestandteil)								
^a Darf im Nationalen Anhang festgelegt werden (für die erwähnten Fälle).								
^b Darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Der empfohlene Wert beträgt 3 kN/m².								
^c Siehe 5.3.2.1(2). Es sollte nur ein Fußweg belastet werden, falls dies ungünstiger ist als der Ansatz von zwei belasteten Fußwegen.								
^d Diese Gruppe bleibt unberücksichtigt, wenn gr4 angesetzt wird.								

Teilsicherheitsfaktoren

Nach ÖN EN 1990 A1, A.2.3.1 [22] sind die Bemessungswerte der Einwirkungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR) für Bauteile ohne geotechnische Einwirkungen mit den in Tabelle A2.4(B) (siehe Tabelle 5.4) angegebenen Teilsicherheitsfaktoren zu beaufschlagen. Die Ψ -Werte sind der Tabelle A.2.1 (siehe Tabelle 5.5) zu entnehmen. Die Teilsicherheitsfaktoren wurden wie folgt abgelesen: $\gamma_G=1,35$; $\gamma_{G,Setz}=1,20$; $\gamma_Q=1,35$; $\gamma_P=1,0$

Tabelle 5.4: ÖN EN 1990 A1, Tabelle A.2.4(B) – Bemessungswerte der Einwirkungen (STR/GEO) [22]

Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	Ständige Einwirkungen		Vorspannung	Leiteinwirkung ^a	Begleiteinwirkungen ^a		Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	Ständige Einwirkungen		Vorspannung	Leiteinwirkung ^a	Begleiteinwirkungen ^a	
	Ungünstig	Günstig			Vorherrschende (gegebenfalls)	Weitere		Ungünstig	Günstig			Vorherrschende	Weitere
(Gleichung 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(Gleichung 6.10 a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
							(Gleichung 6.10 b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

ANMERKUNG 1 Die Auswahl zwischen 6.10, oder 6.10 a) und 6.10 b) kann im Nationalen Anhang erfolgen. Im Fall der Wahl von 6.10 a) und 6.10 b) kann der Nationale Anhang in 6.10 a) nur ständige Einwirkungen vorsehen.

ANMERKUNG 2 Die γ - und ξ -Faktoren können im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die folgenden Werte für γ und ξ werden für die Ausdrücke 6.10, oder 6.10 a) und 6.10 b) empfohlen:

$\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,35$ wenn Q die ungünstige Einwirkung infolge Straßen- oder Fußgängerverkehr darstellt (0 bei günstiger Einwirkung)
 $\gamma_Q = 1,45$ wenn Q die ungünstige Einwirkung infolge Schienenverkehr in Form der Lastgruppen 11 bis 31 (außer 16, 17, 26³⁾ und 27³⁾), Lastmodellen LM71, SW/0 und HSLM und wirklichen Zügen darstellt, wenn diese als einzelne Leiteinwirkung aus Verkehr berücksichtigt werden (0 bei günstiger Einwirkung)
 $\gamma_Q = 1,20$ wenn Q die ungünstige Einwirkung infolge Schienenverkehr in Form der Lastgruppen 16 und 17 und SW/2 darstellt (0 bei günstiger Einwirkung)
 $\gamma_Q = 1,50$ für andere Einwirkungen aus Verkehr und andere veränderliche Einwirkungen²⁾
 $\xi = 0,85$ (so dass $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$).
 $\gamma_{Gsetz} = 1,20$ im Falle von linearen elastischen Berechnungen, und $\gamma_{Gsetz} = 1,35$ im Falle von nicht linearen elastischen Berechnungen, in Bemessungssituationen mit ungünstiger Wirkung der Einwirkungen aus ungleichmäßigen Setzungen. In Bemessungssituationen, in denen Einwirkungen aus ungleichmäßigen Setzungen günstige Wirkung erzeugen, sind diese Einwirkungen nicht zu berücksichtigen. Siehe auch EN 1991 bis EN 1999 zu γ -Werten, die für eingetragte Verformungen zu berücksichtigen sind.
 γ_P = Empfehlungswert, der im einschlägigen Eurocode für die Bemessung angegeben ist.

¹⁾ Dieser Wert gilt für das Eigengewicht von tragenden und nicht tragenden Bauteilen, Schotterbett, Boden, Grundwasser und frei fließendes Wasser, bewegliche Lasten usw.
²⁾ Dieser Wert gilt für veränderliche horizontale Erddrücke, Grundwasser, frei fließendes Wasser und Schotterbett, Verkehrslasten auf Hinterfüllungen, die Erddruck erzeugen, aerodynamische Wirkungen des Verkehrs, Einwirkungen aus Wind und Temperatur, usw.
³⁾ Bei Schienenverkehrseinwirkungen in Form der Lastgruppen 26 und 27 darf $\gamma_Q = 1,20$ auf einzelne Komponenten der Einwirkungen aus SW/2 und $\gamma_Q = 1,45$ auf einzelne Komponenten der Einwirkungen aus den Lastmodellen LM71, SW/0 und HSLM usw. angewendet werden.

Tabelle 5.5: ÖN EN 1990 A1, Tabelle A.2.1 – Empfehlung für die Zahlenwerte der Ψ -Faktoren für Straßenbrücken [22]

Einwirkung	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Gehwegen oder Radwegen) a	Doppelachse	0,75	0,75	0
		Gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0
		Gehweg- und Radwegbelastung ^b	0,40	0,40	0
		gr1b (Einzelachse)	0	0,75	0
		gr2 (Horizontalkräfte)	0	0	0
		gr3 (Gehwegbelastung)	0	AC 0,40 AC	0
		gr4 (LM4 – Menschengedränge)	0	AC — AC	0
	gr5 (LM3 – Spezialfahrzeuge)	0	AC — AC	0	
Windkräfte	F_{Wk} — Ständige Bemessungssituationen — Bauausführung	0,6 0,8	0,2 —	0 0	
	F_W^*	1,0	—	—	
Temperatureinwirkungen	T_k	0,6 ^c	0,6	0,5	
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)	0,8	—	—	
Lasten aus Bauausführung	Q_c	1,0	—	1,0	

Folgende Änderungen sind nach ÖN B 1991-2, Tabelle 2, Anmerkung c [18] (Tabelle 5.6) bei den ψ -Faktoren zu berücksichtigen:

- Für Straßenbrücken $\psi_2=0,3$ für alle vertikalen Einwirkungen aus Lastmodell 1
- Vernachlässigung der Temperaturgradienten unter quasi-ständiger Einwirkungskombination
- Stützensenkung gilt als veränderliche Einwirkung und übernimmt die Kombinationsbeiwerte von der Temperatur

Es wird vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend sowohl für die Doppelachse als auch für die gleichmäßig verteilte Last ein ψ -Wert von 0,75 berücksichtigt.

Lastfallkombinationen

Die einwirkenden Lasten wurden in Abhängigkeit des zutreffenden Grenzzustandes wie folgt kombiniert:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT (ULS)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p * P_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \right\} \quad (5.1)$$

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG (SLS)

- Charakteristische Kombination

$$E_{d,k} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \right\} \quad (5.2)$$

Begrenzung der Betondruckspannungen: $|\sigma_{c,k}| \leq 0,60 * f_{ck} = 0,60 * 4 = 2,4 \text{ kN/cm}^2$

Begrenzung der Betonstahlzugspannungen: $|\sigma_{c,k}| \leq 0,80 * f_{yk} = 0,80 * 55 = 44 \text{ kN/cm}^2$

- Quasi-ständige Kombination

$$E_{d,qS} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \right\} \quad (5.3)$$

Begrenzung der Betondruckspannungen: $|\sigma_{c,qS}| \leq 0,45 * f_{ck} = 0,45 * 4 = 1,8 \text{ kN/cm}^2$

Dekompressionsnachweis: $|\sigma_{c,qS}| \leq 0 \text{ kN/cm}^2$

Begrenzung der Verformungen

- Häufige Kombination

$$E_{d,h} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \right\} \quad (5.4)$$

Begrenzung der Rissbreite nach Tabelle 5.6: $w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$

Zusätzlich zu den Lastfallkombinationen wurden in Tabelle 5.6 auch die Grenzwerte der jeweilig maßgebenden Nachweise angeführt.

Tabelle 5.6: ÖN EN 1992-2:2014, Tabelle 2 – Empfohlene Werte für w_{max} und relative Kombinationsregeln [23]

Zeile	Expositions-klasse	Bauteile aus Stahlbeton und Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern ohne Verbund		Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern mit nachträglichen Verbund		Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern im sofortigen Verbund ^a	
		w_{max} mm	Dekompressionsnachweis	w_{max} mm	Dekompressionsnachweis	w_{max} mm	Dekompressionsnachweis
1	XC1	0,3 ^b unter quasi-ständiger EK ^c	nicht erforderlich	0,2 unter häufiger EK ^c	unter quasi-ständiger EK ^c	0,2 unter häufiger EK ^c	unter quasi-ständiger EK ^c
2	XC2, XC3 ^d , XC4 ^d , XD1, XF1, XF2, XF3	0,3 unter quasi-ständiger EK ^c		0,2 unter häufiger EK ^c	unter quasi-ständiger EK ^c	0,2 unter charakteristischer EK ^c	unter häufiger EK ^c
3	XA1, XA2, XD2	0,3 unter quasi-ständiger EK ^c		0,2 unter charakteristischer EK ^c	unter häufiger EK ^c	0,2 unter charakteristischer EK ^c	unter häufiger EK ^c
4	XA3, XD3, XF4	0,3 unter häufiger EK ^c		0,2 unter charakteristischer EK ^c	unter häufiger EK ^c	–	unter charakteristischer EK ^c
ANMERKUNG		Zeile 1 gilt für nicht der Witterung ausgesetzte Brücken und ähnliche Tragwerke. Zeile 2 gilt für allgemeine Brücken mit Abdichtung und Belag oder Teile von Brücken im Sprühnebelbereich. Zeile 3 gilt für Sonderfälle. Zeile 4 gilt z. B. für direkt befahrene Brücken ohne Abdichtung und Belag.					
^a		Für Eisenbahnbrücken nicht zulässig.					
^b		Bei der Expositionsklasse XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit. Der angegebene Grenzwert zur Beschränkung der Rissbreite wird zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt.					
^c		Charakteristische, häufige, quasi-ständige EK sind Einwirkungskombinationen nach ÖNORM EN 1990, wobei folgende Änderungen zu berücksichtigen sind: <ul style="list-style-type: none"> – Stützenverschiebungen sind als veränderliche Einwirkung anzusetzen, die Kombinationsbeiwerte sind gleich jenen der Temperaturänderungen anzunehmen. – Für Straßenbrücken ist $\psi_2 = 0,3$ für alle vertikalen Einwirkungen aus Lastmodell 1 gemäß ÖNORM EN 1991-2. – Für Eisenbahnbrücken ist ψ_2 gemäß ÖNORM B 1990-2 zu bestimmen. – Unter der quasiständigen EK darf der Einfluss der Temperaturgradienten vernachlässigt werden. 					
^d		Bei Anforderungen an die Dichtheit des Bauwerkes sind geringere Rissbreiten einzuhalten.					

5.5 Vordimensionierung der Fahrbahnplatte in Querrichtung

5.5.1 Modellierung und Lasten

Die Vordimensionierung der Platte erfolgte auf Basis eines 3D-Modells im Programm RFEM mit dem Aufsatz RF-Beton. Um die Steifigkeiten der Stege und somit auch die Momentenverteilung richtig abzubilden, wurden zwei Extremfälle der Linienlagerung betrachtet: einerseits eine volle Einspannung für das maximale Stützmoment und andererseits eine gelenkige Lagerung für das maximale Feldmoment. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite und kann laut ÖN B 1992-2 7.1.1 [23] angewendet werden, wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird.

Als statisches System wurde ein 15 m langer Ausschnitt der Platte in Längsrichtung herangezogen (Abbildung 5.10). Die Kragarme wurden mit veränderlicher Höhe von 20 cm am äußeren Rand auf 30 cm beim Steg modelliert (Abbildung 5.1).

Die Bemessung erfolgte mit den in Kapitel 5.4 angeführten Lasten in ungünstigster Lage für die jeweilige maximale Schnittgröße. Die genaue Position der Lasten auf der Fahrbahnplatte ist in Abbildung 5.11, Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 ersichtlich. Um eine bessere Übersicht zu schaffen, wurden die Lasten jeweils getrennt für das Tandem System (TS, Einzellasten (a)) und für die gleichmäßig verteilte Belastung (UDL, Gleichlasten (b)) dargestellt. Die folgenden Abbildungen stellen übersichtshalber nur eine Plattenvariante (eingespannte Lagerung) und musterhaft ausgewählte Belastungen dar. Die ausführlichen Angaben und Ergebnisse befinden sich in Anhang A, Seite 86.

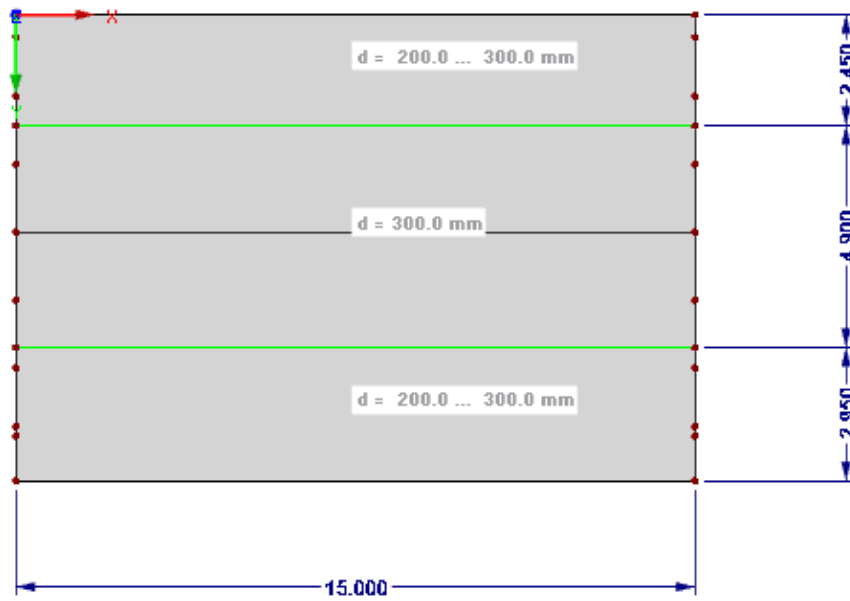
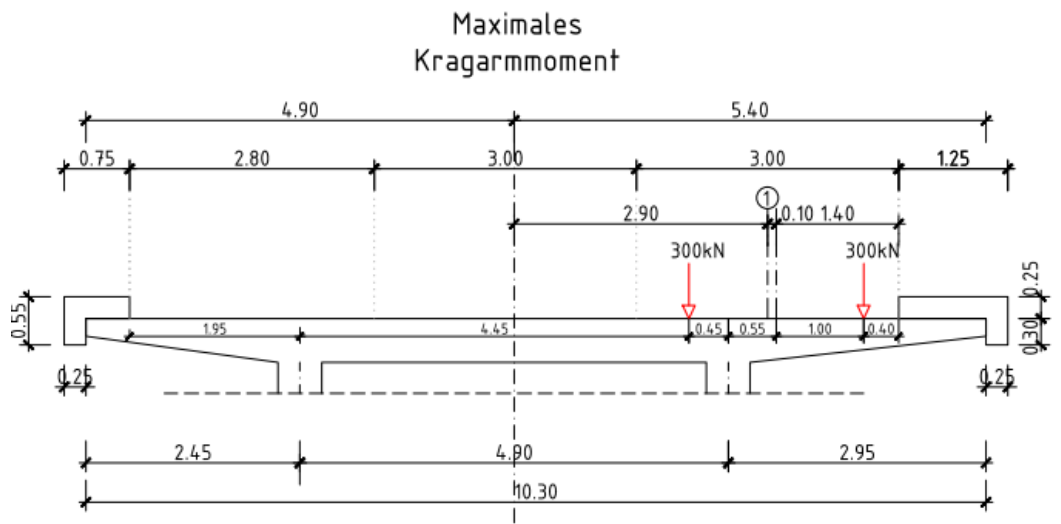


Abbildung 5.10: Geometrie der Fahrbahnplatte

(a)



(b)

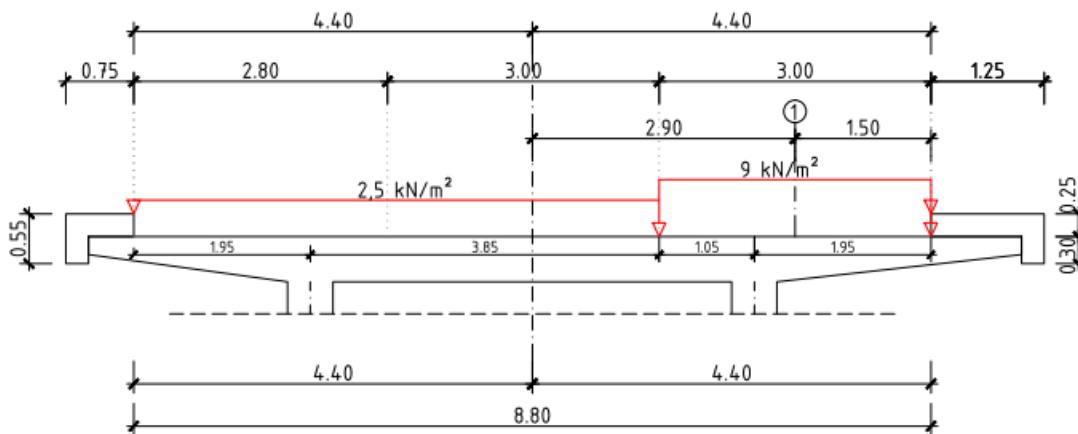
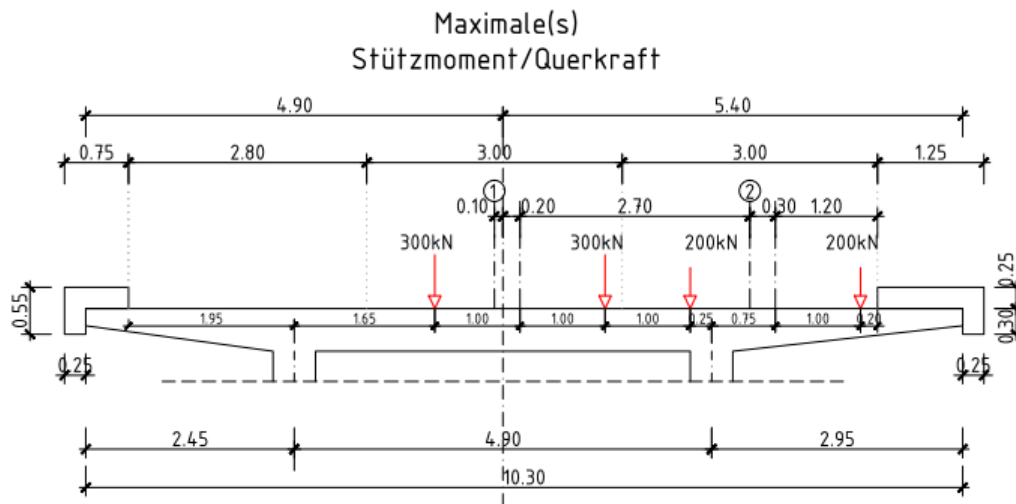


Abbildung 5.11: Aufteilung des Lastmodells 1 auf das Tragwerk jeweils in (a) Einzellasten und (b) Gleichlasten für maximales Kragmoment

(a)



(b)

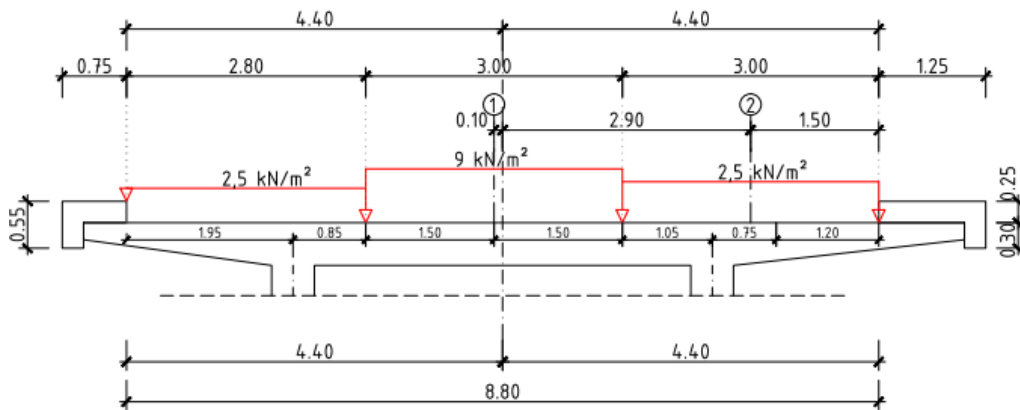
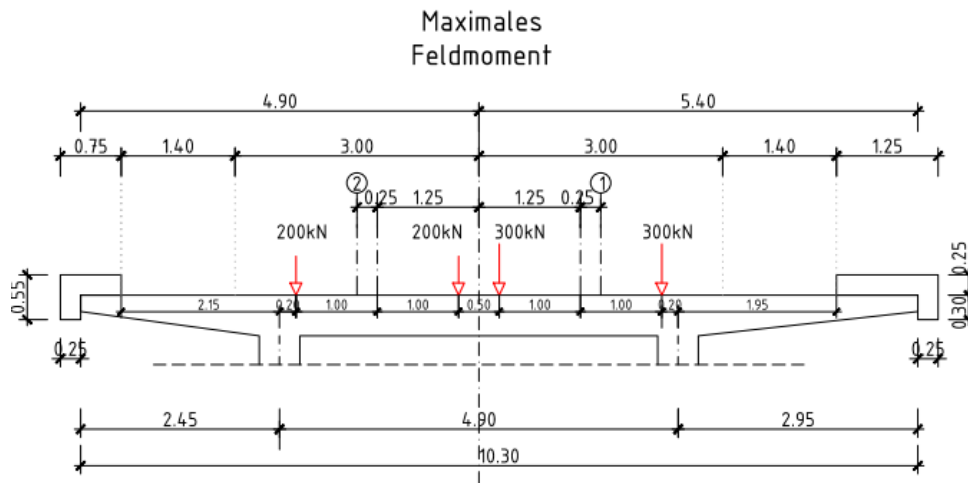


Abbildung 5.12: Aufteilung des Lastmodells 1 auf das Tragwerk jeweils in (a) Einzellasten und (b) Gleichlasten für maximales Feldmoment

(a)



(b)

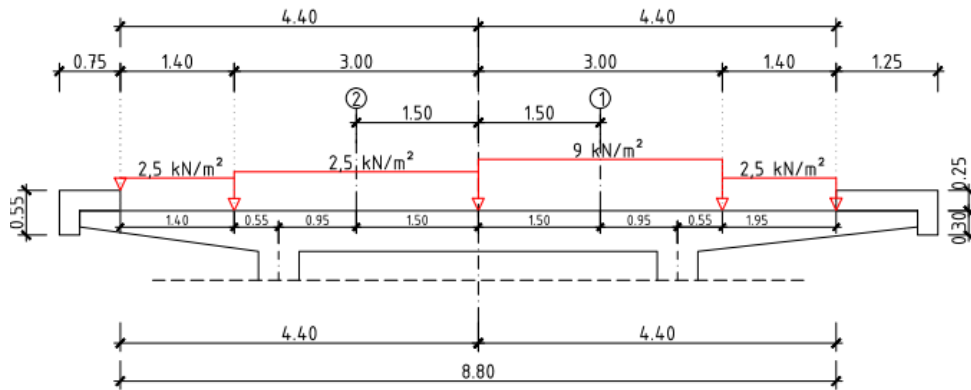


Abbildung 5.13: Aufteilung des Lastmodells 1 auf das Tragwerk jeweils in (a) Einzellasten und (b) Gleichlasten für maximales Feldmoment

LF2 : Aufbau Randbalken
Belastung [kNm], [kN/m²]

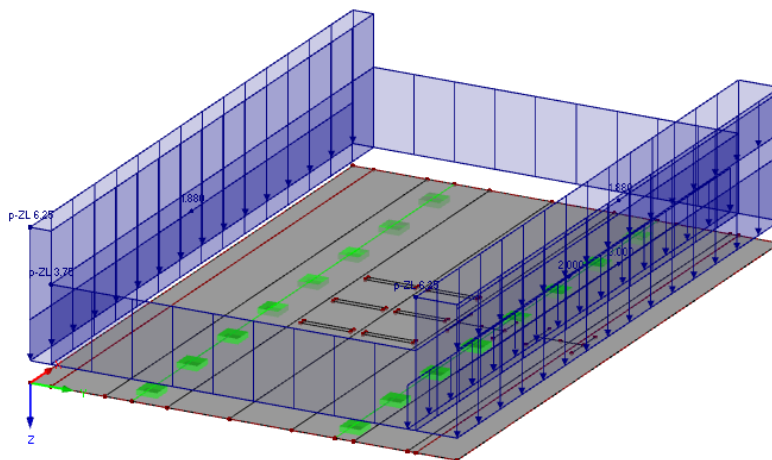


Abbildung 5.14: LF2: Ständige lasten infolge Aufbau und Randbalken

LF10 : LM1 FS1_re
Belastung [kN/m²]

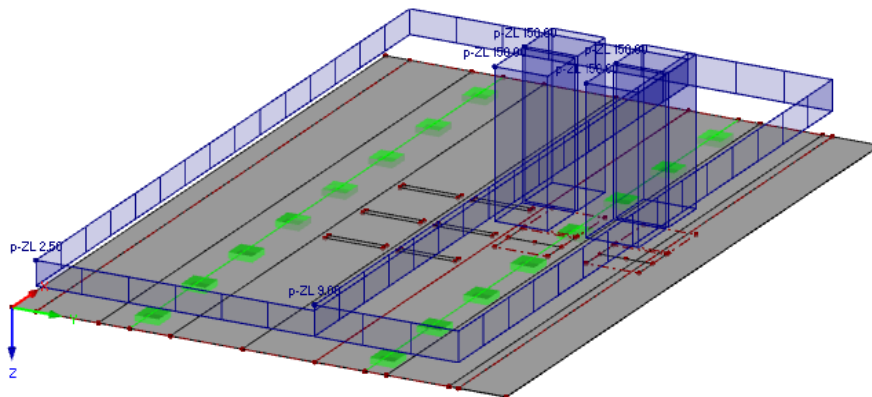


Abbildung 5.15: LF10: LM1 für maximales Stützmoment

LF11 : LM1 FS1+FS2_mittig
Belastung [kN/m²]

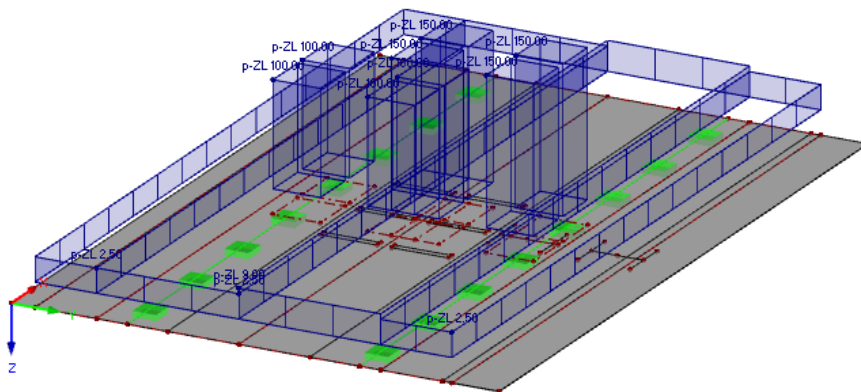


Abbildung 5.16: LF11: LM1 für maximales Feldmoment

LF21 : LM3_mittig_SFZ und Verkehr
Belastung [kN/m²]

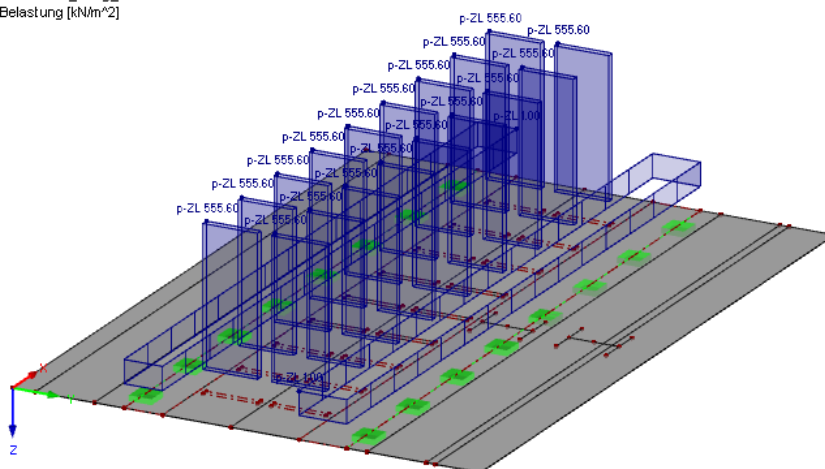


Abbildung 5.17: LF21: LM3 für maximales Feldmoment

LF22 : LM3_rechts SFZ u. Verkehr
Belastung [kNm²]

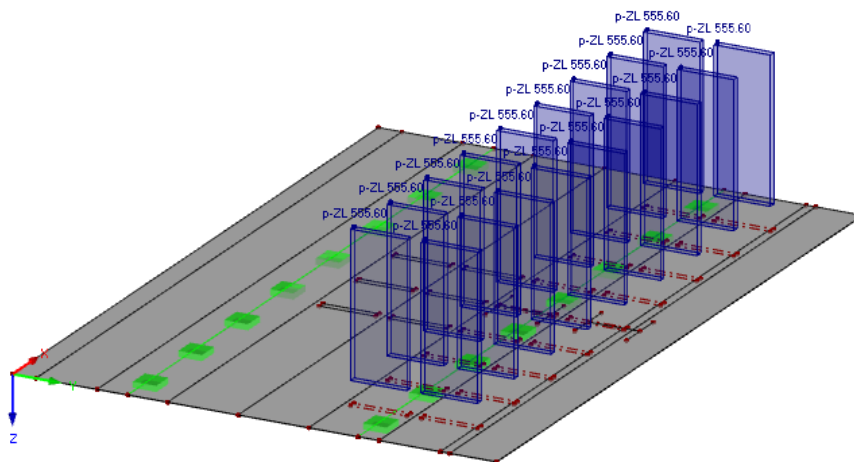


Abbildung 5.18: LF22: LM3 für maximales Stützmoment

5.5.2 Berechnung und Ergebnisse

Die Schnittgrößen und die erforderliche Bewehrungsmenge wurden mit dem Programm Dlubal RFEM ermittelt. Die Ergebnisse können Abbildung 5.21 und Abbildung 5.22 entnommen werden. Die erforderliche Flächenbewehrung zufolge Biegebeanspruchung ergab sich wie folgt:

$$a_{s,erf,Stütz,RFEM} = 30,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,erf,Feld,RFEM} = 10,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es ist hier zu beachten, dass diese Ergebnisse die Spitzenwerte des Programms abdecken. Insbesondere in den Auflagerbereichen über den Stegen führt dies zu einem deutlich höheren Bewehrungsgrad. Nach ÖN EN 1992 [21] darf eine Momentenausrundung nach dem Prinzip $|M_{I/II}| = |M_{Ed}| - |V_{Ed,li/re}| * b_{sub} * 0,5$ vorgenommen werden (Abbildung 5.19). Das minimale Stützmoment beträgt -310 kNm/m, die minimale Querkraft -309 kN/m (siehe Abbildung 5.20). b_{sup} entspricht der Stegbreite von 0,4 m. Mit dem neu ermittelten Moment $|M_I| = 248 \text{ kNm/m}$ wurde unter der Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms die erforderliche Stützbewehrung $a_{s,erf,Stütz}$ zu $22,53 \text{ cm}^2/\text{m}$ berechnet.

$$a_{s,erf,Stütz} = 22,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

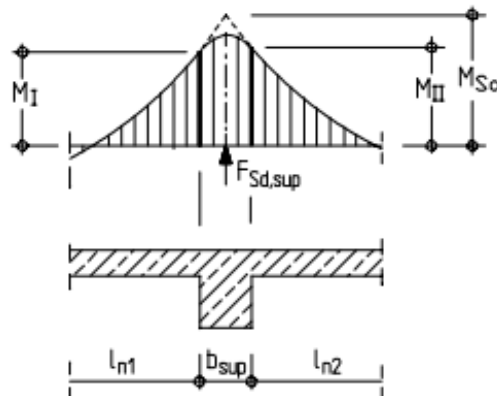


Abbildung 5.19: Momentenausrundung bei monolithischem Anschluss einer Platte

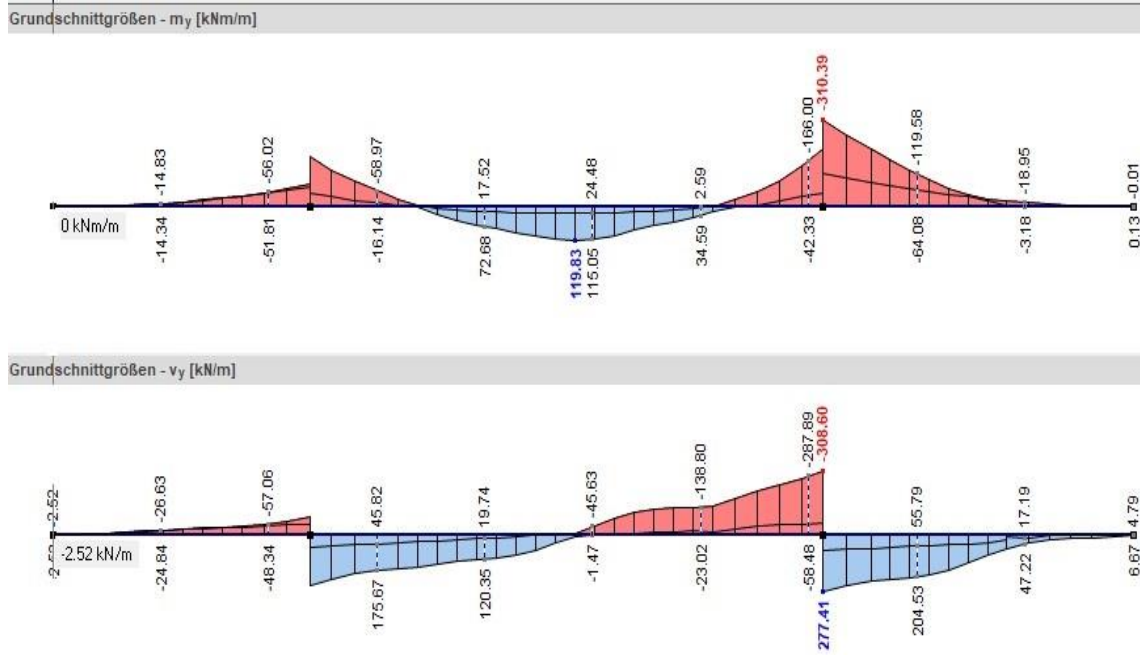


Abbildung 5.20: RFEM: Momenten- und Querkraftverlauf

RF-BETON Flächen FA1
 Stahlbeton-Bemessung
 Erforderliche Bewehrung a-s,2,-z (oben)
 Werte: a-s,2,-z (oben) [cm²/m]

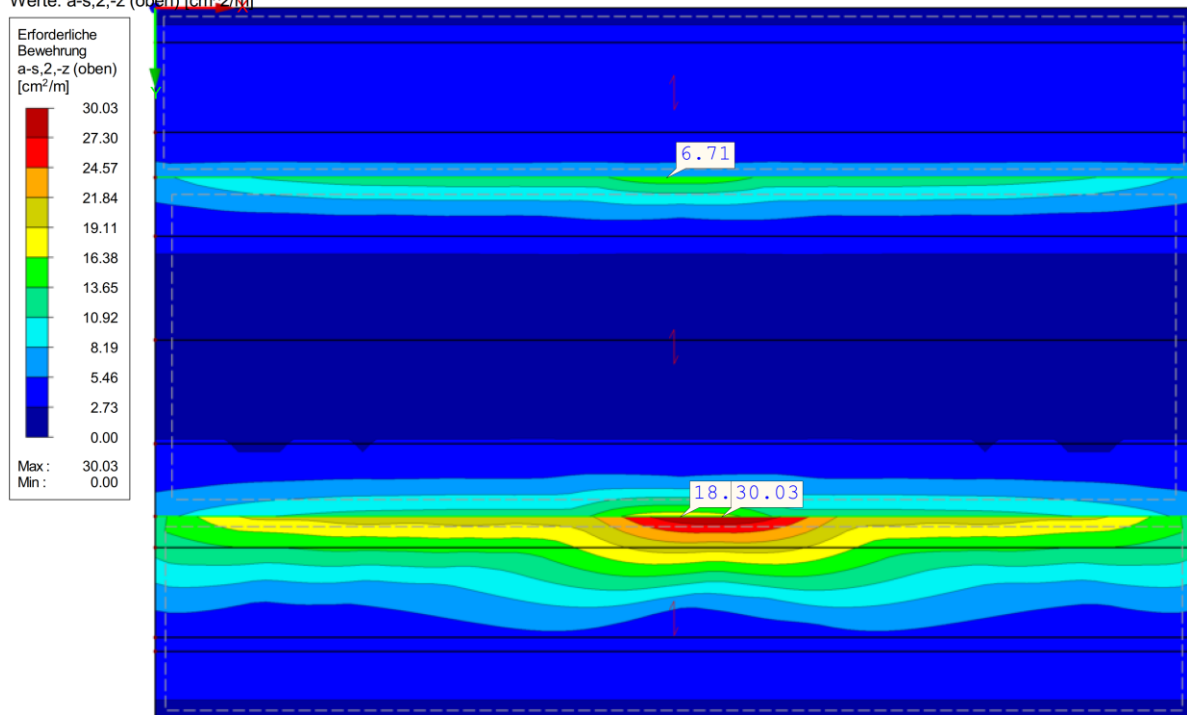


Abbildung 5.21: RF-Beton: Erforderliche Bewehrung über dem Auflager

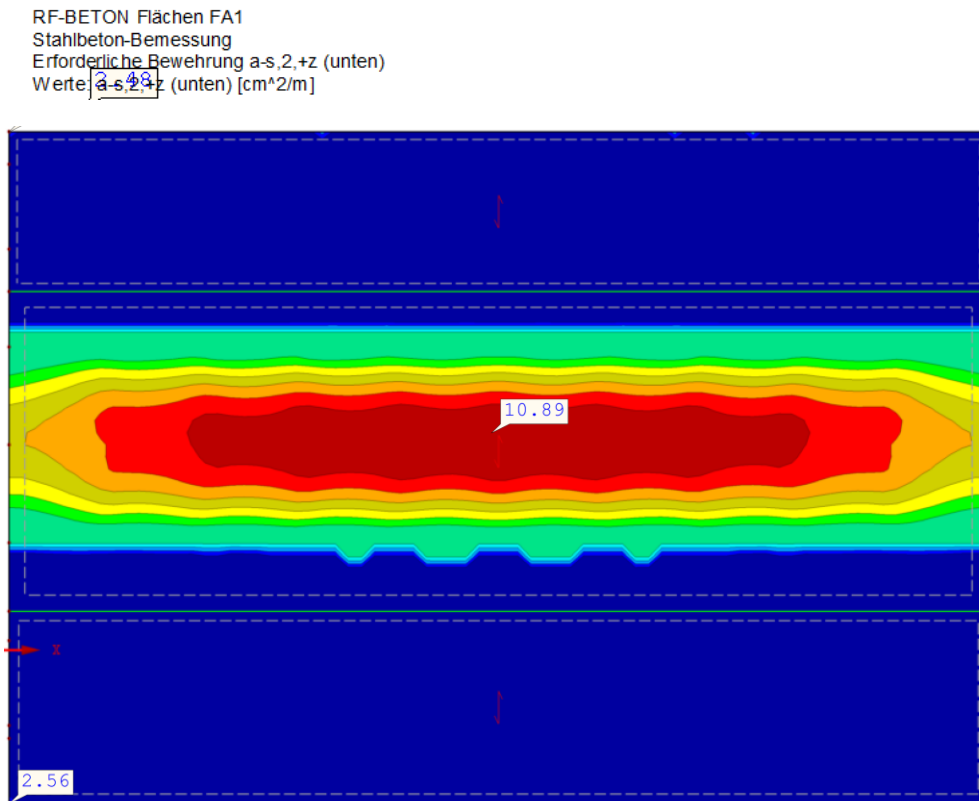


Abbildung 5.22: RF-Beton: Erforderliche Bewehrung im Feld

Für die Dimensionierung von Platten ist erfahrungsgemäß oft nicht der Tragfähigkeitsnachweis sondern der Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Verformungen am Kragarm bzw. der Rissbreitenbegrenzung infolge Zwang oder Last maßgebend. Aus diesem Grund wurden diese Nachweise zusätzlich zu der RFEM-Bemessung untersucht.

Die vertikale Verformung bei quasi-ständiger Einwirkungskombination kann nicht direkt vom Programm RFEM abgelesen werden, da dieses die Langzeitverformungen am gerissenen Querschnitt nicht berücksichtigt. Zu diesem Zweck wird das Programm ConDim herangezogen. Die Eingangswerte dafür waren die vorhandene Biegebewehrung und die maßgebenden Schnittgrößen aus RFEM. Als Richtwert für die Grenzverformung (nach Grenzwerte für den Hochbau) wurde $u_{zul} = L/150 = 2900 \text{ mm}/150 = 19,3 \text{ mm}$ angenommen. Die Durchbiegung zufolge ständigen und veränderlichen Lasten belief sich auf 27 mm (siehe Abbildung 5.23). Dabei kann die vertikale Verformung zufolge Dauerlasten (14,8 mm) in Form einer Überhöhung vorweggenommen werden. Somit verbleibt für den Endzustand eine Durchbiegung von 12,2 mm. Diese würde das Erscheinungsbild des Tragwerks nicht beeinträchtigen und stellt somit kein maßgebendes Bemessungskriterium dar.

Die Mindestzwangsbewehrung wurde mit Hilfe eines Excel-Bemessungstools der Firma Strabag [24] bemessen, welches auf DIN EN 1992-1-1 ausgelegt wurde. Nach einem Vergleich der deutschen und österreichischen Fassung dieses Normabschnitts konnten keine Differenzen festgestellt werden, die die Berechnung negativ beeinflussen würden. Unter dieser Erkenntnis wird die Heranziehung dieses Bemessungstools in der gegenständlichen Machbarkeitsstudie als akzeptabel betrachtet. Eine Überprüfung der Rissbreitenbegrenzung zufolge direkter Einwirkung nach ÖN EN 1992-2, 7.3.3 [23] erfolgte in Tabelle 5.8. Unter der Annahme einer Netzbewehrung $A_{s,vorh} = \emptyset 12/10 = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ je

Bauteilseite wurde die erforderliche Rissbewehrung zu $A_{s,min,Zwang} = 11,22 \text{ cm}^2/\text{m}$ berechnet (Tabelle 5.7, vollständige Berechnung in Anhang A, Seite 99).

Aufgrund der Zwangsbewehrung wurde somit ein Grundnetz von $\emptyset 12/10$ in beiden Richtungen gewählt. Dieses deckt die erforderliche Feldbewehrung infolge Biegung ab ($a_{s,erf,Feld} = 11,19 \text{ cm}^2/\text{m}$), die zusätzliche Stützbewehrung wird in Form von Zulagen eingelegt.

$$a_{s,gew,netz} = \emptyset 12/10 = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (oben und unten in beiden Richtungen)}$$

$$a_{s,Stütz} = \emptyset 12/10 \text{ Grundnetz} + \emptyset 12/10 \text{ Zulagen} = 22,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die erforderliche Schubbewehrung für die maximale Querkraft von -309 kN/m ergab sich zu $16,71 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (Abbildung 5.25). Die maßgebende Stelle für den Nachweis befindet sich allerdings in einem Abstand d vom Auflager mit einer Querkraft von 277 kN/m . Die dazu entsprechende Querkraftbewehrung a_{sw} beläuft sich auf $14,96 \text{ cm}^2/\text{m}^2$. Der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ beträgt 205 kN/m (siehe Anhang A, Seite 99). Eine Bügelbewehrung ist nur dort erforderlich, wo dieser Wert überschritten wird (in diesem Fall in der Nähe vom Auflager). Deswegen wird die Bewehrung nicht über die gesamte Fahrbahnbreite, sondern in einem Abstand von 1 m links und rechts von den Stegen verlegt. Die Bügelbewehrung pro Meterstreifen wurde in Form von zwei Stück nebeneinander liegenden 2-schnittigen Bügeln gewählt und ergab sich zu $a_{sw,vorh} = 2 * \emptyset 10/20 = 2 * 7,85 = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (siehe Abbildung 5.24).

Die maximale Spannung in der Platte ergibt sich über der Stütze. Diese beträgt unter häufiger Einwirkungskombination $1,03 \text{ kN/cm}^2$ (Abbildung 5.26) und ist somit kleiner als die zulässige Betondruckspannung von $1,80 \text{ kN/cm}^2$. Der Beton- und Spannungsnachweis als Platte wurde somit erbracht.

ANGABEN

Gebrauchslasten: $M =$ [kNm] $N =$ [kN]

Bewehrung: $A_{s,u} =$ [cm²] $A_{s,o} =$ [cm²]

Kriechzahl: $\phi =$

Stützweite: $L =$ [m]

Dauerlast: $p_d/p =$

System

Belastungsart

Bemessungsort

ERGEBNISSE

Rißmoment: $M_r = 55.59 \text{ kNm}$

Kurzzeit:	Dauerlasten:	$w_{p,d} = 0.67 \text{ cm} = L \div 434 = 2.841 \times w_{p,d} (1)$
	Gesamtlast:	$w_p = 2.28 \text{ cm} = L \div 127 = 5.819 \times w_p (1)$
	Verkehrslast:	$dw_q = 0.65 \text{ cm} = L \div 443 = 4.179 \times dw_q (1)$
Langzeit:	Dauerlasten:	$w_{p,d} = 1.48 \text{ cm} = L \div 196 = 6.308 \times w_{p,d} (1)$
	Gesamtlast:	$w_p = 2.70 \text{ cm} = L \div 107 = 6.907 \times w_p (1)$

Abbildung 5.23: ConDim: Durchbiegung am Kragarm

Tabelle 5.7: Erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung infolge Zwang nach Eurocode 2

vorh $A_s =$ 11,31 cm^2		\geq erf $A_s =$ 11,22 cm^2		o.k.
<u>Stahlspannungen</u> nach 7.2(5): [N/mm ²]		Beanspruchung	erf A_s / vorh A_s	Nachweis
vorh $\sigma_s =$ 185,7 \leq 550		nur Zwang	0,34	erfüllt
Rissbreitennachweis nach 7.3.2/7.3.3:			erf A_s / vorh A_s	Nachweis
Gl. 7.1: erf $A_s =$ 11,2 cm^2			0,99	nicht relevant
Gl. NA.7.5.1: erf $A_s =$ 12,3 cm^2			1,09	nicht relevant
Direkte Rissbreitenberechnung nach 7.3.4:				
Gl. 7.8:				
gew $A_s =$ 11,3 cm^2 ergibt $w_k =$ 0,20 mm			0,99	maßgebend
erf $A_s =$ 11,2 cm^2 für erf $w_k =$ 0,20 mm				

die rechnerisch kleinste A_s -Menge der Nachweise nach den Gleichungen 7.1, NA7.5.1 und 7.8 ist für den Rissbreitenachweis ausreichend !

Tabelle 5.8: Rissbreitenbegrenzung infolge direkter Einwirkung nach Eurocode 2

Begrenzung der Rissbreite inf. Belastung	
a_s , vorh	22,60 cm^2/m
M_{ch}	120,00 kNm/m
σ_{s1}	20,42 kN/cm^2
w_k	0,20 mm
$f_{ct,eff}$	3,50 N/mm^2
ϕ_s^*	20,1 mm
$\phi_{s1} = \phi_s^* f_{ct,eff} / 2,9$	24,3 mm
ϕ_{s2}	0,85 mm
$\phi_{s,max,vorh}$	12 mm
$\phi_{s,lim}$	24,3 mm ✓ $> \phi_{s,vorh}$

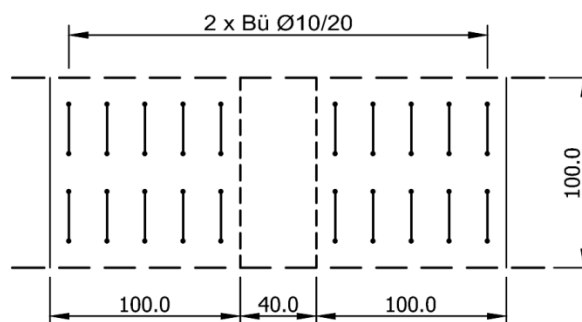


Abbildung 5.24: Skizze Schubbewehrung auf einem Meterstreifen der Fahrbahnplatte

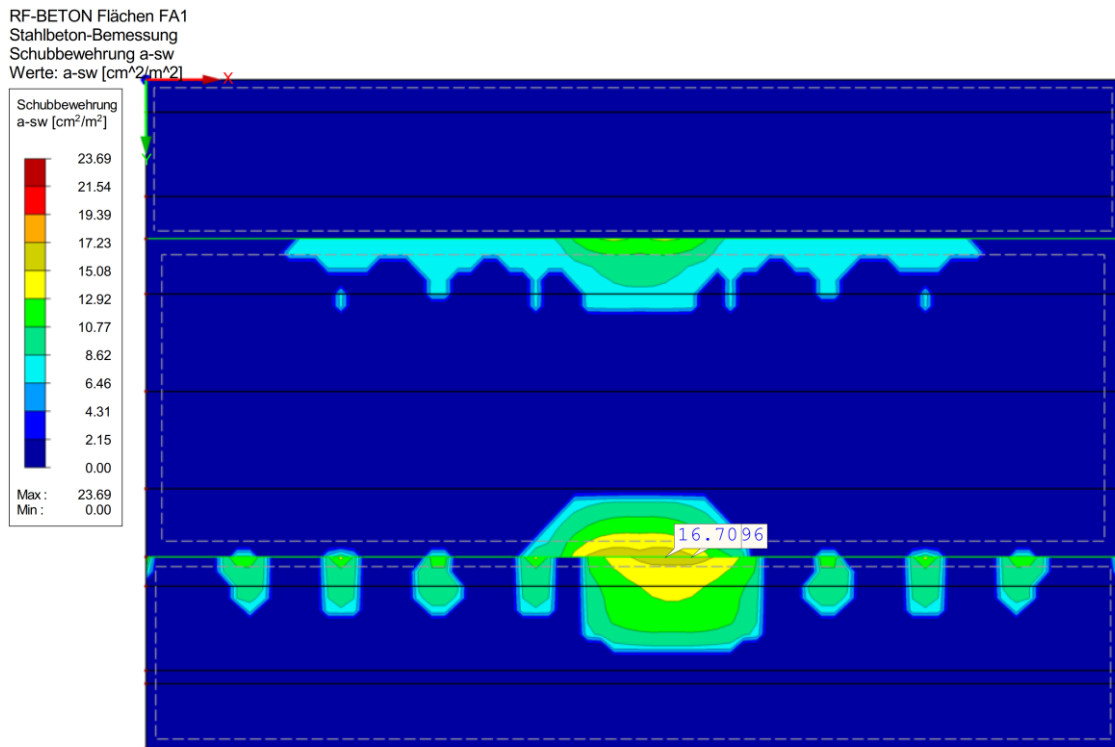


Abbildung 5.25: RF-Beton: Erforderliche Schubbewehrung

Sichtbarkeitsmodus
 Spannungen Sigma-y,+ [kN/cm²]
 Schnitte
 EK11 : SLS häufig

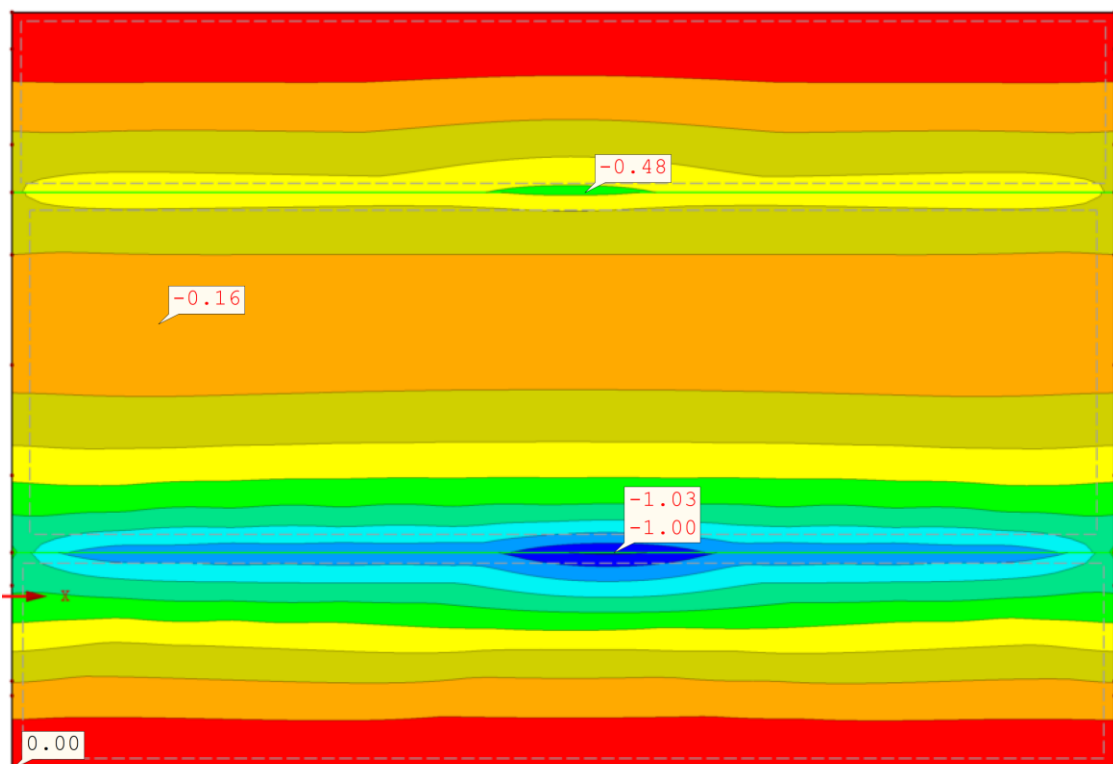


Abbildung 5.26: EK11 SLS häufig: Maximale Spannung

6 Alternativentwurf Herstellung mittels Traggerüst: Bemessung des Tragwerks in Längsrichtung

6.1 System und Modellierung

Wie schon in Kapitel 3 beschrieben, spannt sich die Brücke B 2314 beim Knoten Inzersdorf in Wien über 13 Felder und hat eine Gesamtlänge von über 500 m. Das statische System (Abbildung 6.1) entspricht einem Durchlaufträger mit drei Festpunkten in den Achsen 50, 60 und 70.

Für die Bemessung des Alternativentwurfs wurde ein repräsentativer Abschnitt der Brücke betrachtet, nämlich jener zwischen den Achsen 70 und 100, da dieser die größten Spannweiten aufweist. Die Längen wurden dabei, wie in Abbildung 6.2 dargestellt, aufgerundet. Damit die Auflagerbedingungen, Momenten- und Querkraftlinien jene des realen Systems entsprechen, wurden zusätzlich jeweils zwei Nachbarfelder links und rechts vom betrachteten Abschnitt mitmodelliert. Die Modellierung des Tragwerks erfolgte in Form eines Stabmodells mit einem konstanten Radius im Grundriss von 600 m. Damit wird gewährleistet, dass die sich daraus ergebenden negativen Effekte der Geometrie (insbesondere Torsion) berücksichtigt werden.

Da ein Kastenquerschnitt keinem Standardquerschnitt gemäß den Vorlagen in RFEM entspricht, wurde dieser mit dem Einzelprogramm für Bemessung von dickwandigen Querschnitten „DICKQ“ modelliert und in RFEM importiert. Ein Programmauszug mit den Querschnittsabmessungen und Widerständen ist in Anhang B auf Seite 100 ersichtlich. Die Lagerbedingungen der Brücke wurden mithilfe der in [7] vorgegebenen Skizzen für Prinzipialagerungen einer einfeldrigen Brücke (Abbildung 6.3) definiert. Im Gegensatz zu dem Originalentwurf wurde im gegenständlichen Alternativentwurf nur ein Fixlager definiert, die Lagerung des Gesamtmodells ist in Abbildung 6.5 abgebildet. Da sich die Brückenlager in der Realität unterhalb der Stege befinden, wurde diese Exzentrizität bei der Modellierung mithilfe starrer Kopplungsstäbe (Abbildung 6.4) realisiert.

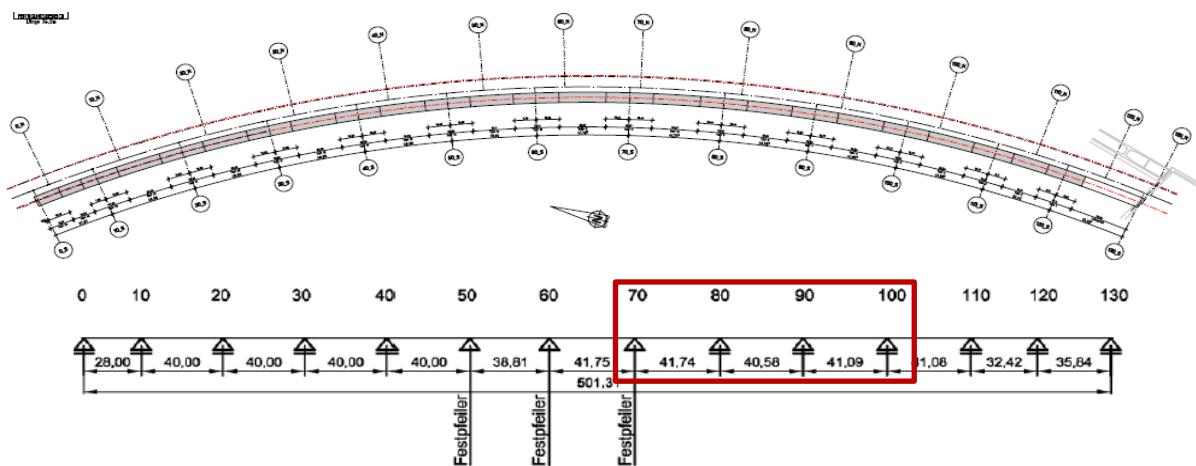


Abbildung 6.1: Statisches System Brücke B2314 [13]

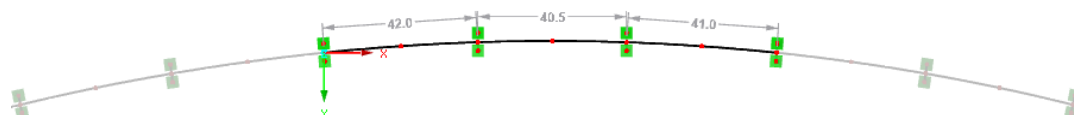


Abbildung 6.2: Statisches System des Alternativentwurfs



Abbildung 6.3: Prinziplagerung einer gekrümmten, einfeldrigen Brücke [7]

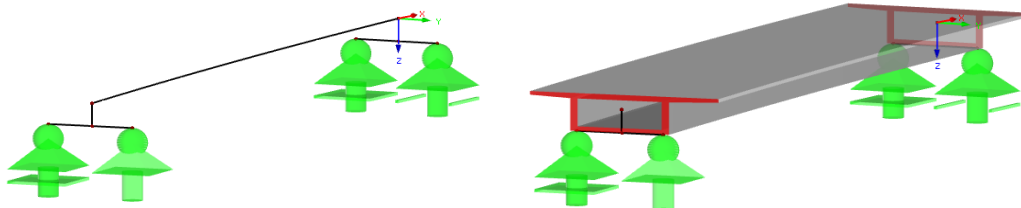


Abbildung 6.4: RFEM: Lagerung eines Brückenfelds

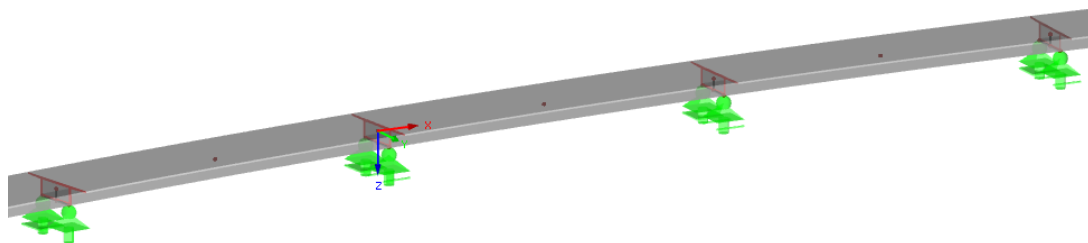


Abbildung 6.5: RFEM: Lagerung des Gesamtmodells

6.2 Lasten

Die Aufbringung der Belastung erfolgte mit den in Kapitel 5.4 angeführten Lastfällen in ungünstiger Lage für die jeweilige maximale Schnittgröße. Die ermittelten Schnittkräfte wurden anhand der Bestandstatik auf ihre Plausibilität überprüft. In den folgenden Abbildungen werden auszugsweise von Anhang B einzelne Lastfälle dargestellt, die gesamte Lastaufstellung und die weiteren Kombinationen befinden sich in Anhang B ab Seite 102.

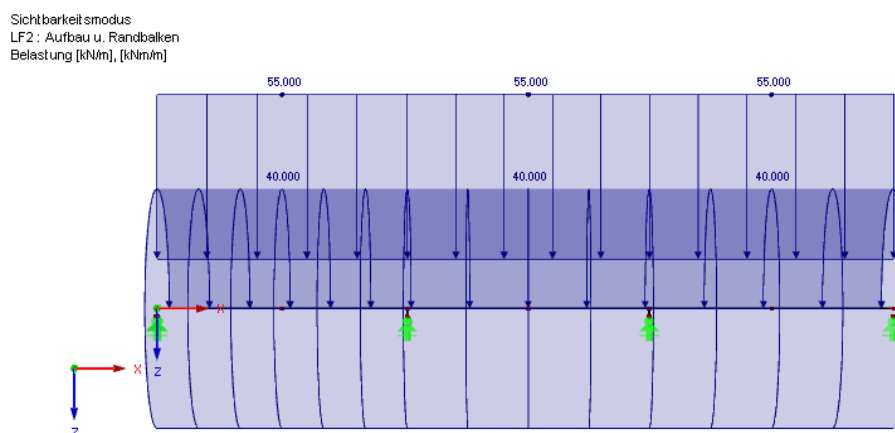


Abbildung 6.6: LF2: Aufbau und Randbalken

Sichtbarkeitsmodus
LF11 : Wind +X
Belastung [kNm/m], [kNm/m]

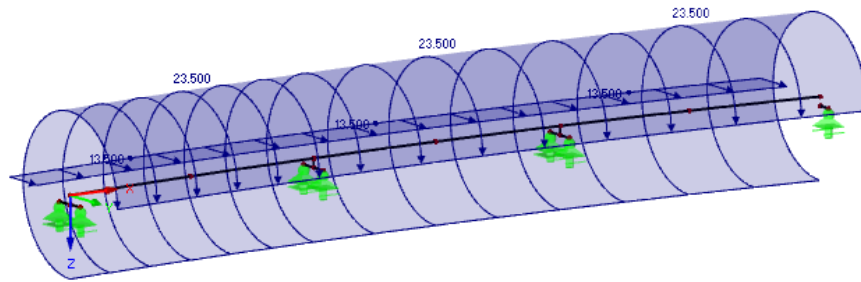


Abbildung 6.7: LF11: Wind +X [kNm/m]

Sichtbarkeitsmodus
LF20 : Temperatur +30
Belastung [°C]

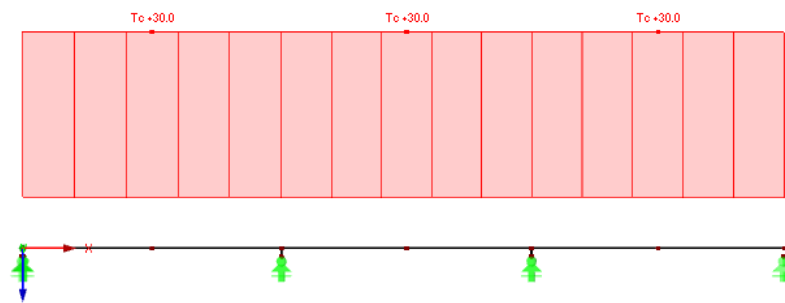


Abbildung 6.8: LF20: positive Temperatur

Sichtbarkeitsmodus
LF31 : Stützensenkung Achse 80
Belastung [mm]

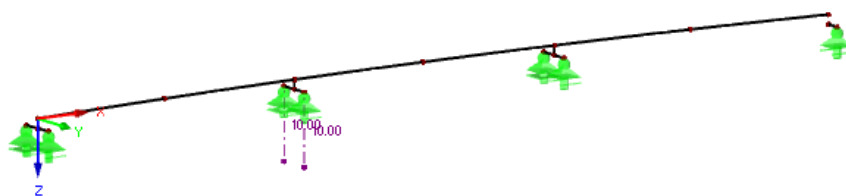


Abbildung 6.9: LF31: Stützensenkung Achse 80

Sichtbarkeitsmodus
LF90 : LM 1 Gleichlast voll 1
Belastung [kNm/m]

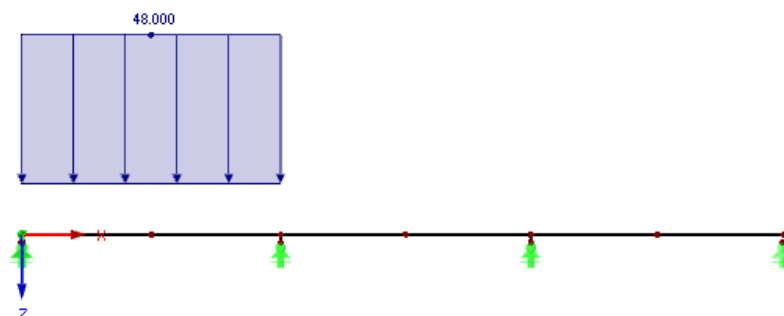


Abbildung 6.10: LF90: LM1 feldweise Belastung mit Gleichlast

Sichtbarkeitsmodus
 LF102 : vWanderlast x = 10.600 m, FA1 - Generierung von vWanderlasten auf Stäben
 Belastung [kN]

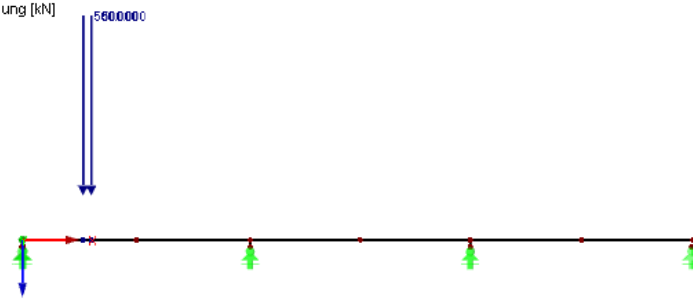


Abbildung 6.11: LF102: LM1 Einzellast als Wanderlast

Sichtbarkeitsmodus
 LF190 : LM 1 Torsion 1
 Belastung [kN/m], [kNm/m]

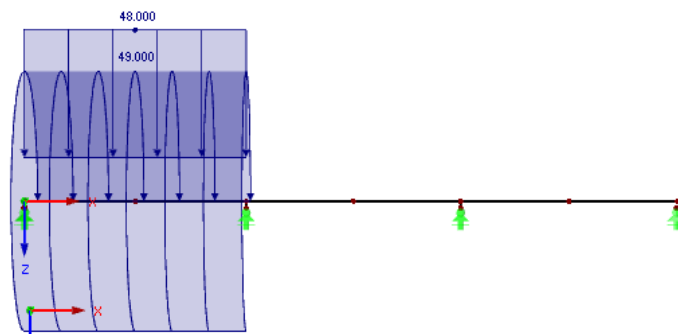


Abbildung 6.12: LF190: LM1 Feldweise Belastung für maximale Torsion

Sichtbarkeitsmodus
 LF202 : vWanderlast x = 10.600 m, FA1 - Generierung von vWanderlasten auf Stäben
 Belastung [kN], [kNm]

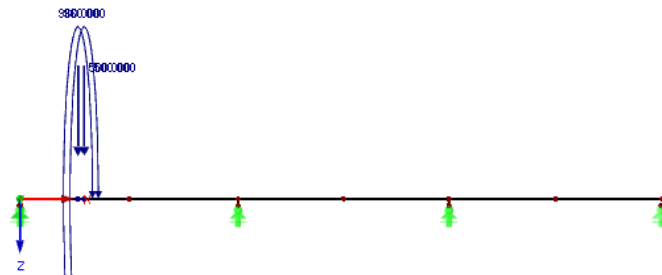


Abbildung 6.13: LF202: LM1 Einzellast als Wanderlast für maximale Torsion

Sichtbarkeitsmodus
 LF412 : vWanderlast x = 60.000 m, FA1 - Generierung von vWanderlasten auf Stäben
 Belastung [kN/m], [kN]

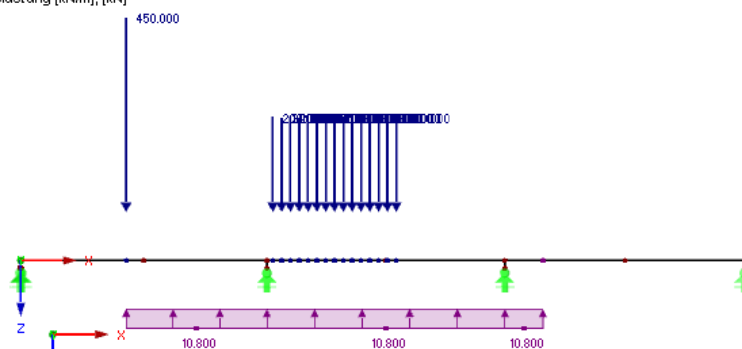


Abbildung 6.14: LF412: LM3 Einzellasten als Wandergruppe

6.3 Variante 1 (V1): Gerade Spanngliedführung mit nachträglichem Verbund

Bei dieser Spanngliedführung wird die Vorspannung dort eingesetzt wo sie tatsächlich benötigt wird – im Bereich der maßgebenden Biegemomente im Feld und im Bereich der Stütze. Es handelt sich um Spannglieder der Spezifikation Y1860S7-15.7 T6-12, die jeweils aus zwölf Litzen bestehen. Die Wahl der Spannglieder erfolgte aufgrund des im vorhandenen Projekt verwendeten Vorspannsystems, um den späteren Vergleich zu erleichtern. Sämtliche technische Spezifikationen der Spannglieder wurden der Europäischen Technischen Zulassung der Firma Dywidag entnommen [15]. Die Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern wurde gemäß Eurocode 2 [14] folgendermaßen ermittelt:

$$\sigma_{mp,0} = \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\} \quad (6.1)$$

$$\sigma_{mp,0} = \min\{0,7 * 1860 = 1302 \text{ N/mm}^2; 0,8 * 1674 = 1339 \text{ N/mm}^2\} = 1302 \text{ N/mm}^2$$

Die Vordimensionierung der erforderlichen Anzahl der Spannglieder erfolgte anhand des Dekompressionsnachweises unter quasi-ständiger Einwirkungskombination. Die Spanngliedlängen wurden grafisch ermittelt, sinngemäß gruppiert und abgestuft. Anschließend wurden diese in RF-Tendon grafisch modelliert und erneut berechnet. Nach mehreren Iterationsschritten ergab sich die optimale Spanngliedanzahl. Die genaue Vorgehensweise wird ausführlich im Kapitel 6.3.1 beschrieben. Die Spannglieder wurden jeweils in der Mittellinie der oberen bzw. unteren Gurtplatte positioniert. Die Spannkraftverluste infolge Reibung an den Verankerungsstellen (Lisenen) wurden vernachlässigt.

RF-Tendon berücksichtigt bei der Berechnung der Schrittgrößen infolge Vorspannung nur die sofortigen Spannkraftverluste aufgrund von Reibung, Verankerungsschlupf, aufgrund der elastischen Verformung des Betons und von Kurzzeitrelaxation des Spannstahls. Das bedeutet, dass in RFEM aufgebrachten Ersatzlasten für die Vorspannung nur den Zustand nach dem Vorspannen und Verankern zum Zeitpunkt $t = 0$ wiedergeben. Die Verluste aus Kriechen und Schwinden wurden erst bei der Führung der Gebrauchstauglichkeitsnachweise berücksichtigt und von der detaillierten Bemessung aus RF-Tendon übernommen.

Der Durchlaufträger stellt ein mehrfach statisch unbestimmtes System dar. Deshalb ist bei Betrachtung der Schnittgrößenverläufe zufolge Vorspannung zu beachten, dass es einen statisch unbestimmten Anteil gibt. Dieser wird zwar vom Programm berücksichtigt, wobei aber keine Aufteilung in statisch bestimmtem und statisch unbestimmtem Anteil erfolgt.

Die Vorspannung wurde in RF-Tendon an einem Bemessungsträger bestehend aus Stabnummern 1-3, 16 und 18 (siehe Abbildung 6.15, Abbildung 6.16, Abbildung 6.17) modelliert. Für die spätere Bemessung und Nachweisführung wurden jedoch nur die Stäbe 1 bis 3 herangezogen. Das Modellieren der Nachbarfelder war notwendig, um die Durchlaufwirkung des Systems zu berücksichtigen. Die Position der Spannglieder im Querschnitt ist symmetrisch bezüglich der Achse des Hohlkastens ohne Berücksichtigung der Kragarme und nicht symmetrisch bezüglich der Symmetrieachse vom Gesamtquerschnitt.

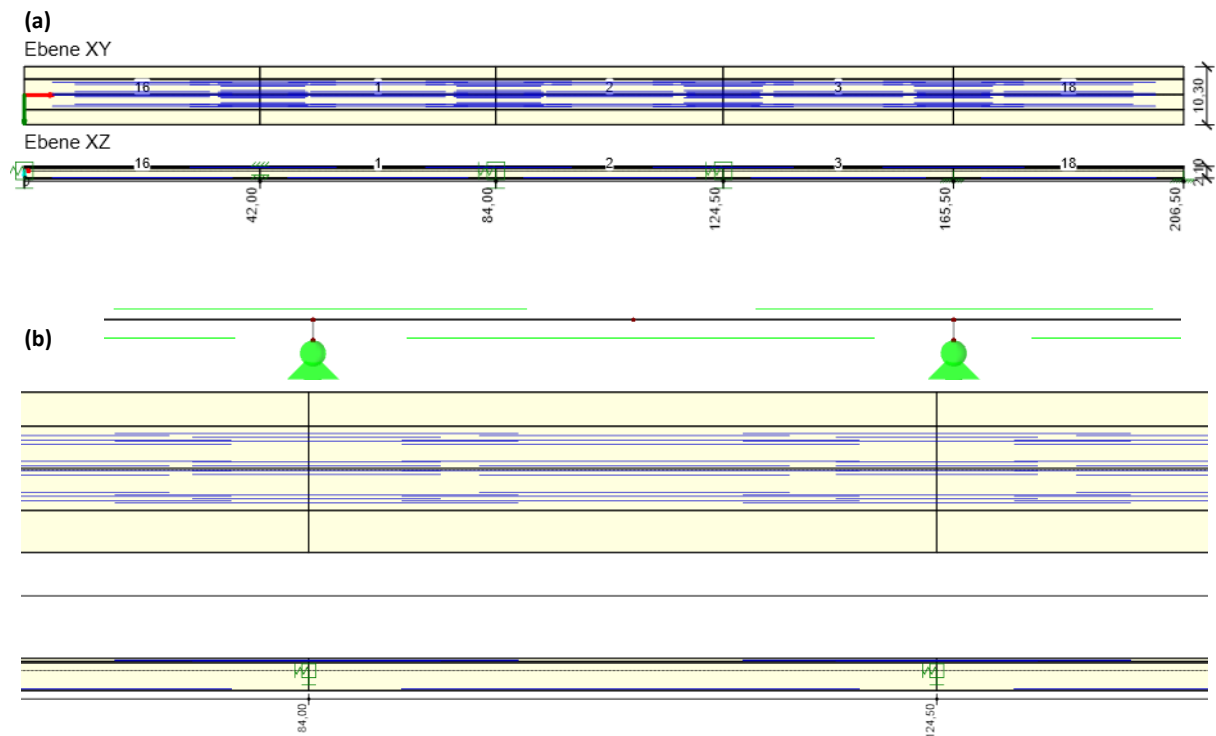


Abbildung 6.15: RF-Tendon: V1 (a) Übersicht Bemessungsträger, (b) Ausschnitt Stab 2

(a) Position 42m, über dem Auflager

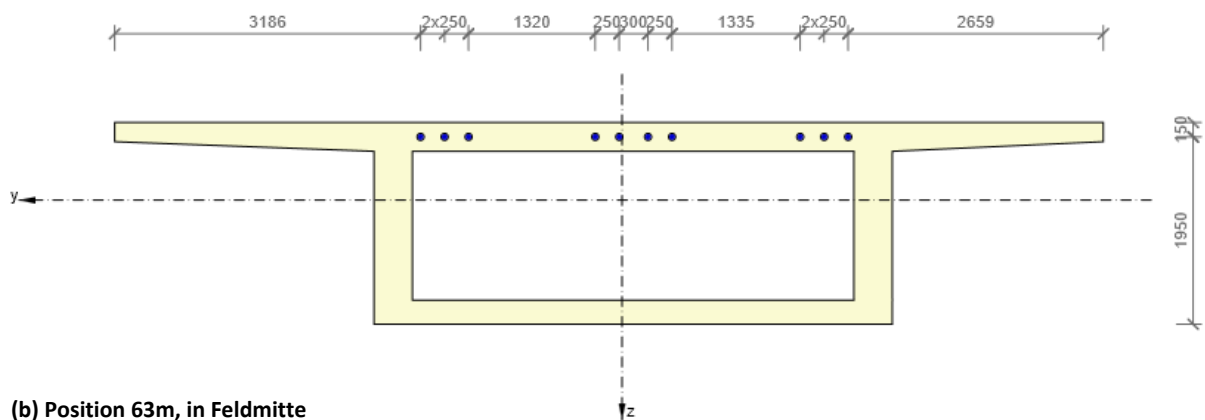


Abbildung 6.16: RF-Tendon: V1 Spanngliedführung (a) über dem Auflager und (b) in Feldmitte

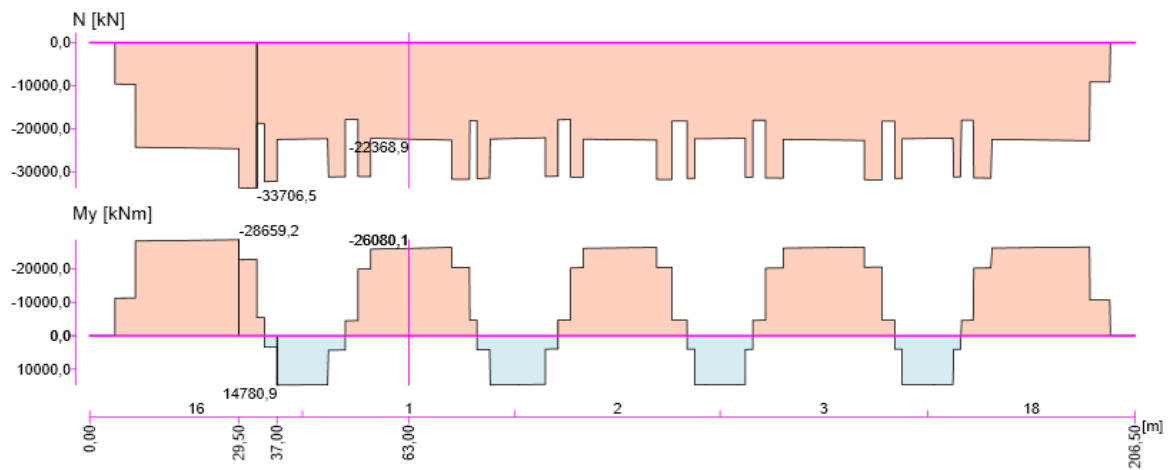


Abbildung 6.17: RF-Tendon: V1 Primäre Schnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,dir}$ [kNm]

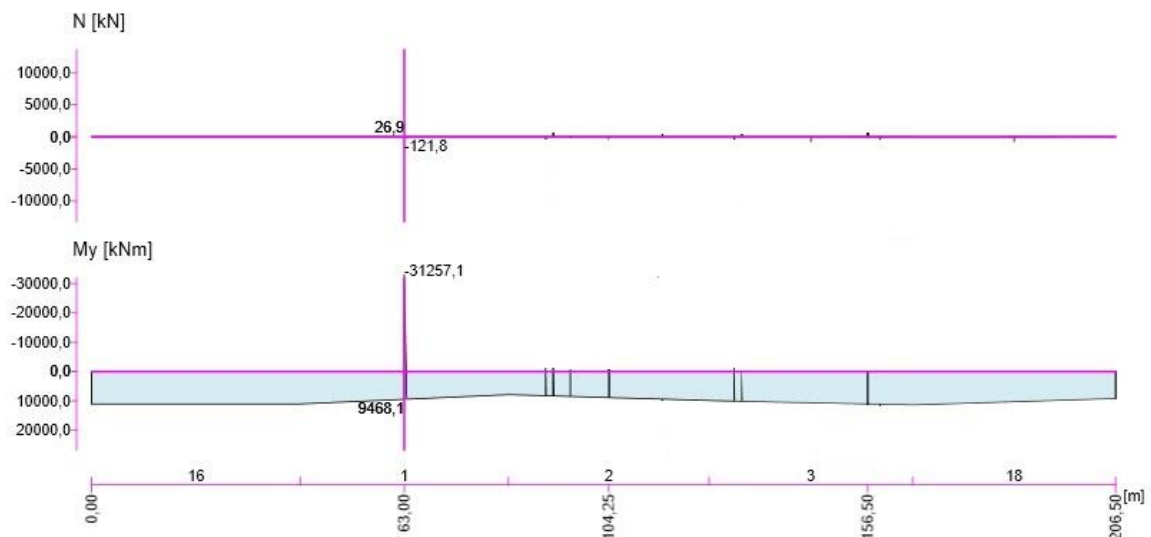


Abbildung 6.18: RF-Tendon: V1 Zwangsschnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,ind}$ [kNm]

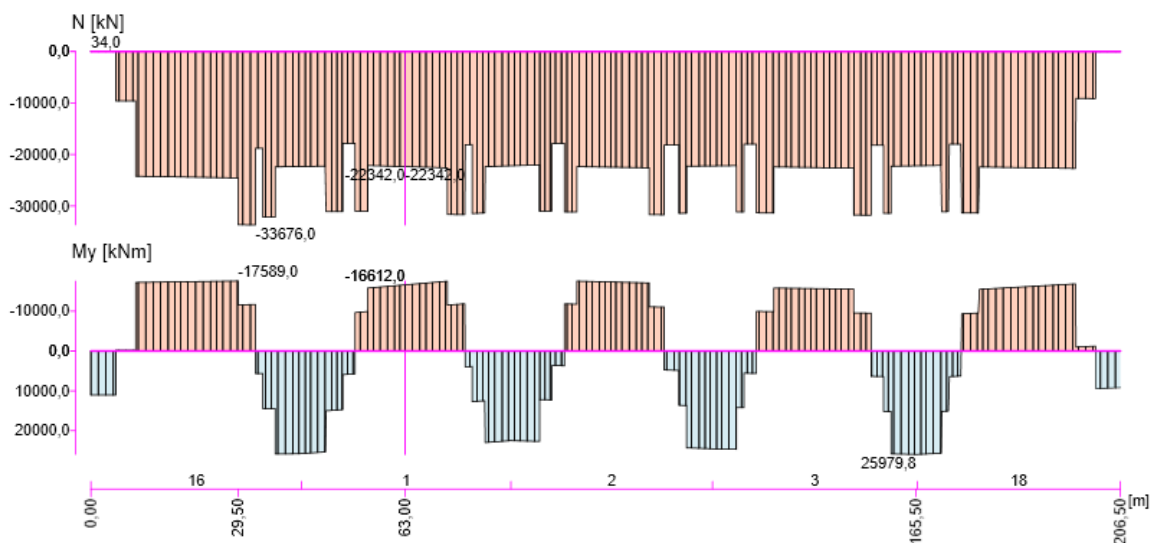


Abbildung 6.19: RFEM LF 40/RF-Tendon: V1 Gesamtschnittgrößen infolge Vorspannung: $N_{p,ges}$ [kN], $M_{p,ges}$ [kNm]

6.3.1 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Um ein über die gesamte Nutzungsdauer gebrauchstaugliches Tragwerk zu erhalten, sind gemäß Eurocode 2 [14] die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen. Darunter fallen die Begrenzungen der Spannungen, der Rissbreiten sowie der Verformungen. Da die Brücke in einem Lehrgerüstzustand hergestellt wird, sind im Rahmen dieser Untersuchung keine Bauzustände nachzuweisen. Wie schon im Kapitel 5 erwähnt, wurde hier auf mögliche Streuungen der Vorspannkkräfte verzichtet ($r_{sup} = r_{inf} = 1$ für alle Spanngliedarten). Die maßgebenden Spannungspunkte befinden sich jeweils an der obersten beziehungsweise untersten Querschnittsfaser des Tragwerks. Die ausführliche Lastaufstellung samt Schnittgrößen ist in Anhang B enthalten, Berechnung und Nachweisführung in Anhang C, hier werden nur die wichtigsten Ergebnisse angeführt.

Dekompressionsnachweis

Der Nachweis der Dekompression nach ÖNORM B 1992-2 9.2.1 [18] verlangt, dass der gesamte Betonquerschnitt innerhalb einer Distanz von 200 mm vom Rand des Spanngliedes unter quasi-ständiger Einwirkungskombination unter Druckspannungen verbleibt. Näherungsweise wird der Nachweis so geführt, dass der gesamte Querschnitt überdrückt wird. Der Nachweis der Begrenzung der Betondruckspannungen mit $\sigma_{c,qS} = 0,45 \cdot 4 = 1,8 \text{ kN/cm}^2$ ist ebenfalls zu erbringen. Wie bereits in der Lastaufstellung gezeigt, gilt für quasi-ständige Kombination von Straßenbrücken ein Beiwert von $\Psi_{2,i} = 0,3$ für alle vertikalen Einwirkungen aus Verkehr (Lastmodell 1) sowie von $\Psi_{2,i} = 0,5$ für Einwirkungen aus Temperatur und Setzungen.

Der Dekompressionsnachweis wurde bereits für die Abschätzung der Spanngliedanzahl herangezogen und wird an den maßgebenden Stellen im Feld und über der Stütze nach dem Schema $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$ geführt. Die Schnittgrößen infolge äußeren Belastungen für diesen Nachweis wurden der Kombination EK 611 (Abbildung 6.20) entnommen, die Schnittgrößen infolge Vorspannung von RF-Tendon (Abbildung 6.17, Abbildung 6.18, Abbildung 6.19). Die Ergebnisse für die späteren Nachweise wurden auf der sicheren Seite liegend aufgerundet.

Die Ermittlung der Spanngliedanzahl erfolgte in einem iterativen Prozess. In einem ersten Schritt wurde die Anzahl der Spannglieder nur infolge der primären Schnittgrößen zufolge Vorspannung bestimmt. Zu diesem Zeitpunkt waren die sekundären Zwangskräfte des statisch unbestimmten Systems noch unbekannt. Die Verluste zufolge Kriechen, Schwinden und Relaxation wurden für die Abschätzung der Spanngliedanzahl mit 20% angenommen. Diese erste Vorbemessung ergab acht Spannglieder im Feld und vierzehn über dem Auflager (Tabelle 6.1). Diese wurden in weiterer Folge in RF-Tendon modelliert. Somit erfolgte die Ermittlung der sekundären Kräfte und der tatsächlichen Verluste infolge Vorspannung. Die Spannkraftverluste ergaben einen Wert von etwa 15 %, weswegen die weiteren Spannungsnachweise mit diesem Wert geführt wurden. Der Dekompressionsnachweis wurde für den Zeitpunkt $t = \infty$ mit den Gesamtschnittgrößen ($M_{ges} = M_{p,dir} + M_{p,ind}$) nach dem Prinzip $\sigma = \frac{N+N_p}{A} + \frac{M+M_{p,ges}}{W}$ durchgeführt. Die Tabelle 6.1 fasst die Spannungsnachweise zusammen und zeigt, dass einerseits an der unteren Querschnittsfaser Zugspannungen in Größe von $0,24 \text{ kN/cm}^2$ auftreten, wodurch der Nachweis nicht erfüllt ist. An der oberen Querschnittsfaser im Stützbereich tritt eine Druckspannung von $-0,31 \text{ kN/cm}^2$ auf.

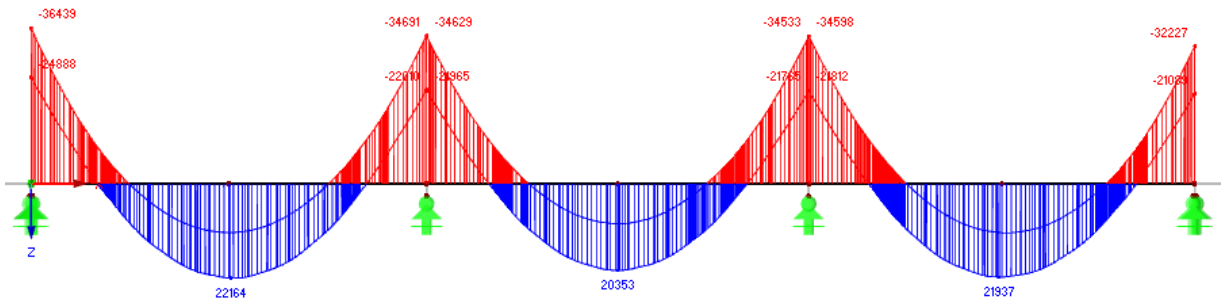


Abbildung 6.20: RFEM EK 611: SLS quasi-ständig ohne Vorspannung

Tabelle 6.1: V1 Abschätzung der Spangliedanzahl und Dekompressionsnachweis für $t = \infty$

Abschätzung der Spangliedanzahl (unten) im Feld			Abschätzung der Spangliedanzahl (oben) am Auflager		
Mqs_F	22.500	kNm	Mqs_St	-36.500	kNm
Mqs_F	2.250.000	kNcm	Mqs_St	-3.650.000	kNcm
e_SpGl_UK	12,5	cm	e_SpGl_OK	15,0	cm
ep_u	116,6	cm	ep_o	-65,9	cm
Pk,sup_F	13.549	kN	Pk,sup_St	25.200	kN
σ_o_F	-0,52	kN/cm ²	σ_o_St	0,85	kN/cm ²
σ_u_F	0,84	kN/cm ²	σ_u_St	-1,36	kN/cm ²
Pm0_F	16.936	kN	Pm0_St	31.500	kN
Ap_erf_F	132,34	cm ²	Ap_erf_St	246,15	cm ²
np_erf_F	89	Stk	np_erf_St	165	Stk
n_Spanngl_F	7,4	Stk	n_Spanngl_St	13,8	Stk
n_gew	8,0	Stk	n_gew	14,0	Stk
P_gew_t0	18.427	kN	P_gew_F	32.248	kN
P_gew_t ∞	14.742	kN	P_gew_t ∞	25.798	kN
Spannungskontrolle primär			Spannungskontrolle primär		
$\sigma_u_{ges_t0}$	-0,30	kN/cm ²	$\sigma_o_{ges_t0}$	-0,24	kN/cm ²
$\sigma_u_{ges_t\infty}$	-0,07	kN/cm ²	$\sigma_o_{ges_t\infty}$	-0,02	kN/cm ²
Dekompressionsnachweis im Feld für $t=\infty$			Dekompressionsnachweis am Auflager für $t=\infty$		
Nqs_F	-18.427	kN	N_St_Vsp	-32.248	kN
N_F_Vsp_t ∞	-15.663	kN	N_F_Vsp_t ∞	-27.411	kN
M_Vsp_dir_t ∞	-1.826.339	kNcm	M_Vsp_t ∞	1.806.368	kNcm
M_Vsp_ind_t ∞	10.000	kNm	M_Vsp_ind_t ∞	10.000	kNm
M_Vsp_ind_t ∞	1.000.000	kNcm	M_Vsp_ind_t ∞	1.000.000	kNcm
M_Vsp_ges_t ∞	-826.339	kNcm	M_Vsp_ges_t ∞	2.806.368	kNcm
Mqs_F_oVsp	22.500	kNm	Mqs_St_oVsp	-36.500	kNm
Mqs_F	2.250.000	kNcm	Mqs_St	-3.650.000	kNcm
Nqs_F	0	kN	Nqs_St	0	kN
σ_o_F	-0,62	kN/cm ²	σ_o_St	-0,31	kN/cm ²
σ_u_F	0,24	kN/cm ²	σ_u_St	-0,82	kN/cm ²

Zur möglichst wirtschaftlichen Ausnutzung des Querschnitts zufolge Vorspannung ist ein Verständnis der Wirkungsweise und der Größe der indirekten Schnittgrößen (auch Zwangsschnittgrößen genannt) elementar. Aus diesem Grund wurde die Auswirkung der Vorspannung für einen eingespannten Einfeldträger untersucht, welcher ein Innenfeld der durchlaufenden Brücke darstellt (siehe Abbildung 6.21). Da dieses System einem besseren Verständnis dienen soll, wurde hier eine schematische Darstellung gewählt, ohne auf die Querschnittsgestaltung einzugehen. Wie in Abbildung 6.21 dargestellt verursacht die untere Vorspannung beim eingespannten Träger ein positives Zwangsmoment $M_{p,ind}$, das die Momentenlinie nach unten verschiebt. Die oberen Spannglieder bewirken genau das Gegenteil: ein negatives Zwangsmoment und eine Verschiebung der Momentenlinie nach oben. In weiterer Folge wurde das in Abbildung 6.15 dargestellte System separat für die obere und untere Spangliedführung betrachtet, um die Wirkungsweise der Vorspannung auf das untersuchte System zu beobachten und diese mit dem Einfeldträger zu vergleichen. Es wurde festgestellt, dass die unteren Spannglieder ein viel höheres Zwangsmoment als die oberen verursachen. Dies ist auf den größeren inneren Hebelarm zurückzuführen. Zusätzlich ist

erkenntlich, dass die Zwangsmomente über der Stütze günstig und im Feldbereich ungünstig wirken. Somit ließ sich die Schlussfolgerung ziehen, dass die optimale Ausnutzung des Systems von der Balance zwischen der aufgebrachtten Vorspannkraft und daraus resultierenden Zwangsschnittgrößen abhängt und eine folglich iterative Berechnung verlangt.

In einem zweiten Schritt wurde mehrfach die Anzahl der Spannglieder variiert. So konnte ein optimales Verhältnis zwischen primären und sekundären Schnittgrößen und einer zeitgleichen Erfüllung des Dekompressionsnachweises in Feldmitte erzielt werden. Somit ergaben sich zehn Spannglieder sowohl über dem Auflager als auch in Feldmitte (siehe Tabelle 6.2). Für den Zeitpunkt $t = \infty$ tritt an der unteren Querschnittsfaser in Feldmitte unter quasi-ständiger Einwirkungskombination eine Zugspannung von $0,01 \text{ kN/cm}^2$, welche aufgrund der vorher aufgerundeten Schnittgrößen als zulässig betrachtet wird. Gleichzeitig bleibt der Querschnitt am Auflager mit einer Druckspannung von $-0,09 \text{ kN/cm}^2$ überdrückt. Die maßgebende Stelle zwischen Feldmitte und Auflager befindet sich im Bereich von 5 bis 11 m Entfernung von der Stütze beim Übergang von oberer zur unteren Spanngliederführung. Unter quasi-ständiger Kombination dürfen im Querschnitt auf der Seite des Spannglieds nur Druckspannungen auftreten. Auf der anderen Querschnittseite wurden die Zugspannungen maximal bis zur Betonzugfestigkeit begrenzt, damit sich der Querschnitt noch im ungerissenen Zustand I befindet. 5 m vom Auflager entfernt liegt die Vorspannung auf der oberen Querschnittsseite, somit darf mit der auftretenden Zugspannung von $0,34 \text{ kN/cm}^2$ am unteren Querschnittsrand noch im Zustand I gerechnet werden. Die geringe Spannungsüberschreitung in einem Abstand von 11 m vom Auflager ist auch legitim, da in diesem Punkt die Spannglieder in den Lisenen verankert sind und somit 30 cm über der unteren Querschnittsfaser (Nachweis an der Unterkante des Tragwerks) liegen.

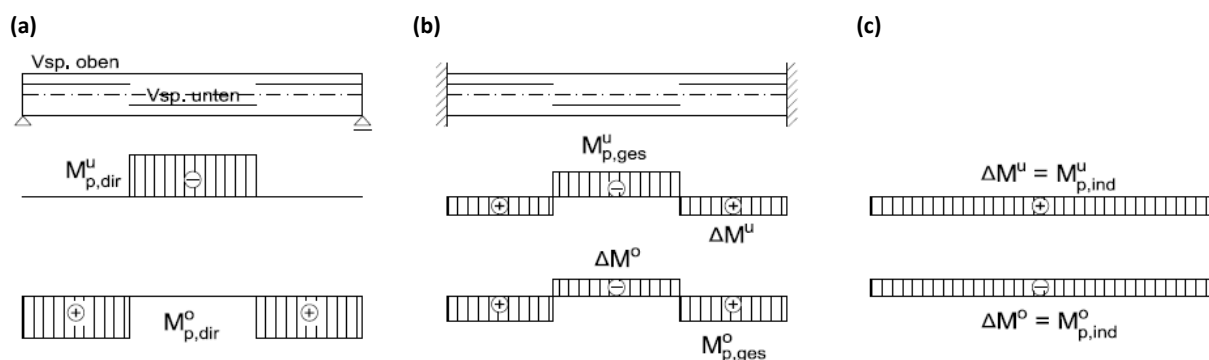


Abbildung 6.21: V1 Auswirkung der Vorspannung auf (a) einen Einfeldträger: $M_{p,dir}$ (b) einen eingespannten Träger: Gesamtschnittgrößen $M_{p,ges}$ (c) Verlauf der Zwangsmomente $M_{p,ind}$ (c)

Tabelle 6.2: V1 Endgültige Spangliedanzahl und Dekompressionsnachweis für $t = 0$, $t = \infty$

Abschätzung der Spangliedanzahl (unten) im Feld				Abschätzung der Spangliedanzahl (oben) am Auflager			
Mqs_F	22.200	kNm	... lt RFEM	Mqs_St	-36.500	kNm	
Mqs_F	2.220.000	kNcm		Mqs_St	-3.650.000	kNcm	
e_SpGl_UK	12,5	cm		e_SpGl_OK	15,0	cm	
ep_u	116,6	cm		ep_o	-65,9	cm	
Pk,sup_F	13.368	kN		Pk,sup_St	25.200	kN	
σ_o_F	-0,52	kN/cm ²	o... obere Randfaser	σ_o_St	0,85	kN/cm ²	
σ_u_F	0,83	kN/cm ²	u...untere Randfaser	σ_u_St	-1,36	kN/cm ²	
Pm0_F	16.710	kN	F...Feld St...Stütze	Pm0_St	31.500	kN	
Ap_erf_F	130,58	cm ²	Annahme: 20% Verluste	Ap_erf_St	246,15	cm ²	
np_erf_F	88	Stk	erf. Spangliedfläche	np_erf_St	165	Stk	
n_Spanngl_F	7,3	Stk	erf. Litzenanzahl	n_Spanngl_St	13,8	Stk	
n_gew	10,0	Stk	erf. Spangliedanzahl	n_gew	10,0	Stk	
P_gew_t0	23.034	kN	gewählte Spangliedanzahl	P_gew_F	23.034	kN	
P_gew_t∞	18.427	kN	nach Umsetzen der Spannkraft	P_gew_t∞	18.427	kN	
			nach Verlusten				
<u>Spannungskontrolle primär</u>				<u>Spannungskontrolle primär</u>			
$\sigma_u_{ges_t0}$	-0,60	kN/cm ²	... nach Umsetzen der Spannkraft t0	$\sigma_o_{ges_t0}$	0,07	kN/cm ²	
$\sigma_u_{ges_t\infty}$	-0,31	kN/cm ²	... nach Verlusten	$\sigma_o_{ges_t\infty}$	0,23	kN/cm ²	

Dekompressionsnachweis für t=0				Dekompressionsnachweis für t=0			
<u>In Feldmitte</u>				<u>Am Auflager</u>			
Nvsp_F_t0	-23.034	kN		Nvsp_dir_St_t0	-23.034	kN	
Mvsp_dir_F_t0	-2.685.792	kNcm		Mvsp_dir_St_t0	1.517.956	kNcm	
M_Vsp_ind_t0	10.500	kNm	... stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t0	12.000	kNm	
M_Vsp_ind_t0	1.050.000	kNcm	... stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t0	1.200.000	kNcm	
M_Vsp_ges_t0	-1.635.792	kNcm		M_Vsp_ges_t0	2.717.956	kNcm	
Mqs_F	3.800	kNm	... lt RFEM	Mqs_St	-36.500	kNm	
Mqs_F	380.000	kNcm		Mqs_St	-3.650.000	kNcm	
Nqs_F	0	kN		Nqs_St	0	kN	
σ_o_F	-0,13	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}	σ_o_St	-0,21	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}
σ_u_F	-0,89	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}	σ_u_St	-0,77	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}
<u>Maßgebende Stelle: 5-11m vom Auflager</u>				<u>Maßgebende Stelle: 5-11m vom Auflager</u>			
<u>Bei max M bei 5m</u>				<u>Bei max M bei 11m</u>			
Mqs_F	20.000	kNm	... lt RFEM	Mqs_St	12.000	kNm	
Mqs_F	2.000.000	kNcm		Mqs_St	1.200.000	kNcm	
Nqs_F	-22.000	kN		Nqs_St	-22.000	kN	
σ_o_F	-0,87	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}	σ_o_St	-0,68	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}
σ_u_F	0,34	kN/cm ²	✓ < f_{ctm}	σ_u_St	0,04	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}

Dekompressionsnachweis im Feld für t=∞				Dekompressionsnachweis am Auflager für t=∞			
Nqs_F	-23.034	kN		N_St_Vsp	-23.034	kN	
N_F_Vsp_t∞	-19.579	kN	... 15% Verluste	N_F_Vsp_t∞	-19.579	kN	
M_Vsp_dir_t∞	-2.282.924	kNcm	... 15% Verluste	M_Vsp_t∞	1.290.263	kNcm	
M_Vsp_ind_t∞	10.500	kNm	... stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t∞	12.000	kNm	
M_Vsp_ind_t∞	1.050.000	kNcm	... stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t∞	1.200.000	kNcm	
M_Vsp_ges_t∞	-1.232.924	kNcm		M_Vsp_ges_t∞	2.490.263	kNcm	
Mqs_F_oVsp	22.200	kNm	... lt RFEM	Mqs_St_oVsp	-36.500	kNm	
Mqs_F	2.220.000	kNcm		Mqs_St	-3.650.000	kNcm	
Nqs_F	0	kN		Nqs_St	0	kN	
σ_o_F	-0,59	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}	σ_o_St	-0,09	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}
σ_u_F	0,01	kN/cm ²	✗ < 0 & σ_{qs_zul}	σ_u_St	-0,79	kN/cm ²	✓ < 0 & σ_{qs_zul}

Im Zuge dieses Prozesses wurde eine grafische Ermittlung der Spangliedlänge vorgenommen. Dabei wurde mit dem Hintergedanken einer leichteren Ausführung vor Ort beachtet, dass nebeneinander liegende Spanglieder unterschiedliche Längen aufweisen, damit die notwendigen Platzverhältnisse zum Endverankern und für die Ausbildung von Lisenen gegeben sind.

Der Grundgedanke für die grafische Ermittlung der Vorspannung wurde von einer Zugkraftdeckungsline übernommen. Auf der X-Achse ist die Länge eines Brückenfeldes in [m] dargestellt, die Y-Achse gibt die aufnehmbare Zugkraft F_{RS} wieder (siehe Abbildung 6.23). Die Linie A stellt die Umhüllende aus $M_{qs}/z + N_{qs}$ und somit die einwirkende Zugkraft auf Höhe der Spanglieder

dar. Die Erhöhung der Zugkraft durch die horizontale Komponente der Druckstreben wird durch das Versatzmaß a_1 berücksichtigt, welches horizontal auf der Umhüllende aufgetragen wird. Somit wurde die einwirkende Zugkraft (Linie B) erhalten, welche von den Spanngliedern abgedeckt werden muss [25]. In weiterer Folge wurde die vorhandene Zugkraft auf die Spannglieder aufgeteilt. Infolge des reinen Moments M_{qs} aus äußeren Lasten im Feldbereich ergibt sich eine aufzunehmende Zugkraft $F_{s,max}$ von 11.500 kN. An der Stelle der maximal einwirkenden Momente wurden in Tabelle 6.2 jeweils zehn Spannglieder ermittelt. Es wurden vier Spannglieder in Längsrichtung gemeinsam abgestuft. Die aufnehmbare Zugkraft wurde im Verhältnis des Spannstahtquerschnitts durch die Formel $F_{Rs,4 SpGI} = F_{s,max} * \frac{A_{s,4 SpGI}}{A_{s,vorh}}$; $A_{s,vorh,10 SpGI} = 180 \text{ cm}^2$ umgelegt. Diese Ergebnisse wurden grafisch interpretiert und wie es in Abbildung 6.22 ersichtlich ist verfügen die zehn Spannglieder im Feldbereich über eine deutlich höhere Zugkraft als die maximal aufzunehmende Zugkraft $F_{s,max}$. Über der Stütze dagegen erreicht die Vorspannung nicht $F_{s,max}$. Dies liegt daran, dass die Spannglieder bereits die Zwangsmomente zufolge Vorspannung (und nicht nur M_{qs}) aufnehmen. Wie bereits bei den Spannungsnachweisen festgestellt, verringern die sekundären Kräfte zufolge Vorspannung das Moment über dem Auflager, vergrößern aber dafür jenes im Feldbereich, was wiederum einen Einfluss auf die Spanngliedlänge ausübt. In weiterer Folge wurden die Zwangsschnittgrößen zu den quasi-ständigen Kräften addiert. Das ergab die neue Umhüllende und somit auch die endgültigen Längen der Spannglieder (Abbildung 6.23). Um eine geringere und damit wirtschaftlichere Spannstahtmenge zu erzielen, wurde jeweils eine Abstufung im Feld und über der Stütze vorgenommen.

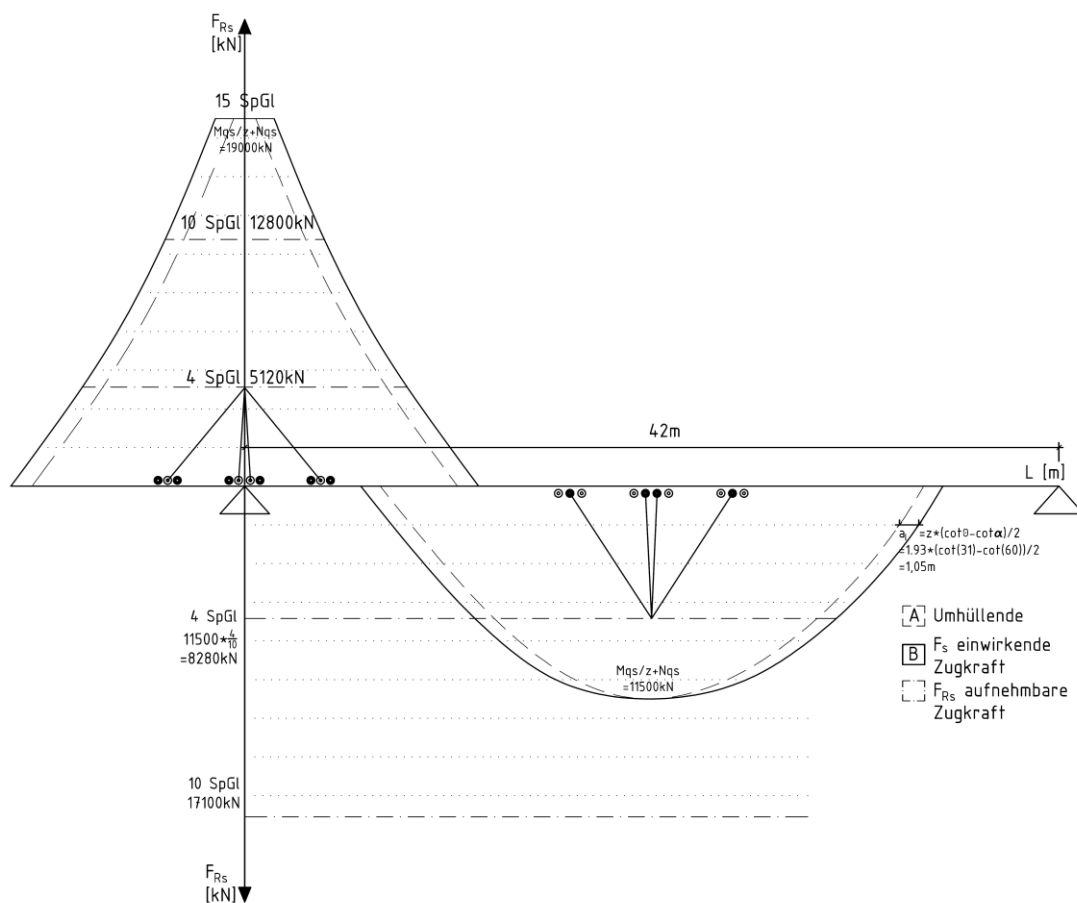


Abbildung 6.22: Grafische Ermittlung der Spanngliedlänge für $M_{qs}/z + N_{qs}$

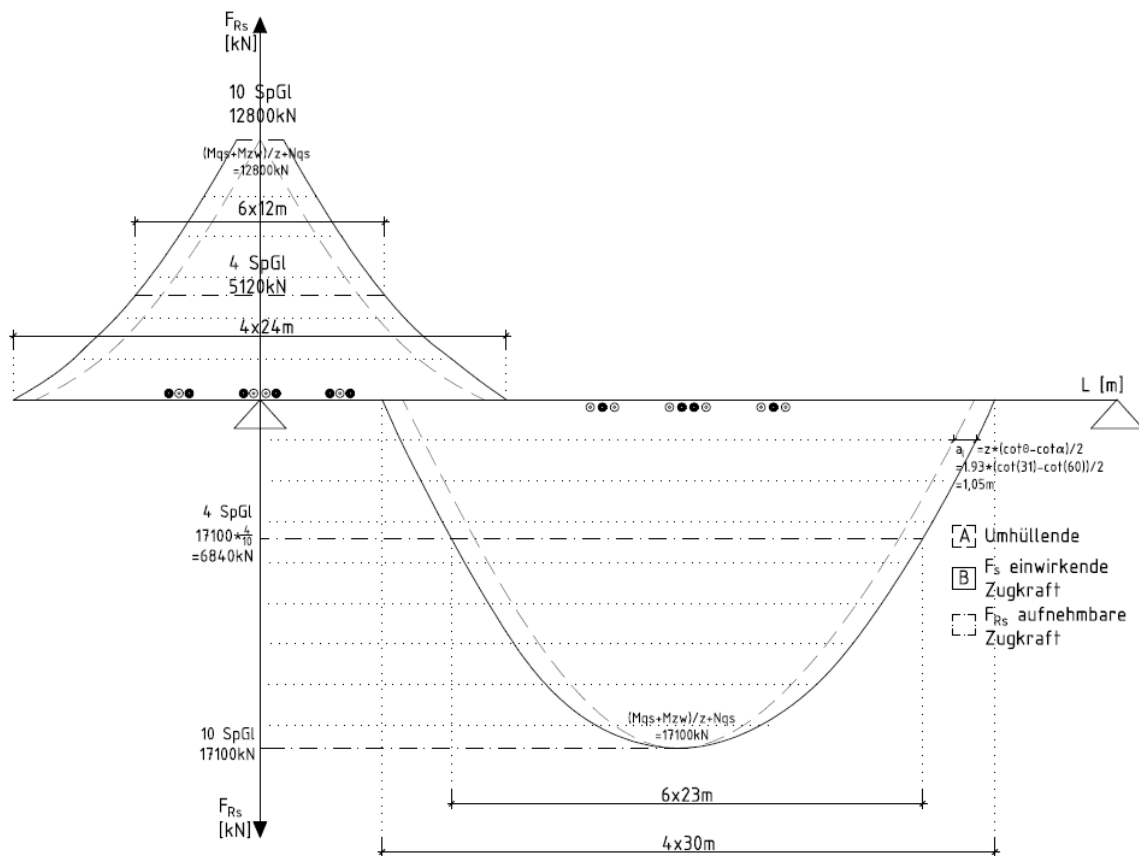


Abbildung 6.23: Endgültige Spannliedlänge für $(M_{qs} + M_{ind})/z + N_{qs}$

Weitere Spannungsnachweise

Zusätzlich zu dem Dekompressionsnachweis müssen die Betonspannungen unter charakteristischer Einwirkungskombination überprüft werden. Der Grenzwert der Betondruckspannungen beläuft sich auf $\sigma_{c,k} = 0,8 \cdot 4 = 2,4 \text{ kN/cm}^2$. Es erfolgte eine Überprüfung anhand der zulässigen Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$ in welchem Zustand (gerissen oder ungerissen) sich der Querschnitt befindet. In Abbildung 6.24 sind die Schnittgrößen infolge äußerer Einwirkungen zum Zeitpunkt $t = 0$ für die charakteristische Einwirkungskombination dargestellt. Die Kräfte zufolge Vorspannung, Verluste (15%) und Zwangsbeanspruchungen wurden extra ausgewiesen und anschließend mit den restlichen Kräften aufsummiert. Die Nachweisführung erfolgte nach demselben Prinzip wie beim Dekompressionsnachweis: $\sigma = \frac{N + N_p}{A} + \frac{M + M_{p,ges}}{W}$. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 6.3 ersichtliche.

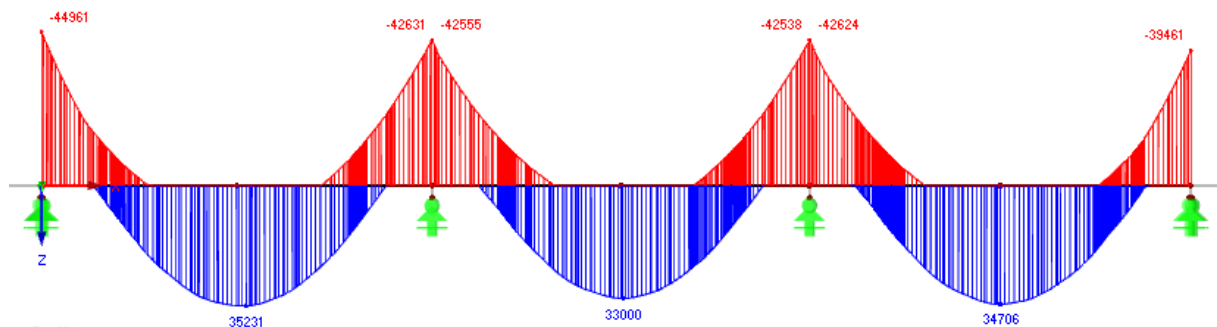


Abbildung 6.24: RFEM EK 605: SLS charakteristisch ohne Vorspannung

Tabelle 6.3: V1 SLS-Nachweis der charakteristischen Betonspannungen für Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$

Zulässige Spannungen			
σ_{ck_zul}	2,40 kN/cm ² ...	Betondruckspannung	σ_{p_max} 130,20 kN/cm ² ... Spannstahl
f_{ctm}	0,35 kN/cm ² ...	Betonzugspannung	σ_{s_max} 44 kN/cm ² ... Betonstahlszugsp.
Begrenzung der Spannungen im Feld für $t=0$		Begrenzung der Spannungen am Auflager für $t=0$	
Nvsp_F_t0	-23.034 kN	Nvsp_St_t0	-23.034 kN
Mvsp_F_t0	-1.635.792 kNcm	Mvsp_St_t0	2.717.956 kNcm
In Feldmitte		Am Auflager	
Mck_F	35.500 kNm	Mck_St	-45.000 kNm
Mck_F	3.550.000 kNcm	Mck_St	-4.500.000 kNcm
Nck_F	1.500 kN	Nck_St	1.200 kN
σ_{c,o_F}	-0,84 kN/cm ² ✓	σ_{c,o_St}	0,01 kN/cm ² ✓
σ_{c,u_F}	0,32 kN/cm ² ✓	σ_{c,u_St}	-1,06 kN/cm ² ✓
$< \sigma_{ck_zul}$		$< f_{ctm}$	
$< f_{ctm}$		$< \sigma_{ck_zul}$	
Maßgebende Stelle: 5-11m vom Auflager		Bei max M bei 11m	
Bei max M bei 5m		Mqs_St	20.000 kNm
Mqs_F	21.500 kNm ... lt RFEM	Mqs_St	2.000.000 kNcm
Mqs_F	2.150.000 kNcm	Nqs_St	-21.000 kN
Nqs_F	-21.500 kN	σ_{o_St}	-0,77 kN/cm ² ✓
σ_{o_F}	-0,80 kN/cm ² ✓	σ_{u_St}	0,27 kN/cm ² ✓
σ_{u_F}	0,31 kN/cm ² ✓	$< \sigma_{ck_zul}$	
< 0 & σ_{qs_zul}		$< \sigma_{ck_zul}$	
$< f_{ctm}$		$< \sigma_{ck_zul}$	
Begrenzung der Spannungen im Feld für $t=\infty$		Begrenzung der Spannungen am Auflager für $t=\infty$	
Nvsp_F_t ∞	-19.579 kN	Nvsp_St_t ∞	-19.579 kN
Mvsp_F_t ∞	-1.232.924 kNcm	Mvsp_St_t ∞	2.490.263 kNcm
Mck_F	35.500 kNm	Mck_St	-45.000 kNm
Mck_F	3.550.000 kNcm	Mck_St	-4.500.000 kNcm
Nck_F	1.500 kN	Nck_St	1.200 kN
σ_{c,o_F}	-0,87 kN/cm ² ✓	σ_{c,o_St}	0,13 kN/cm ² ✓
σ_{c,u_F}	0,53 kN/cm ² ✓	σ_{c,u_St}	-1,09 kN/cm ² ✓
σ_s	3,02 kN/cm ² ✓	σ_s	0,74 kN/cm ² ✓
$< \sigma_{ck_zul}$		$< f_{ctm}$	
$< f_{ctm}$ ZUSTAND II !		$< \sigma_{ck_zul}$	
$< \sigma_{s_max}$		$< \sigma_{s_max}$	

Tabelle 6.4: V1 SLS-Nachweise im gerissenen Querschnitt (Zustand II)

Zustand II		
As1	110 cm ²	... schlaffe Bewehrung
Ap	180 cm ²	... Spannstahlmenge
Ages	290 cm ²	
b	1030 cm	... Breite der Druckzone
dp	197,5 cm	... Hebelarm Vorspannung
d	206 cm	... Hebelarm Bewehrung
d_m1	9 cm	
empt0	0,00694133	... Vordehnung Spannstahl
$\Delta\epsilon_p$	0,00037887	... Zusatzdehnung Spannstahl
es1	0,00041782	... Dehnung Bewehrung
χ	0,907	... $\Delta\epsilon_p/es1$
dr	200,9 cm	... $(\chi \cdot A_p \cdot dp + A_{s1} \cdot d) / (\chi \cdot A_p + A_{s1})$
ρ	0,0014013	... Zugbewehrungsgrad
$\alpha_s \cdot Z_I$	5,714	... E_s/E_c
$E_{c,eff}$	1489 kN/cm ²	... $E_c / (1 + \eta(\infty, t_0))$
$\varphi(\infty, t_0)$	1,35	... RF-Tendon
$\alpha_s \cdot Z_{II}$	13,43	... $E_s/E_{c,eff}$
$\alpha_s \cdot \rho$	0,019	
N	-18079,10 kN	... Ned+Np
Mges	4.486.970 kNcm	... Med+Mp+Mp,zw-Ned(dr-zo)-Np(dr-dp)
N*dr/M	0,810	
ξ	0,15	Diagramm
ζ	0,950	
x_II	30,14 cm	
σ_{s1_II}	19,87 kN/cm ² ✓	$< \sigma_{s_max}$
es1_II	0,993 ‰	$< 2,39\text{‰}$
σ_{c2_II}	-0,22 kN/cm ² ✓	$< \sigma_{ck_zul}$
ec2_II	-0,149 ‰	$< 3,5\text{‰}$
Begrenzung der Rissbreite inf. Belastung im Zustand II		
σ_{s1_II}	19,87 kN/cm ²	
wk	0,20 mm	
fct,eff	3,50 N/mm ²	
ϕ_s^*	21,3 mm	
$\phi_{s_1} = \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9$	25,7 mm	
ϕ_{s_2}	4,29 mm	
$\phi_{s_max_vorh}$	16 mm	
ϕ_{s_lim}	25,7 mm	✓ $> \phi_{s_vorh}$

a) Reine Biegung
b) Längsdruckkraft

Querschnitt, Bezeichnungen Dehnungen Spannungen, res. Kräfte Einwirkungen Überlagerung

$b_i = \lambda \cdot b_{eff}$

$h_i/d = 30/200,9 = 0,15; b_{eff}/b_w = 7,25 \rightarrow 5; \text{Annahme } \lambda = 1$

h_i/d										b_{eff}/b_w									
0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0			
$\xi = x/d$										$100 \cdot \lambda =$									
0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	100	100	100	100	100	100	100			
0,50	0,44	0,39	0,33	0,28	0,22	0,17	0,11	0,06	0,01	99	99	99	99	99	99	98			
0,50	0,44	0,38	0,31	0,25	0,19	0,13	0,06	0,01	0,00	97	96	95	95	95	94	94			
0,50	0,43	0,36	0,29	0,21	0,14	0,07	0,01	0,00	0,00	95	92	90	89	89	88	87			
0,50	0,42	0,33	0,25	0,17	0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	87	81	77	75	73	71	70			
0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	83	75	70	66	64	62	60			
0,50	0,33	0,17	0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	79	69	62	58	55	53	50			
0,50	0,25	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	75	62	55	50	46	44	40			
0,50	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	71	58	47	42	37	34	30			

Die auftretenden Zugspannungen in Tabelle 6.3 stellen im Endzustand kein Problem dar, da eine durchgehende Bewehrung in der oberen bzw. unteren Gurtplatte vorhanden ist. Unter Einhaltung des Grenzwertes f_{ctm} ist eine Berechnung im Zustand I (ungerissener Querschnitt) zulässig. Aufgrund der ungünstigen Wirkung der Zwangsmomente im Feldbereich kommt es hier zu einer Überschreitung der zulässigen Zugfestigkeit des Betons ($0,53 \text{ kN/cm}^2$). Das bedingt eine zusätzliche Untersuchung auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts (Zustand II, Tabelle 6.3). Die Ermittlung der Spannungen muss in diesem Fall unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit, jedoch bei Erfüllung der Verträglichkeit der Dehnungen erfolgen. Ein wesentlicher Unterschied zu der Vorgehensweise im Zustand I ist, dass das Superpositionsprinzip bei gleichzeitig einwirkenden Moment und Normalkraft nicht mehr gilt. Das bedeutet, dass die Spannungen nicht überlagert werden dürfen und somit eine Bemessung nach Tabellenwerken nach [26] erfolgen muss. Die Berechnung erfolgte in Tabelle 6.3 unter der Berücksichtigung der ermittelten Bewehrung (Kapitel 6.3.2) inklusive Spannstahl und der neuen Druckzonenhöhe nach der Rissbildung. Es ist ersichtlich, dass die vorhandene Zugspannung von etwa 20 kN/cm^2 die zulässige Betonstahlspannung nicht überschreitet und somit alle Spannungsnachweise für das Tragwerk erbracht sind.

Begrenzung der Rissbreite

Die Begrenzung der Rissbreiten ist in ÖN EN 1992-2, 7.3 [23] geregelt und muss einerseits für Risse infolge Zwang und andererseits für Risse infolge direkter Einwirkung (äußere Beanspruchungen) nachgewiesen werden. Wie schon in Tabelle 5.6, Kapitel 5.4.3 dargestellt liegt der Grenzwert der Rissbreite w_{max} bei $0,2 \text{ mm}$.

- Risse infolge Zwang

Für die Dimensionierung von plattenförmigen Tragwerksteilen (obere/untere Gurtplatte, Stege) ist oft nicht der Tragfähigkeitsnachweis sondern der Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Rissbreitenbegrenzung infolge Zwang maßgebend. Deswegen wurde hier überprüft, ob die im folgenden Kapitel 6.3.2 ermittelte Bewehrung dafür ausreichend ist. Anbei werden nur die Endergebnisse angeführt, die ausführliche Bemessung befindet sich in Anhang C auf Seite 130. Tabelle 6.5 und Tabelle 6.6 zeigen, dass die vorhandene Bewehrung sowohl in der unteren Gurtplatte als auch in den Stegen den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung erfüllt. Die Rissbreitenbeschränkung der Deckplatte wurde bereits im Kapitel 5.5.2 dargestellt.

Tabelle 6.5: V1 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für untere Gurtplatte

vorh $A_s =$ 20,11 cm^2		\geq erf $A_s =$ 10,80 cm^2		o.k.
<u>Stahlspannungen nach 7.2(5):</u>		Beanspruchung	erf A_s / vorh A_s	Nachweis
vorh $\sigma_s =$ 87,0	\leq 550 $[\text{N/mm}^2]$	nur Zwang	0,16	erfüllt
<u>Rissbreitenachweis nach 7.3.2/7.3.3:</u>			erf A_s / vorh A_s	Nachweis
Gl. 7.1:		erf $A_s =$ 10,8 cm^2	0,54	maßgebend
Gl. NA.7.5.1:		erf $A_s =$ 13,1 cm^2	0,65	nicht relevant
} die rechnerisch kleinste A_s -Menge der Nachweise nach den Gleichungen 7.1, NA7.5.1 und 7.8 ist für den Rissbreitenachweis ausreichend !				
Gl. 7.8:				
gew $A_s =$ 20,1 cm^2 ergibt $w_k =$		0,06 mm	0,54	nicht relevant
erf $A_s =$ 10,8 cm^2 für erf $w_k =$		0,20 mm		

Tabelle 6.6: V1 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für Stege

vorh $A_s =$ 20,11 $\text{cm}^2 \geq$ erf $A_s =$ 14,15 cm^2 o.k.					
<u>Stahlspannungen</u> nach 7.2(5):		[N/mm ²]	Beanspruchung	erf $A_s /$ vorh A_s	Nachweis
vorh $\sigma_s =$ 117,3 \leq 550			nur Zwang	0,21	erfüllt
<u>Rissbreitennachweis nach 7.3.2/7.3.3:</u>			erf $A_s /$ vorh A_s	Nachweis	} die rechnerisch kleinste A_s -Menge der Nachweise nach den Gleichungen 7.1, NA7.5.1 und 7.8 ist für den Rissbreitennachweis ausreichend !
Gl. 7.1:		erf $A_s =$ 14,6 cm^2	0,72	nicht relevant	
Gl. NA.7.5.1:		erf $A_s =$ 14,1 cm^2	0,70	maßgebend	
<u>Direkte Rissbreitenberechnung nach 7.3.4:</u>					
Gl. 7.8:					
gew $A_s =$ 20,1 cm^2 ergibt $w_k =$ 0,10 mm			0,71	nicht relevant	
erf $A_s =$ 14,3 cm^2 für erf $w_k =$ 0,20 mm					

- Risse infolge direkter Einwirkung

Die Begrenzung der Rissbreite infolge direkter Einwirkung erfolgte nach ÖN EN 1992-2, 7.3.3 [23] ohne direkte Berechnung unter Einhaltung des Grenzdurchmessers ϕ_s der Bewehrungsstäbe. Zur Bestimmung von ϕ_s wurden die Betonstahlspannungen für den gerissenen Querschnitt in Feldmitte nach Tabelle 6.4 herangezogen. Der Grenzdurchmesser ist bei Lastbeanspruchung folgendermaßen zu modifizieren:

$$\phi_s = \phi_s^* * \frac{\sigma_s * A_s}{4 * (h - d) * b * 2,9} \geq \phi_s^* * \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (6.2)$$

$$\phi_s^* = \frac{6 * w_k * f_{ct,eff} * E_s}{\sigma_s^2} \quad (6.3)$$

Dabei wurde ϕ_s^* nach (6.3) mit der Stahlspannung $\sigma_s = 19,87 \text{ kN/cm}^2$ zu 21,3 mm ermittelt. Mit der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$ ergab sich der Grenzdurchmesser zu 25,7 mm. Somit ist dieser größer als der maximal vorhandene Stabdurchmesser von 16 mm und der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite ist eingehalten (siehe auch Tabelle 6.4).

6.3.2 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgten für den Endzustand zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter der maßgebenden Einwirkungskombination an den ungünstigsten Stellen: über dem Auflager und in Feldmitte.

Biegung und Normalkraft

Die Querschnittsnachweise im GZT der Biege- und Normalkrafttragfähigkeit wurden mithilfe des Programms INCA2 geführt. Die einwirkenden Schnittgrößen wurden dafür dem Programm Dlubal RFEM entnommen (siehe Abbildung 6.25). Diese wurden dann im betrachteten Querschnitt samt Vorspannung in INCA2 modelliert und somit wurde die zusätzliche schlaffe Bewehrung bestimmt. Die internen Spannglieder mit nachträglichem Verbund wurden in INCA2 durch Definition einer Vordehnung ϵ_p berücksichtigt. Für die Ermittlung der eventuell erforderlichen Bewehrung wurde Betonstahl B550 B verwendet, der in INCA2 der Bewehrungsgruppe 1 zugeordnet wurde.

Damit sichergestellt wird, dass das Programm INCA2 die richtigen Ergebnisse für die Bemessung liefert, wurde eine händische Bemessung für ein allein wirkendes Stützmoment von - 60.500 kNm vorgenommen. Es erfolgte zunächst eine Ermittlung des Widerstandsmoments M_{Rd} und der zusätzlichen schlaffen Bewehrung mithilfe vom Block-Diagramm nach [27]:

$$\varepsilon_{py} = \frac{F_p - P_{m\infty}}{A_p * E_p} = \frac{26.202 - 22.271}{180 * 19500} = 0,00112$$

$$F_p = A_p * f_{pd} = 26202 \text{ kN} \quad (6.4)$$

$$P_{m\infty} = P + A_p * \sigma_{p,c+s+r,t} = F_p * (1 - \text{Verluste}) = 26202 * 0,85 = 22.271 \text{ kN}$$

$$x_{B,lim,p} = \frac{2,8 * d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} = \frac{2,8 * 195}{3,5 + 1,12} = 118,2 \text{ cm}$$

$$x_{B,p} = \frac{A_p * f_{pd}}{b * f_{cd}} = \frac{26202}{540 * 2,67} = 18,2 \text{ cm} \quad (6.5)$$

$$M_{Rd} = x_B * b * f_{cd} * (d_p - 0,5 * x_B) = 48710 \text{ kNm} < M_{Ed} \rightarrow \text{schlafte Bewehrung}$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 * d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 * 205}{700 + 478} = 94 \text{ cm}$$

$$M_{Ed,s1} = M_{Ed} + F_p * (d - d_p) = 63.120 \text{ kNm}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{Ed,s1}}{b * f_{cd}}} = 22,6 \text{ cm} \quad (6.6)$$

$$A_{S1} = \frac{x_B * b * f_{cd} - A_p * f_{pd}}{f_{yd}} = 134 \text{ cm}^2$$

Demzufolge ergab sich eine erforderliche schlaffe Bewehrung $A_{s1,erf}$ von 134 cm². Diese stimmt in der Größenordnung mit dem Ergebnis von INCA2 $A_{s1,erf} = 142 \text{ cm}^2$ (Anhang C Seite 132) überein. Aufgrund dieser Übereinstimmung werden die Ergebnisse des Programms INCA2 als plausibel erachtet und es wird für die weiteren Querschnittsbemessungen herangezogen.

Die Berechnung der Brücke im Endzustand erfolgte über eine manuelle Eingabe der einwirkenden Kräfte in INCA2 unter Berücksichtigung der vorhandenen Vorspannsituation. Zusätzlich zu den in Abbildung 6.25 dargestellten ULS-Schnittgrößen wurden noch die Zwangskräfte infolge Vorspannung (siehe Tabelle 6.2) berücksichtigt. Auf diese Weise ergab sich im Stützbereich durch die günstige Wirkung der Zwangsmomente eine schlaffe Bewehrung $A_{s,erf}$ von 15 cm², wohingegen im Feldbereich, wo sich diese negativ auswirken, eine schlaffe Bewehrung von $A_{s,erf} = 103 \text{ cm}^2$ erforderlich war. Die Spannungsverteilung über den Querschnitt sowie die einwirkenden Kräfte im Feldbereich sind in Abbildung 6.26 ersichtlich, die restlichen Ergebnisse sind in Anhang C auf Seite 132 zu finden.

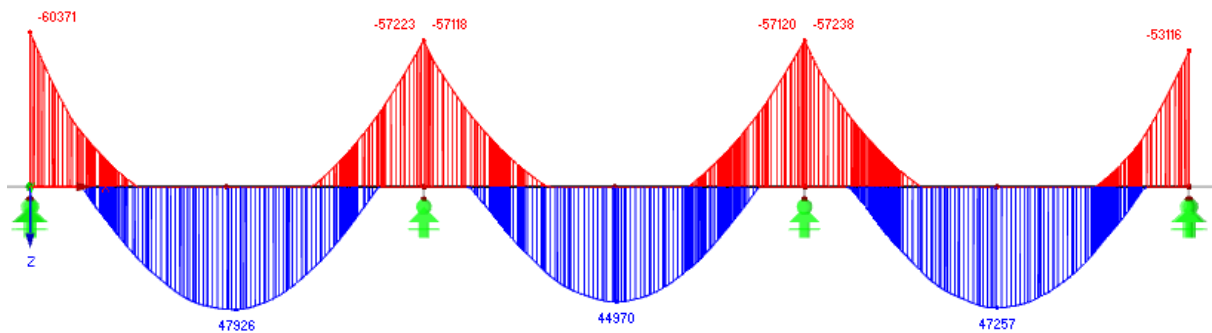


Abbildung 6.25: RFEM EK 510: Schnittgrößen ohne Vorspannung im GZT

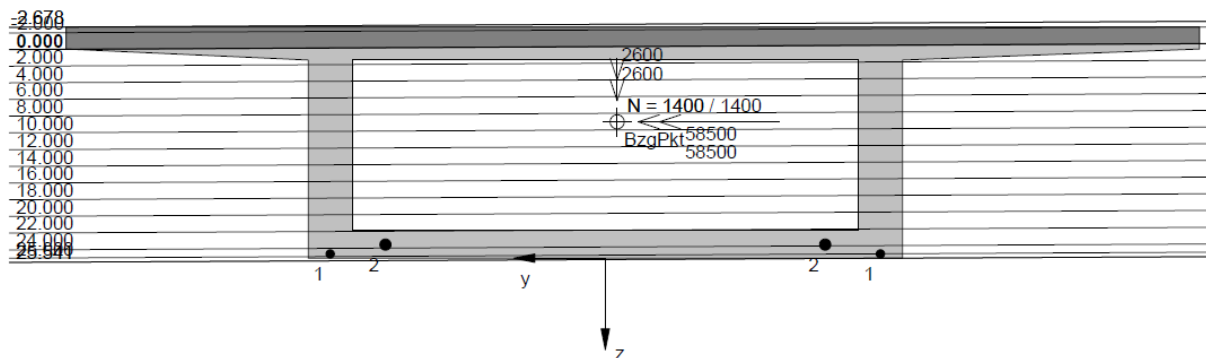


Abbildung 6.26: V1 INCA2: Spannungsverteilung in Feldmitte

Querkraft und Torsion

Die Breite der Stege und somit die Geometrie des Querschnitts werden von der Querkrafttragfähigkeit bestimmt. Daher erfolgte eine Abschätzung bereits in einem früheren Entwurfsstadium. Da sich die Spannglieder im vorliegenden Tragwerk nicht in den Stegen befinden, leisten sie keinen Beitrag zur Abtragung der Querkräfte. Die Geometrie der Brücke selbst hat eine negative Auswirkung: durch den vorgegebenen Krümmungsradius im Grundriss wird der Querschnitt bereits durch sein Eigengewicht auf Torsion beansprucht.

Bei gleichzeitiger Wirkung von Querkraft und Torsion ist der Nachweis für die kombinierte Beanspruchung zu führen. Die Torsionssteifigkeit des Querschnitts ist sehr hoch, da es sich hier um einen geschlossenen Hohlkasten handelt. Für die Aufnahme der Torsionsbeanspruchung schreibt der Eurocode 2 eine umlaufende Bewehrung (meistens in Form einer Bügelbewehrung) vor. Zusätzlich ist eine Torsionslängsbewehrung zu bemessen und der Nachweis der Betondruckstreben zu führen. In den folgenden Berechnungen werden die erforderliche Bügelbewehrung und die Tragfähigkeit der Betondruckstreben der Stege ermittelt, da diese die maßgebenden Querschnittselemente infolge kombinierter Beanspruchung darstellen. Diese Einschränkung wird im Rahmen der gegenständlichen Machbarkeitsstudie als ausreichend erachtet.

Die Norm ÖN EN 1992-2 [23] empfiehlt bei kastenförmigen Querschnitten eine separate Bemessung jeder Wand infolge einer kombinierten Beanspruchung. Die Abbildung 6.27 zeigt die Sinnhaftigkeit dieser Vorgabe. Die Neigung θ der Betondruckstreben darf hierbei identisch angenommen werden.

Die resultierenden Schnittgrößen aus Querkraft V_{ed} und Torsionsmoment M_T wurden direkt den RFEM-Ergebnissen entnommen. Das Torsionsmoment wurde dabei durch die Anwendung der 1. Bredtschen Formel $V_{ed,t} = \frac{M_T}{2 \cdot A_k} \cdot z$ in eine Kraft umgerechnet. Der innere Hebelarm wird mit z

bezeichnet, A_k gibt die von den Mittellinien der Hohlkastenwände eingeschlossene Fläche an. In der Querkraft infolge Vorspannung wurden bereits die 15% Verluste aus Kriechen und Schwinden berücksichtigt. Der Nachweis der Betondruckstreben $V_{Rd,max}$ und die Ermittlung der erforderlichen Bügelbewehrungsfläche A_{sw} erfolgte gemäß Eurocode 2 [14] mit den folgenden Formeln:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.7)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta \quad (6.8)$$

$$a_{sw,erf} = \frac{A_{sw}}{s}$$

Die Berechnung ergab unterschiedliche Werte für die erforderliche Schubbewehrung $a_{sw,erf}$ in beiden Stegen. Die ausgewählte Flächenbewehrung in der Form von zweischnittigen Bügeln ist in Tabelle 6.7 ersichtlich.

Die ermittelte Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde jener im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gegenübergestellt. Die Endergebnisse samt ausgewählter Flächenbewehrung wurden in Tabelle 6.8 zusammengefasst. Die gesamte Bewehrungs- und Spanngliedsituation der Variante 1 ist in Abbildung 6.28 in Form einer Bewehrungsskizze dargestellt. Diese zeigt der halbe Querschnitt mit der entsprechenden Bewehrung jeweils im Feld- und Stützbereich.

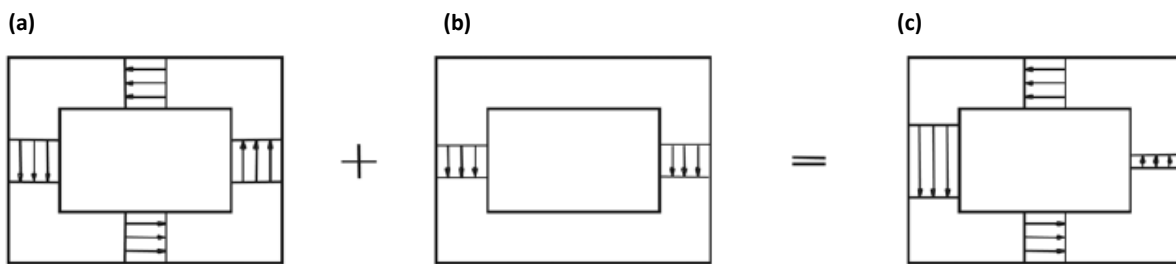


Abbildung 6.27: ÖN EN 1992-2, Bild 6.104 Innere Spannungsüberlagerung in den verschiedenen Wänden eines Kastenquerschnittes für (a) Torsion, (b) Querkraft und (c) Kombination [23]

Tabelle 6.7: V1 ULS-Nachweis Querkraft und Torsion

Querkraft und Torsion			
		links	rechts
	t_steg		40 cm
	Ved		9.500 kN
	Neigung der Betondruckstrebe		31,0 °
	Ved,je Steg	4.750	4.750 kN
	Vrd,max je Steg		5.618 kN
	Med,T		5.500 kNm
	Mrd,T		56.962 kNm
	Ved,T je Steg	-542	542 kN
	Ved,vsp,t∞		100 kN
	Ved,vsp,t∞ je Steg	50	50 kN
	Ved,gesamt	4258	5.342 kN
	Ausnutzung Betondruckstrebe	76	89 %
	asw,min, je Steg		3,56 cm²/m
	asw,erf, je Steg	29,4	36,9 cm²/m
	asw_gewählt	Ø14/10	Ø16/10
		30,8	40,2 cm²/m

Tabelle 6.8: V1 Übersicht Bewehrung

Bauteil	$a_{\text{erf,SLS}}$ [cm ² /m]	$a_{\text{erf,ULS}}$ [cm ² /m]	Gewählte Bewehrung [cm ² /m]
Obere Gurtplatte Zulagen über Auflager in Querrichtung	11,22	11,19	Ø12/10 = 11,31 Ø12/10 = 11,31
Untere Gurtplatte	10,80	19,74	Ø16/10 = 20,11
Steg rechts	14,15	40,2	Ø16/10 = 40,21
Steg links	13,03	30,8	Ø14/10 = 30,79

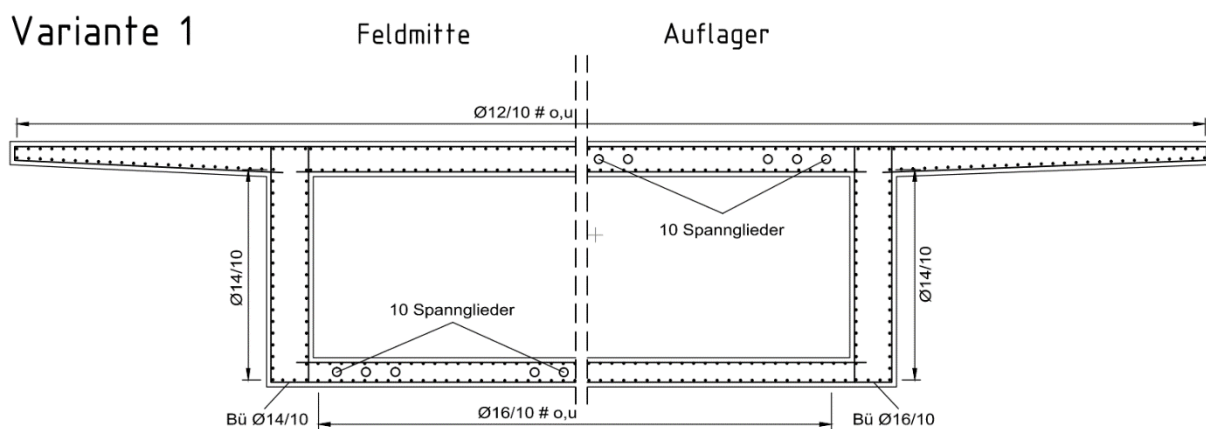


Abbildung 6.28: V1 Bewehrungsskizze Variante 1

6.3.3 Massenermittlung

Nach der Fertigstellung des Entwurfes wurde für den Endzustand eine Massenermittlung durchgeführt. Diese bezieht sich auf den Regelbereich der Brücke (Achsen 10-100, Endfelder ausgenommen) auf einer Länge von 365 m und zeigt, dass insgesamt 2085 m³ Beton für den Bau von Variante 1 des Alternativentwurfes erforderlich sind. Eine wichtige Anmerkung dabei ist, dass die Querschnittsfläche die Betonmenge für Lisenen und Verankerungen nicht einschließt. Diese Masse wurde aber in der Gesamtbetonmenge mit einem Aufschlag von 5% miteinberechnet. Die Stahlmenge beläuft sich auf 387 t, wovon 329 t auf schlaife Bewehrung und 58 t auf Spannstahl entfallen. Der mittlere Bewehrungsgehalt für den Regelbereich beträgt 158 kg/m³ und ist nur auf die schlaife Stahlmenge bezogen. Die Übersicht ist in Tabelle 6.9 zu sehen.

Tabelle 6.9: Übersicht Massen V1

MASSENERMITTLUNG Regelbereich Variante 1	QS-Fläche [m ²]	Betonmenge [m ³]	Bewehrung [t]	Bew.gehalt [kg/m ³]	Spannstahl [t]	Spannstahl [kg/m ³]
1m-Brücknlänge	5,44	5,71	0,901	158	0,157	28
Regelbereich	5,44	2085	329	158	58	28

6.4 Variante 2 (V2): Externe Spanngliedführung

Bei dieser Spanngliedführung liegen die Spannglieder über die gesamte Länge innerhalb des Hohlraumes des Kastenquerschnitts. Somit interagieren diese nur punktuell an den Endverankerungen, den Umlenksätteln und den Querträgern mit dem restlichen Tragwerk. Der große Vorteil im Vergleich zu Variante 1 ist die jederzeit mögliche Wartung der Spannglieder. Dem gegenüber stellt sich der Nachteil eines geringeren Hebelarmes im Querschnitt.

Es wurden Litzen Spannglieder der Spezifikation VBT-BE 3x4-150-1860 herangezogen, welche aus zwölf Litzen bestehen. Die Wahl der Spannglieder erfolgte aufgrund der bereits in Variante 1 verwendeten Vorspannung. Sämtliche technische Spezifikationen der Spannglieder wurden der Europäischen Technischen Zulassung entnommen [16]. Die Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern wurde so wie in (6.1) ermittelt und beträgt $\sigma_{mp,0} = 130 \text{ kN/cm}^2$. Ein 3x4 Litzenband (3 Lagen je 4 Litzen, Abbildung 6.29) hat eine Breite und Höhe von etwa 90 mm und verlangt einen minimalen Umlenkradius von 5,5 m. Die minimalen äußeren Querschnittsabmessungen für einen Umlenkkasten belaufen sich auf 103 x 104 mm. Die Abschätzung der erforderlichen Spanngliedanzahl erfolgte anhand des Dekompressionsnachweises unter quasi-ständiger Einwirkungskombination. Zusätzlich zu den Zwangsmomenten hat die Lage der Umlenkpunkte zwischen zwei Auflagern eine entscheidende Rolle zur Bestimmung der endgültigen Vorspannmenge gespielt (siehe Kapitel 6.4.1). Mit Berücksichtigung der notwendigen Randabstände wurden die unteren Spannglieder 30 cm von der Tragwerksunterkante und die oberen 40 cm von der Oberkante nebeneinander platziert (Abbildung 6.30). Die Verluste aus Kriechen und Schwinden wurden nach [27] mit 10% angenommen und bei der Berechnung berücksichtigt. Der Kriechanteil bei Vorspannung ohne Verbund kann sich annähernd gleichmäßig über die Spanngliedlänge ausgleichen, weshalb dieser im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund geringer ausfällt.

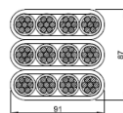


Abbildung 6.29: Externe Vorspannung: Litzenband 3x4

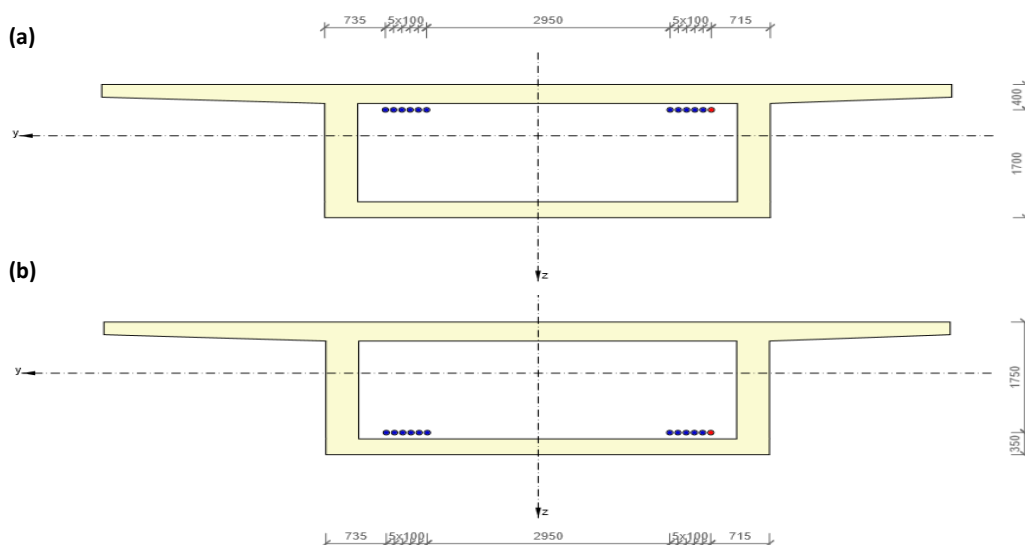


Abbildung 6.30: RF-Tendon: V2 Externe Spanngliedführung im Querschnitt (a) über dem Auflager (Position 42m) und (b) in Feldmitte (Position 63m)

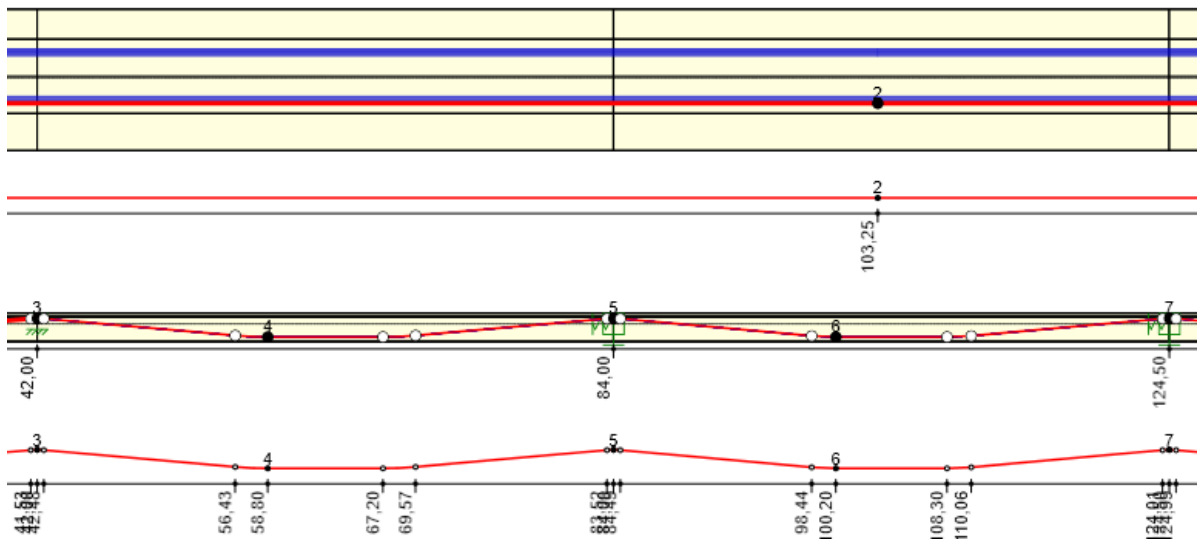


Abbildung 6.31: RF-Tendon: V2 Externe Spanngliedführung in Längsrichtung

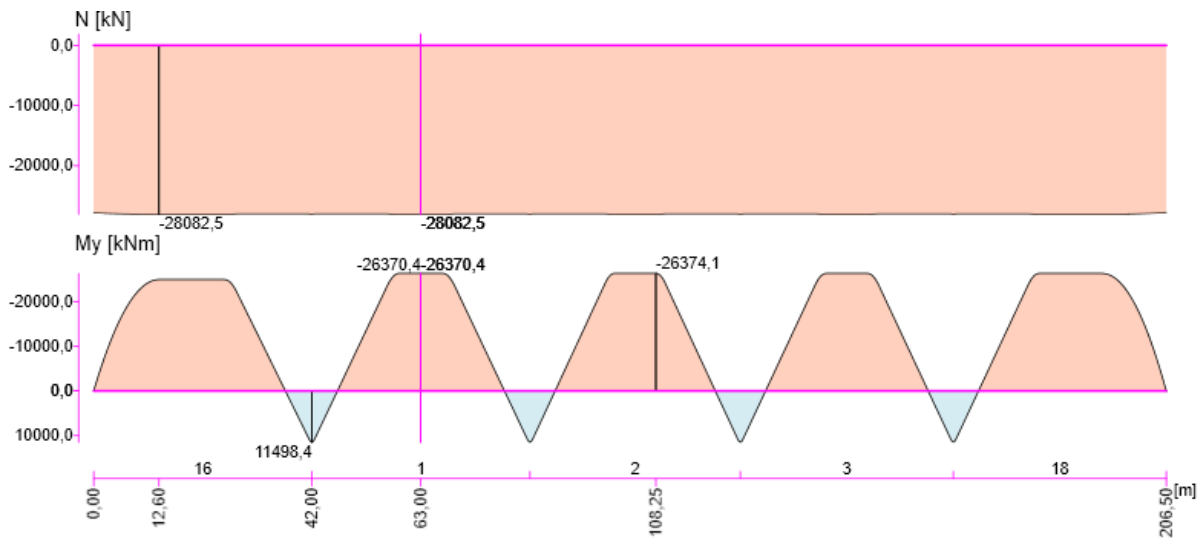


Abbildung 6.32: RF-Tendon: V2 Primäre Schnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,dir}$ [kNm]

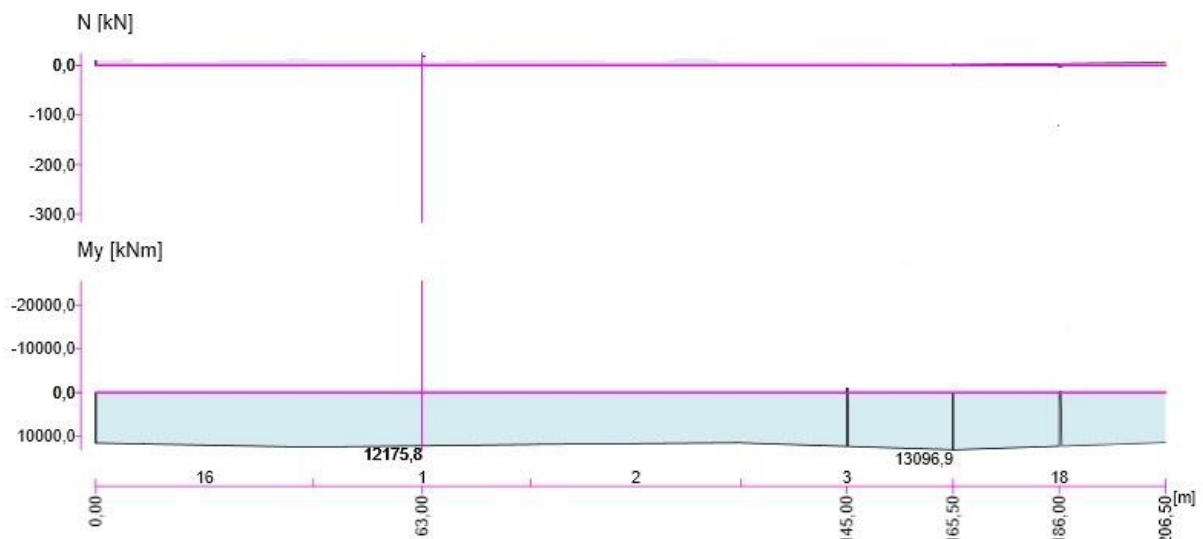


Abbildung 6.33: RF-Tendon: V2 Zwangsschnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,ind}$ [kNm]

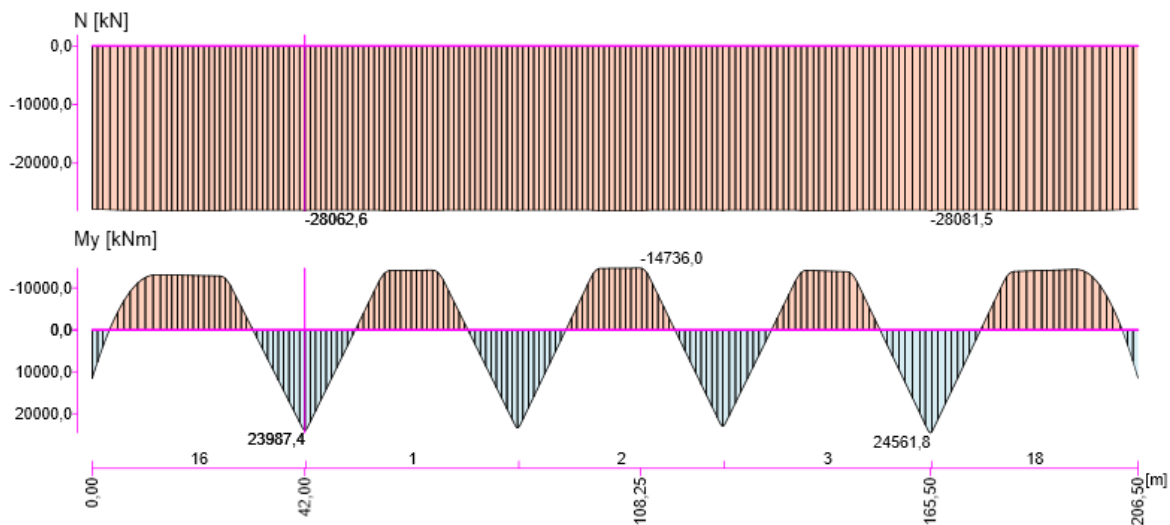


Abbildung 6.34: RFEM LF 40/RF-Tendon: V2 Gesamtschnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,ges}$ [kNm]

6.4.1 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Die Schnittgrößen zufolge äußerer Lasten für die folgenden Nachweisführungen sind dieselben wie in der Variante 1 (Abbildung 6.20, Abbildung 6.24) und werden hier nicht erneut angeführt.

Dekompressionsnachweis

Ein Dekompressionsnachweis wird für Vorspannung ohne Verbund nicht gefordert. Da der Korrosionsschutz durch die Ummantelung und das Einfetten der Spannlitzen erfolgt, muss dieser nicht durch den Beton sichergestellt werden [27]. Der Nachweis stellt aber trotzdem eine sinnvolle Methode zur Abschätzung der erforderlichen Spannstahlmenge dar und wurde deswegen in diesem Zusammenhang angewendet. Die Schnittgrößen zufolge Vorspannung sind in Abbildung 6.32, Abbildung 6.33 und Abbildung 6.34 ersichtlich.

Genauso wie beim ersten Entwurf wurde hier die Auswirkung der Vorspannung auf einen Einfeldträger untersucht. Zuerst wurde überlegt, welche Momentenverteilung ($M_{p,dir}$) die Spannglieder bei einem gelenkig gelagerten Träger hervorrufen. Anschließend wurde beobachtet wie sich diese infolge der statischen Unbestimmtheit des eingespannten Trägers verändert. Daraus wurde auf das Zwangsmoment ($M_{p,ind}$) rückgeschlossen. In diesem System wurde zusätzlich die Auswirkung der Lage der Knickpunkte (k_1, k_2 bzw. k_3, k_4 in Abbildung 6.35) auf die Endschnittgrößen untersucht. Es wurde festgestellt, dass wenn die Umlenkpunkte enger aneinander liegen die Zwangsschnittgrößen kleiner sind. Aufgrund von dieser Erkenntnis wurden die Umlenkpunkte so gewählt, dass unter Berücksichtigung der Zwangsmomente eine ausgewogene Balance zwischen Stütz- und Feldmoment erreicht werden konnte. Die genaue Lage der Spannglieder ist in Abbildung 6.31 ersichtlich. Die erste Vordimensionierung der Vorspannung erfolgte mit den Schnittgrößen zufolge äußerer Belastung und ergab acht Spannglieder im Feldbereich und fünfzehn über dem Auflager. Die Vorgehensweise hier war dieselbe wie im Kapitel 6.3.1. In einem zweiten Schritt wurde die Spanngliedführung optimiert. Da in dieser Variante die Spannglieder über die gesamte Tragwerkslänge verlaufen, wurde bei der Berechnung dieselbe Anzahl von Spanngliedern im Feld und über der Stütze angestrebt, um einen späteren Aufwand für Ausbildung zusätzlicher Verankerungen zu reduzieren. Unter diesen Voraussetzungen und mit Berücksichtigung der Spannungsnachweise wurde die iterative Berechnung schlussendlich mit zwölf Spanngliedern abgeschlossen. Die

Endergebnisse sind in Tabelle 6.10 ersichtlich, die Zwischenergebnisse befinden sich in Anhang D auf Seite 138.

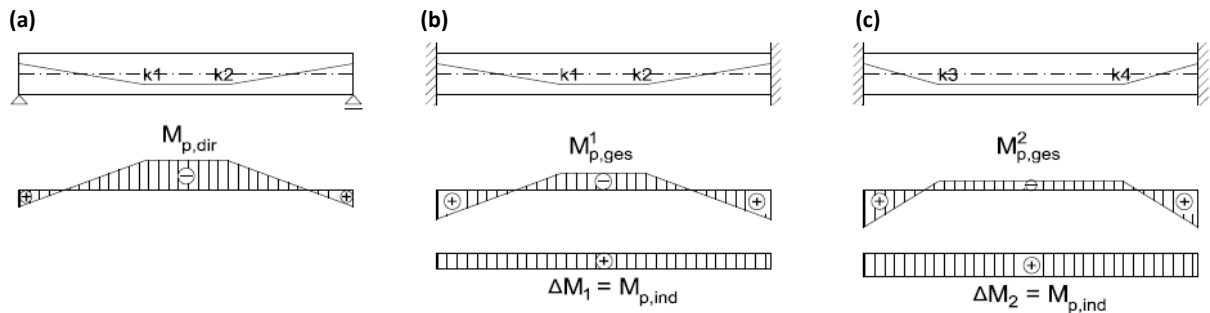


Abbildung 6.35: V2 Auswirkung der Vorspannung auf (a) einen Einfeldträger: $M_{p,dir}$ (b) einen eingespannten Träger mit eng liegenden Umlenkpunkten k_1, k_2 : $M_{p,ges}$ und $M_{p,ind}$ (c) einen eingespannten Träger mit weit voneinander liegenden Umlenkpunkten k_3, k_4 : $M_{p,ges}$ und $M_{p,ind}$

Tabelle 6.10: V2 Endgültige Spangliedanzahl und Dekompressionsnachweis für $t = 0, t = \infty$

Abschätzung der Spangliedanzahl (unten) im Feld			Abschätzung der Spangliedanzahl (oben) am Auflager			
Mqs_F	22.500	kNm	It RFEM	Mqs_St	-36.500	kNm
Mqs_F	2.250.000	kNcm		Mqs_St	-3.650.000	kNcm
e_SpGl_UK	35,0	cm		e_SpGl_OK	40,0	cm
ep_u	94,1	cm		ep_o	-40,9	cm
Pk_sup_F	15.672	kN	F..Feld	Pk_sup_St	30.457	kN
sigma_o_F	-0,52	kN/cm ²	St..Stütze	sigma_o_St	0,85	kN/cm ²
sigma_u_F	0,84	kN/cm ²		sigma_u_St	-1,36	kN/cm ²
Verluste	0,10	-		Verluste	0,10	-
Pm0_F	17.413	kN		Pm0_St	33.841	kN
Ap_erf_F	133,74	cm ²		Ap_erf_St	259,92	cm ²
np_erf_F	90	Stk		np_erf_St	174	Stk
n_Spanngl_F	7,5	Stk		n_Spanngl_St	14,5	Stk
n_gew	12,0	Stk		n_gew	12,0	Stk
P_gew_t0	28.123	kN		P_gew_F	28.123	kN
P_gew_t∞	22.499	kN		P_gew_t∞	22.499	kN
Spannungskontrolle primär			Spannungskontrolle primär			
sigma_u_ges_t0	-0,66	kN/cm ²		sigma_o_ges_t0	0,07	kN/cm ²
sigma_u_ges_t∞	-0,36	kN/cm ²		sigma_o_ges_t∞	0,22	kN/cm ²
Dekompressionsnachweis im Feld für t=0			Dekompressionsnachweis am Auflager für t=0			
Nvsp_F_t0	-28.123	kN		Nvsp_dir_St_t0	-28.123	kN
Mvsp_dir_F_t0	-2.646.393	kNcm		Mvsp_dir_St_t0	1.150.239	kNcm
M_Vsp_ind_t0	12.500	kNm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t0	12.500	kNm
M_Vsp_ind_t0	1.250.000	kNcm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t0	1.250.000	kNcm
M_Vsp_ges_t0	-1.396.393	kNcm		M_Vsp_ges_t0	2.400.239	kNcm
Mqs_F	22.500	kNm	It RFEM	Mqs_St	-36.500	kNm
Mqs_F	2.250.000	kNcm		Mqs_St	-3.650.000	kNcm
Nqs_F	0	kN		Nqs_St	0	kN
sigma_o_F	-0,72	kN/cm ²	✓ < 0 & sigma_qs_zul	sigma_o_St	-0,23	kN/cm ²
sigma_u_F	-0,20	kN/cm ²	✓ < 0 & sigma_qs_zul	sigma_u_St	-0,98	kN/cm ²
Dekompressionsnachweis im Feld für t=∞			Dekompressionsnachweis am Auflager für t=∞			
Nqs_F	-28.123	kN		N_St_Vsp	-28.123	kN
Verluste	0,10	-	10% Verluste	Verluste	0,10	-
N_F_Vsp_t∞	-25.311	kN		N_F_Vsp_t∞	-25.311	kN
M_Vsp_dir_t∞	-2.381.754	kNcm	10% Verluste	M_Vsp_t∞	1.035.215	kNcm
M_Vsp_ind_t∞	12.500	kNm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t∞	12.500	kNm
M_Vsp_ind_t∞	1.250.000	kNcm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M_Vsp_ind_t∞	1.250.000	kNcm
M_Vsp_ges_t∞	-1.131.754	kNcm		M_Vsp_ges_t∞	2.285.215	kNcm
Mqs_F_oVsp	22.500	kNm	It RFEM	Mqs_St_oVsp	-36.500	kNm
Mqs_F	2.250.000	kNcm		Mqs_St	-3.650.000	kNcm
Nqs_F	0	kN		Nqs_St	0	kN
sigma_o_F	-0,73	kN/cm ²	✓ < 0 & sigma_qs_zul	sigma_o_St	-0,15	kN/cm ²
sigma_u_F	-0,05	kN/cm ²	✓ < 0 & sigma_qs_zul	sigma_u_St	-0,97	kN/cm ²

Weitere Spannungsnachweise

Hier wurden genauso wie in Variante 1 auf Seite 60 die auftretenden Spannungen für $t = \infty$ überprüft und nachgewiesen. Der einzige Unterschied in Variante 2 ist, dass ausschließlich die schlaffe Bewehrung (ohne Vorspannung) in die Berechnung im Zustand II eingeht, da kein Verbund zwischen Spannstahl und Beton gegeben ist.

Tabelle 6.11: V2 SLS-Nachweis der charakteristischen Betonspannungen für Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$

Zulässige Spannungen			
σ_{ck_zul}	2,40 kN/cm ²	– Betondruckspannung	σ_{p_max} 130,20 kN/cm ² ... Spannstahl
f_{ctm}	0,35 kN/cm ²	– Betonzugspannung	σ_{s_max} 44 kN/cm ² ... Betonstahlgzugsp.
Begrenzung der Spannungen im Feld für $t=0$		Begrenzung der Spannungen am Auflager für $t=0$	
Nvsp_F_t0	-28.123 kN	Nvsp_F_t0	-28.123 kN
Mvsp_F_t0	-1.537.009 kNcm	Mvsp_F_t0	2.400.239 kNcm
In Feldmitte		Am Auflager	
Mck_F	35.500 kNm	Mck_St	-45.000 kNm
Mck_F	3.550.000 kNcm	Mck_St	-4.500.000 kNcm
Nck_F	1.500 kN	Nck_St	1.200 kN
σ_{c,o_F}	-0,96 kN/cm ²	σ_{c,o_St}	-0,01 kN/cm ²
σ_{c,u_F}	0,26 kN/cm ²	σ_{c,u_St}	-1,28 kN/cm ²
Begrenzung der Spannungen im Feld für $t=\infty$		Begrenzung der Spannungen am Auflager für $t=\infty$	
Nvsp_F_t ∞	-25.311 kN	Nvsp_St_t ∞	-25.311 kN
Mvsp_F_t ∞	-1.258.308 kNcm	Mvsp_St_t ∞	2.285.215 kNcm
Mck_F	35.500 kNm	Mck_St	-45.000 kNm
Mck_F	3.550.000 kNcm	Mck_St	-4.500.000 kNcm
Nck_F	1.500 kN	Nck_St	1.200 kN
σ_{c,o_F}	-0,97 kN/cm ²	σ_{c,o_St}	0,07 kN/cm ²
σ_{c,u_F}	0,41 kN/cm ²	σ_{c,u_St}	-1,27 kN/cm ²
σ_s	2,37 kN/cm ²	σ_s	0,41 kN/cm ²

Tabelle 6.12: V2 SLS-Nachweise im gerissenen Querschnitt (Zustand II)

Zustand II		
As1	135 cm ²	– schlaffe Bewehrung
Ap	0 cm ²	– Spannstahlmenge
Ages	135 cm ²	
b	1030 cm	– Breite der Druckzone
dp	197,5 cm	– Hebelarm Vorspannung
d	206 cm	– Hebelarm Bewehrung
d_m1	4 cm	
empt0	0,00705211	– Vordehnung Spannstahl
$\Delta\epsilon_p$	0,00037519	– Zusatzdehnung Spannstahl
es1	0,00051013	– Dehnung Bewehrung
χ	0,735	– $\Delta\epsilon_p/es1$
dr	206,0 cm	– $(\chi \cdot A_p \cdot dp + As1 \cdot d) / (\chi \cdot A_p + As1)$
ρ	0,0006363	– Zugbewehrungsgrad
$\alpha_s Z_{II}$	5,714	– E_s/E_c
$E_{c,eff}$	1489 kN/cm ²	– $E_c / (1 + \rho(\alpha_s - 1))$
$\varphi(\infty, t_0)$	1,35	– RF-Tendon
$\alpha_s Z_{II}$	13,43	– $E_s/E_{c,eff}$
$\alpha_s^* \rho$	0,009	
N	-23810,88 kN	– Ned+Hp
Mges	5.270.433 kNcm	– $Med+Mp+Mp_{zw} - Ned(dr - z_0) - Hp(dr - dp)$
$N^* dr / M$	0,931	
ξ	0,15	– Diagramm
ζ	0,950	
x_II	30,90 cm	
σ_{s1_II}	23,11 kN/cm ²	– $< \sigma_{s_max}$
es1_II	1,156 ‰	– $< 2,39\%$
σ_{c2_II}	-0,26 kN/cm ²	– $< \sigma_{ck_zul}$
ec2_II	-0,173 ‰	– $< 3,7\%$
Begrenzung der Rissbreite inf. Belastung im Zustand II		
σ_{s1_II}	23,11 kN/cm ²	
wk	0,30 mm	
fct,eff	3,50 N/mm ²	
ϕ_s^*	23,6 mm	
$\phi_{s1} = \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9$	28,5 mm	
ϕ_{s2}	15,40 mm	
$\phi_{s_max_vorh}$	20 mm	
ϕ_{s_lim}	28,5 mm	– $> \phi_{s_vorh}$

a Reine Biegung
b Längsdruckkraft

Querschnitt, Bezeichnungen Dahnungen Spannungen, res. Kräfte Einwirkungen Überlagerung

$D_s = \lambda \cdot D_{eff}$

$h/d = 30/200,9 = 0,15; bet/bw = 7,25 \rightarrow 5; \text{Annahme } \lambda = 1$

h/d		D_s/b_w									
0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85
0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90
0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05

Begrenzung der Rissbreite

Für Tragwerke mit externer Vorspannung liegt der Grenzwert der Rissbreite w_{\max} bei 0,3 mm (siehe Kapitel 5.4.3, Tabelle 5.6).

- Risse infolge Zwang

Bedingt durch den größeren Grenzwert der Rissbreite ergab sich bei der Variante 2 eine geringere Bewehrung zufolge Zwang als in der Variante 1. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.13 und Tabelle 6.14 ersichtlich. Die ausführliche Vorgehensweise ist in Anhang D, Seite 140 ersichtlich.

Tabelle 6.13: V2 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für untere Gurtplatte

vorh $A_s =$ 31,42 $\text{cm}^2 \geq$ erf $A_s =$ 9,86 cm^2 o.k.				
<u>Stahlspannungen nach 7.2(5):</u>	[N/mm ²]	Beanspruchung	erf A_s / vorh A_s	Nachweis
vorh $\sigma_s =$ 55,7	\leq 550	nur Zwang	0,10	erfüllt
Rissbreitennachweis nach 7.3.2/7.3.3:			erf A_s / vorh A_s	Nachweis
Gl. 7.1:	erf $A_s =$ 9,9 cm^2		0,31	maßgebend
Gl. NA.7.5.1:	erf $A_s =$ 12,3 cm^2		0,39	nicht relevant
Direkte Rissbreitenberechnung nach 7.3.4:				
Gl. 7.8:				
gew $A_s =$ 31,4 cm^2	ergibt $w_k =$ 0,03 mm		0,31	nicht relevant
erf $A_s =$ 9,9 cm^2	für erf $w_k =$ 0,30 mm			
} die rechnerisch kleinste A_s -Menge der Nachweise nach den Gleichungen 7.1, NA7.5.1 und 7.8 ist für den Rissbreitenachweis ausreichend !				

Tabelle 6.14: V2 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für Stege

vorh $A_s =$ 25,13 $\text{cm}^2 \geq$ erf $A_s =$ 11,55 cm^2 o.k.				
<u>Stahlspannungen nach 7.2(5):</u>	[N/mm ²]	Beanspruchung	erf A_s / vorh A_s	Nachweis
vorh $\sigma_s =$ 93,8	\leq 550	nur Zwang	0,17	erfüllt
Rissbreitennachweis nach 7.3.2/7.3.3:			erf A_s / vorh A_s	Nachweis
Gl. 7.1:	erf $A_s =$ 11,9 cm^2		0,47	nicht relevant
Gl. NA.7.5.1:	erf $A_s =$ 11,6 cm^2		0,46	maßgebend
Direkte Rissbreitenberechnung nach 7.3.4:				
Gl. 7.8:				
gew $A_s =$ 25,1 cm^2	ergibt $w_k =$ 0,07 mm		0,47	nicht relevant
erf $A_s =$ 11,7 cm^2	für erf $w_k =$ 0,30 mm			
} die rechnerisch kleinste A_s -Menge der Nachweise nach den Gleichungen 7.1, NA7.5.1 und 7.8 ist für den Rissbreitenachweis ausreichend !				

- Risse infolge direkter Einwirkung

Die Berechnung entspricht jener der Variante 1 (Seite 62). Der maximal vorhandene Stabdurchmesser von 20 mm ist wesentlich kleiner der Grenzdurchmesser von 28 mm. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.12 ersichtlich.

6.4.2 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Biegung und Normalkraft

Die Ermittlung der Momententragfähigkeit M_{Rd} und einer erforderlichen schlaffen Bewehrung funktioniert ähnlich wie bei Bauteilen mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Aufgrund des fehlenden Verbundes ist ein wesentlicher Unterschied zu berücksichtigen: der mögliche Dehnungszuwachs ε_{py} und die Druckzonenhöhe x müssen statt mit der maximal zulässigen Spannkraft mit Hilfe der zum Zeitpunkt der Nachweisführung herrschenden Spannkraft $N_{p,ULS(t)}$ ermittelt werden. Diese kann nach Norm ÖN EN 1992-1-1 5.10.8 (2) mit einem Spannungszuwachs zwischen wirksamer Vorspannung und Spannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit $\Delta\sigma_{ULS}$ abgeschätzt werden. Dadurch wird berücksichtigt, dass das Spannglied durch die zusätzlichen Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit gedehnt wird und somit die Vorspannkraft erhöht wird [27]. Für einfeldrige Konstruktionen gilt $\Delta\sigma_{ULS} = 100 \text{ N/mm}^2$, bei durchlaufenden Konstruktionen wird dieser Wert im Verhältnis Feldlänge zu Spanngliedlänge reduziert [26]. Unter der Annahme, dass die Spanngliedlänge dreimal die Feldlänge beträgt, wurde hier mit einem Spannungszuwachs von 35 N/mm^2 gerechnet. Die händische Ermittlung der erforderlichen schlaffen Bewehrung funktioniert im Feldbereich mit den Gleichungen aus [27] wie folgt:

$$\varepsilon_{py} = \frac{N_{p,ULS(t)} - P_{m(t)}}{A_p * E_p} = \frac{26.293 - 25.311}{216 * 19500} = 0,000179$$

$$P_{m(t)} = P + A_p * \Delta\sigma_{p,c+s+r,t} = P * (1 - \text{Verluste}) = 28.123 * 0,9 = 25.311 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$N_{p,ULS(t)} = P_{m(t)} + A_p * \Delta\sigma_{ULS} = 25.311 + 216 * 3,5 = 26.067 \text{ kN}$$

$$x_{B,lim,p} = \frac{2,8 * d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} = \frac{2,8 * 175}{3,5 + 0,179} = 133 \text{ cm}$$

$$x_B = \frac{N_{p,ULS(t)}}{b * f_{cd}} = \frac{26.067}{1030 * 2,67} = 9,5 \text{ cm} \quad (6.10)$$

$$M_{Rd} = x_B * b * f_{cd} * (d_p - 0,5 * x_B) = 44.380 \text{ kNm} < M_{Ed} \rightarrow \text{schlafte Bewehrung}$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 * d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 * 206}{700 + 478} = 98 \text{ cm}$$

$$M_{Ed,s1} = M_{Ed} + N_{p,ULS(t)} * (d - d_p) = 68.581 \text{ kNm}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{Ed,s1}}{b * f_{cd}}} = 12,5 \text{ cm} \quad (6.11)$$

$$A_{S1} = \frac{x_B * b * f_{cd} - N_{p,ULS(t)}}{f_{yd}} = 173 \text{ cm}^2$$

Das Programm INCA2 berücksichtigt nicht den Spannungszuwachs $\Delta\sigma_{ULS}$, weswegen es in diesem Fall nicht zur Berechnung herangezogen werden kann. Die Bewehrung über dem Auflager wird nach demselben Prinzip wie diese in Feldmitte händisch berechnet. Die endgültige schlaffe Bewehrung

unter Berücksichtigung der zugehörigen Normalkräfte N_{Ed} und Biegemomente $M_{Ed,z}$ beträgt $A_{s1,F} = 154 \text{ cm}^2$ in der Feldmitte und $A_{s1,St} = 62 \text{ cm}^2$ über dem Auflager (Anhang D ,Seite 142).

Querkraft und Torsion

Die Nachweisführung erfolgte nach demselben Prinzip wie in Variante 1 auf Seite 64. In der Variante 2 hat die geneigte Spanngliedführung zwischen Auflager und Feldmitte zur Folge, dass größere Querkräfte infolge Vorspannung auftreten und somit mehr Querkraftbewehrung erforderlich ist. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.15 zu sehen. Die Tabelle 6.16 fasst die in diesem Kapitel ermittelte Bewehrung zusammen und in Abbildung 6.36 ist eine Bewehrungsskizze der Variante 2 (Sichtweite 1 m) dargestellt.

Tabelle 6.15: V2 ULS-Nachweis Querkraft und Torsion

Querkraft und Torsion				
		links	rechts	
t_steg			40	cm
Ved			9.500	kN
Neigung der Betondruckstrebe			31,0	°
Ved,je Steg	4.750		4.750	kN
Vrd,max je Steg			5.618	kN
Med,T			5.500	kNm
Mrd,T			56.962	kNm
Ved,T je Steg	-542		542	kN
Ved,vsp,t [∞]			2.500	kN
Ved,vsp,t [∞] je Steg	1.250		1.250	kN
Ved,gesamt	5458		6.542	kN
Ausnutzung Betondruckstrebe	97		89	%
asw,min, je Steg			3,56	cm ² /m
asw,erf, je Steg	37,7		45,2	cm ² /m
asw_gewählt	Ø16/10		Ø16/8	
	40,2		50,3	cm ² /m

Tabelle 6.16: V2 Übersicht Bewehrung

Bauteil	a _{erf,SLS} [cm ² /m]	a _{erf,ULS} [cm ² /m]	Gewählte Bewehrung [cm ² /m]
Obere Gurtplatte			
Zulagen über Auflager	11,22	11,19	Ø12/10 = 11,31
In Querrichtung			Ø12/10 = 11,31
Untere Gurtplatte	9,86	31,3	Ø20/10 = 31,42
Steg rechts	11,55	45,2	Ø16/8 = 50,27
Steg links	11,55	37,7	Ø16/10 = 40,21

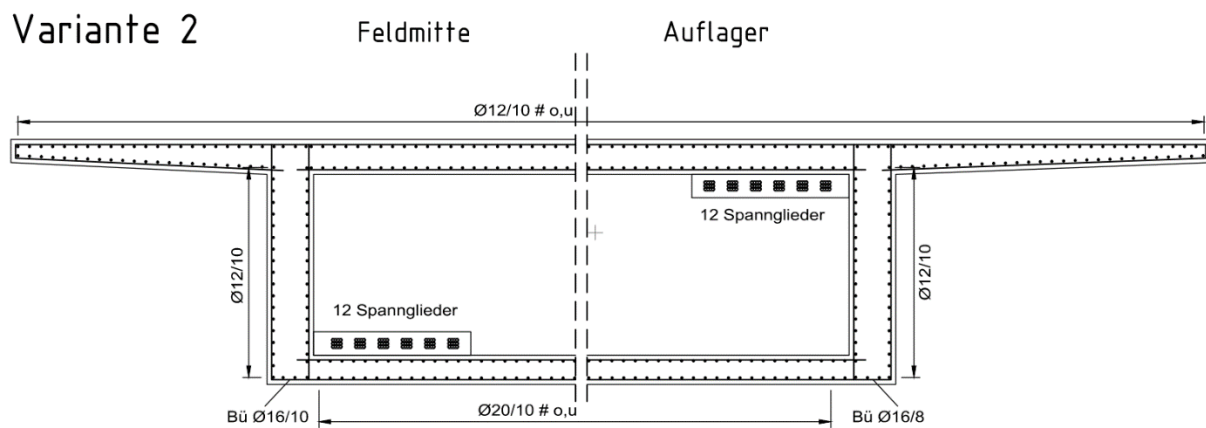


Abbildung 6.36: V1 Bewehrungsskizze Variante 2

6.4.3 Massenermittlung

Die folgende Tabelle 6.17 fasst die Massen der Variante 2 zusammen. Dieser Alternativentwurf erfordert 2184 m³ Beton, 371 t Bewehrungsstahl und etwa 65 t Spannstahl für den 365 m langen Regelbereich. Die Betonkubatur für die Ausbildung von Querträgern und Umlenksätteln wurde in der m³-Betonmasse berücksichtigt.

Tabelle 6.17: Übersicht Massen V2

MASSENERMITTLUNG Regelbereich Variante 2	QS-Fläche [m ²]	Betonmenge [m ³]	Bewehrung [t]	Bew.gehalt [kg/m ³]	Spannstahl [t]	Spannstahl [kg/m ³]
1m-Brückenlänge	5,44	5,98	1,02	170	0,177	30
Regelbereich	5,44	2184	371	170	65	30

7 Massenvergleich vom Alternativentwurf Herstellung mittels Traggerüst und der mit Taktschiebeverfahren errichteten Brücke B2314 im Endzustand

Wie bereits von der durchgeführten Bemessung ersichtlich, wurde in dieser Diplomarbeit ausschließlich der Alternativentwurf bemessen. Für die nachfolgenden Massenvergleiche wurden die Baustoffmengen der Brücke B2314 den Ausführungsplänen [13] entnommen.

7.1 Vergleich der Modellierung

7.1.1 Statisches System und Baumethode

Wie schon in Kapitel 6.1 beschrieben stellt das statische System der Brücke B2314 einen Durchlaufträger mit 13 Feldern dar. Dieses System wurde auch für den Alternativentwurf verwendet, allerdings mit nur einem Fixpunkt statt drei Fixpunkten. In der Ausführungsstatik wurden die Pfeiler und die Gründung mit den entsprechenden Federkonstanten modelliert. Da der Unterbau kein Gegenstand dieser Machbarkeitsstudie ist, wurde im Zuge der durchgeführten Berechnung mit festen Lagern gerechnet (siehe Abbildung 6.5).

Das Objekt B2314 wurde mit dem Taktschiebeverfahren errichtet und der Alternativentwurf geht von einer Herstellung auf Traggerüst aus. Daher ist ein Vergleich nur im Endzustand möglich. Dieser soll zum Vorschein bringen welche Massenunterschiede aufgrund der Wahl der jeweiligen Baumethode entstehen.

7.1.2 Querschnitte

Der Querschnitt des Alternativentwurfs sowie jener der Brücke B2314 mit ihren genauen Abmessungen wurden bereits in Abbildung 4.3 und Abbildung 5.1 angeführt, die Abbildung 7.1 stellt zusätzlich eine Übersicht dar.

Es wurde von Anfang an angestrebt den neuen Querschnitt so schlank wie möglich zu gestalten. Dabei dienten die Außenmaße (Höhe, Breite) des Originalentwurfs als Fixpunkte. Der Querschnitt des Alternativentwurfs wurde etwas vereinfacht, indem die Stege senkrecht und das Tragwerk ohne Querneigung ausgebildet wurden. In den beiden Varianten ist es nicht notwendig durchgehende Vouten im Bereich der oberen bzw. unteren Gurtplatte für die Spannglieder vorzusehen. Allerdings verlangt der Alternativentwurf eine Ausbildung von Lisenen zum Verankern der Spannglieder. Bei der Variante 2 sind zusätzlich noch Querträger und Umlenksättel erforderlich. Die Fläche des Regelquerschnittes des Originalentwurfes beläuft sich auf $7,12 \text{ m}^2$ und jene der neuen Brücke beträgt $5,44 \text{ m}^2$ (exklusive Lisenen, Querträger etc.).

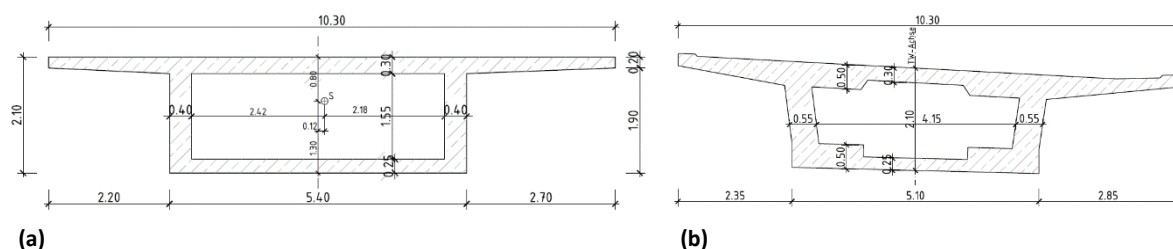


Abbildung 7.1: Querschnitt (a) Alternativ- und (b) Originalentwurf

7.2 Massenvergleich

Der Massenvergleich erfolgte für den Regelbereich der Brücke B2314 zwischen den Achsen 10 und 100 auf einer Länge von 365 m. Die restlichen Felder sind aufgrund der besonderen Ausbildung im Zuge des Taktschiebverfahrens nicht repräsentativ. Somit beziehen sich die in Tabelle 7.1 dargestellten Massen auf neun Felder mit einer mittleren Feldlänge von 40,6 m. Die Differenz wurde immer zwischen den Massen der jeweiligen Variante und jenen der Brücke B2314 gebildet. Die Werte des Originalentwurfs wurden den Ausführungsplänen entnommen und jene der erarbeiteten Alternativentwürfe von den durchgeführten Berechnungen.

Tabelle 7.1: Massenvergleich

MASSENVERGLEICH REGELBEREICH ACHSEN 10-100			Taktschieben		Herstellung mittels Traggerüst									
			Brücke B2314		Variante 1 (gerade, mit Verbund) nicht abgestuft				Variante 1 (gerade, mit Verbund) abgestuft				Variante 2 (extern)	
						Differenz Δ	Δ [%]		Differenz Δ	Δ [%]		Differenz Δ	Δ [%]	
QS-Fläche		[m²]	7,12	5,44	-1,68	-31%	5,44	-	-31%	5,44	-	-31%		
Beton		[m³]	2599	2085	-514	-25%		-		2184	-415	-19%		
Spannglieder	oben durchgeh.	[Stk]	10	0	-10		0	-		12	-			
		[m]	3650	0	-3650		0	-		4599	-			
	über Auflager	[Stk]	5	10	5		10	-		0	-			
		[m]	1350	2400	1050		1680	330		0	-			
	unten durchgeh.	[Stk]	8	0	-8		0	-		0	-			
		[m]	2920	0	-2920		0	-		0	-			
unten im Feld	[Stk]	2,7	10	7		10	10		0	-				
	[m]	733	2700	1967		2448	1715		0	-				
Summe	oben	[m]	5000	2400	-2600	-52%	1680	-3320	-66%	4599	-	-		
	unten	[m]	3653	2700	-953	-26%	2448	-1205	-33%	0	-	-		
	gesamt	[m]	8653	5100	-3553		4128	-4525		4599	-4054			
Gewicht		[t]	122	72	-50	-41%	58	-64	-52%	65	-57	-47%		
Bewehrung		[t]	357	329	-28	-8%		-		371	14	4%		

7.2.1 Betonmasse

Der neue Querschnitt ist um etwa 30% leichter als jener der Brücke B2314, wodurch sich eine Betonersparnis von ca. 1,7 m³ pro Laufmeter Brückenlänge ergibt. Dabei handelt es sich um die Querschnittsfläche ohne die Massen von Lisenen, sowie Querträgern und Umlenksätteln. Diese wurden im gesamten Betonvolumen in Betracht gezogen, indem die Betonmasse mit einem Aufschlag von 5% für Variante 1 bzw. 10% für Variante 2 erhöht wurde. Deswegen sinkt die Differenz zum Originalentwurf in der Variante 1 auf 25% und in Variante 2 auf 14%. Aus der Gegenüberstellung geht hervor, dass mit dem Alternativentwurf eine beträchtliche Reduzierung der Baustoffmassen erzielt werden kann.

7.2.2 Spannstahlmasse

Die größte Differenz im Vergleich zu der Brücke B2413 ergibt sich bei den Spannstahlmassen. Dies beruht einerseits darauf, dass der Originalentwurf die Spannglieder für die Bauzustände auch im Endzustand enthält, andererseits aber auch auf der optimal erzielten Balance zwischen primären und sekundären Kräften zufolge Vorspannung im Alternativentwurf. In Tabelle 7.1 ist ersichtlich, dass mit der ersten Variante eine Differenz von 41% erzielt werden kann. Wenn zusätzlich eine Abstufung der Spanngliedlängen (wie auf Seite 58 erläutert) vorgenommen wird, kann um weitere 11% reduziert werden. Obwohl die Spannglieder der Variante 2 über die gesamte Tragwerkslänge verlaufen,

beträgt der Unterschied hier auch 47%. Das bildet nur eine 5%-Differenz zu der abgestuften Variante 1. Müsste eine Entscheidung getroffen werden, welche der beiden Varianten ausgeführt werden soll, sollte hier zusätzlich der Aufwand für die Ausbildung von Lisenen oder von Querträgern und Umlenksatteln abgewogen werden. Der Massenvergleich macht ersichtlich, dass die Kombination einer anderen Baumethode mit einer leichteren Gestaltung des Querschnitts zu einer erheblichen Ersparnis der Spannstahlmasse führen kann.

7.2.3 Schlaaffe Bewehrung

Die schlaaffe Bewehrung der Brücke B2314 wurde den Bewehrungsplänen entnommen. Da es sich dabei um Ausführungspläne mit höchstem Detailierungsgrad handelt, kann kein direkter Vergleich erfolgen. Um eine realistische Vergleichsbasis zu schaffen, wurden nur diejenigen Positionen der Bewehrung zur Rechnung herangezogen, welche auch im Alternativentwurf ermittelt wurden. Auf diese Weise ergab sich die schlaaffe Bewehrung im Originalentwurf für den Regelbereich von 365 m zu 357 t. Die Abweichung der Massen hier ist eher gering und beträgt -7% bei Variante 1 und +4% bei Variante 2.

8 Zusammenfassung

Die vorliegende Diplomarbeit zeigt einen Vergleich der Baustoffmassen im Endzustand von zwei sehr verbreiteten Bauverfahren im Brückenbau: Der Herstellung auf Traggerüst und dem Taktschiebeverfahren. Um dies zu ermöglichen, wurde eine mittels Taktschieben errichtete Brücke in Wien, B2314 beim Knoten Inzersdorf, herangezogen. Das Tragwerk wurde im Jahr 2017 nach dem aktuell geltenden Normenstand erbaut und bildet somit eine gute Vergleichsbasis. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt in der Untersuchung der Differenzen der Spannstahlmenge zweier Bauverfahren. Der Alternativentwurf geht von einer Herstellung auf Traggerüst aus. In weiterer Folge wird anhand von zwei Varianten verglichen, in wie weit sich die Art der Spanngliedführung auf das Einsparungspotenzial auswirkt.

Zu Beginn erfolgten eine Grundlagenrecherche der oben genannten Bauverfahren sowie eine Projektbeschreibung des bestehenden Tragwerks. Kapitel 4 fasst die angenommenen Lasten, Teilsicherheitsfaktoren und Materialparameter zusammen. Die Lastannahmen wurden im Einklang mit den vorliegenden Ausführungsunterlagen der Brücke B2314 getroffen, um eine plausible Vergleichsbasis für die spätere Gegenüberstellung zu schaffen. In Kapitel 6 wurde ein Alternativentwurf mit zwei Varianten unter der Anwendung des Lehrgerüstbaus erarbeitet. Die Untersuchung der Massen im Endzustand beider Verfahren erfolgte schließlich in Kapitel 7.

Die Arbeit zeigt auf, wie signifikant der Einfluss der Zwangsmomente zufolge Vorspannung auf die wirtschaftliche Dimensionierung der Spanngliedanzahl ist. Dies stellte rückblickend zugleich die größte Herausforderung der Bemessung dar. Darüber hinaus geht aus Kapitel 7 hervor, dass eine Gewichtseinsparung eine positive Auswirkung auf die Spannstahlmasse ausübt. Es bringt gleichzeitig zum Vorschein wie viel der im Taktschiebeverfahren eingesetzten Spannstahlmasse für die verfahrensspezifischen Bauzustände benötigt wird. Diese verbleibt im Querschnitt der Brücke und muss im Endzustand mit weiteren Spanngliedern ergänzt werden. Bei einer Herstellung auf Traggerüst mit einem 30% leichteren Querschnitt und einer günstigen Spanngliedführung, stellt sich ein Einsparungspotenzial von bis zu 50% der Spannstahlmasse heraus.

Die zwei untersuchten Varianten der Spanngliedführung wären im Fall eines Ausführungsprojektes nicht nur anhand der Baustoffmenge, sondern auch in Bezug auf eine einfachere Ausführung zu vergleichen. Variante 1 bietet ein größeres Einsparungspotenzial an, verlangt aber gleichzeitig die Ausbildung von einer großen Anzahl an Lisenen und ein Vielfaches der Verankerung der Spannglieder. Im Gegensatz dazu bringt Variante 2 etwas mehr Spannstahlgewicht mit sich, fordert jedoch erheblich weniger Kopplungen und Verankerungen der Spannglieder. Hier ist zusätzlich der Aufwand für die Herstellung von Querträgern und Umlenksätteln in Betracht zu ziehen. Des Weiteren müsste generell entschieden werden, welche der beiden Spanngliedführungen, intern oder extern, für das konkrete Projekt erwünscht wäre.

Abschließend lässt sich das Fazit ziehen, dass im Taktschiebeverfahren, aber möglicherweise auch in anderen etablierten Baumethoden, sich ein weiteres Optimierungspotenzial birgt. Wäre der einzuschiebende Querschnitt leichter ausgebildet, könnte zusätzlich eine erhebliche Einsparung der Spannstahlmassen im Bau- und Endzustand erzielt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] B. Göhler, *Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren, Entwurf und Ausführung*, Ernst & Sohn, 1999.
- [2] F. Tönsmann, *Brücken-Historische Wege über den Fluss*, Kassel University Press, 2006.
- [3] K. Geißler, *Handbuch Brückenbau-Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*, Ernst & Sohn, 2014.
- [4] VSL International, *Incremental launching method*, <http://en.vsl.cz/incremental-launching-method/>, 27.12.2017.
- [5] F. Leonhard, *Vorlesung über Massivbau: Sechster Teil-Grundlagen des Massivbrückenbaues*, Berlin: Springer Verlag, 1979.
- [6] H. Becker, *HUTTE Taschenbücher der Technik, 29. Auflage*, Berlin: Springer Verlag, 1977.
- [7] G. Mehlhorn, *Handbuch Brückenbau: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*, Springer, 2007.
- [8] B. Kirsch, *Master's thesis Incremental launching vs scaffolding for construction of prestressed concrete bridges*, Göteborg, Sweden, 2005.
- [9] A. Pauser, *Massivbrücken ganzheitlich betrachtet: Geschichte, Konstruktion, Herstellung, Gestaltung*, Österreichische Zementindustrie, 2002.
- [10] STRABAG AG, *Fotodokumentation zum Projekt Zilina Brücke in der Slowakei*, 2016.
- [11] R. Holst, *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton: Entwurf, Konstruktion und Berechnung*, Ernst & Sohn, 2014.
- [12] Beton-Kalender, *Bauen im Bestand: Brücken*, Ernst & Sohn, 2015.
- [13] ASFINAG, *Ausführungsunterlagen (Statik und Pläne) zur Brücke B2314 am Knoten Inzersdorf in Wien*, 2015.
- [14] ÖN EN 1992-1-1: *Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2015-02-15.
- [15] Dywidag Systems International, *Anwendungsregeln für das SUSPA-litze DW Spannverfahren im Verbund mit 1 bis 22 Litzen*, Deutsches Institut für Bautechnik, 2013.
- [16] Europäische Technische Bewertung, *Externes verbundloses Litzenspannverfahren VBT BE 1 bis 16*, Deutsches Institut für Bautechnik, 2015.
- [17] ÖN EN 1991-2: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012-03-01.
- [18] ÖN B 1991-2: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2 und nationale Ergänzungen*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011-11-15.
- [19] ÖN EN 1991-1-4: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011-05-15.

- [20] *ÖN EN 1991-1-5: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012-01-01.
- [21] *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*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011-12-01.
- [22] *ÖN EN 1990/A1: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2013-03-15.
- [23] *ÖN EN B 1992-2: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012-03-01.
- [24] Züblin AG, Zentrale Technik, Abteilung TBK, *Excel-Tool: Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang nach DIN EN 1992-1-1*, Stuttgart, 2017.
- [25] J. Kollegger, Skriptum zur Vorlesung Betonbau 1, nach EC 1992-1-1, Technische Universität Wien, 2016 (8.Auflage).
- [26] K. Zilch, *Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1*, Berlin: Springer, 2010.
- [27] J. Kollegger, Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2, nach EC 1992-1-1, Technische Universität Wien, 2016 (8.Auflage).
- [28] *ÖN EN 1990: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2013-03-15.
- [29] *ÖN B 1990-1: Eurocode – Grundlagen der Tragswerksplanung – Teil 1: Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2013-01-01.
- [30] *ÖN B 1990-2: Eurocode – Grundlagen der Tragswerksplanung – Teil 2: Brückenbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990/A1 und nationale Ergänzungen*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010-12-01:.
- [31] *ÖN EN 1991-1-1: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011-09-01.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Erste Eisenbetonbrücke der Welt bei Chazelet, Frankreich; Spannweite 16,5 m [3]	1
Abbildung 2.1: Übersicht Taktschiebeverfahren [4]	3
Abbildung 2.2: Spannweiten im Bau- und Endzustand [1]	5
Abbildung 2.3: Typischer Plattenbalkenquerschnitt [1]	6
Abbildung 2.4: Typischer Kastenquerschnitt [1]	6
Abbildung 2.5: Typischer Trogquerschnitt [1]	6
Abbildung 2.6: Abweichender Verschiebekreis von der Straßenachse im (a) Querschnitt und (b) Grundriss [1]	7
Abbildung 2.7: Takteinteilung [1]	8
Abbildung 2.8: Zentrische Vorspannung eines Kastenquerschnittes für den Bauzustand: (a) Querschnitt (b) Längsschnitt [8]	8
Abbildung 2.9: Exzentrische Vorspannung eines Kastenquerschnittes mit (a) parabelförmigen Spanngliedern in den Stegen oder mit (b) externer Vorspannung [8]	9
Abbildung 2.10: Abtragung der (a) symmetrischen und (b) asymmetrischen Auflagerkräfte; Querträger als (c) nachträglich einbetonierte Scheibe oder als (d) Stahlfachwerk [1]	9
Abbildung 2.11: Anordnung des Taktkellers [1]	10
Abbildung 2.12: Fertigungsanlage mit durchgehender Unterstützung [1]	10
Abbildung 2.13: Fertigungsanlage mit Einzellagern unter dem Takt [1]	10
Abbildung 2.14: Außen- und Innenschalung [9]	12
Abbildung 2.15: Vorbauschnabel [10]	13
Abbildung 2.16: Schnabelhubvorrichtung [1]	13
Abbildung 2.17: Schema einer Verschanlage [7]	14
Abbildung 2.18: Funktionsprinzip einer Verschanlage [9]	14
Abbildung 2.19: Vierschiebelager im (a) Längs- und (b) Querschnitt [1]	15
Abbildung 2.20: Aufbau einer Vierschiebeplatte [1]	15
Abbildung 2.21: Seitenführung in (a) Längsrichtung und (b) Draufsicht [1]	16
Abbildung 2.22: System einer Vorschubklaue nach [10]	17
Abbildung 3.1: Traggerüst mit kontinuierlicher Unterstützung [3]	19
Abbildung 3.2: Traggerüst mit freier Spannweite [12]	20
Abbildung 3.3: Abschnittsweise Herstellung auf verschiebbarem Traggerüst [3]	21
Abbildung 3.4: Schematische Darstellung des Einsatzes zweier querverschieblicher Rüstträger [3]	21
Abbildung 4.1: Übersicht A2 Süd Autobahn [13]	22
Abbildung 4.2: B2314 altes Tragwerk [13]	23
Abbildung 4.3: Regelquerschnitt RFB Süd der Brücke B2314 [13]	24
Abbildung 4.4: Lageplan der Brücke B2314 RFB Süd [13]	24
Abbildung 4.5: Brücke B2314: links Nord, rechts Süd	24
Abbildung 5.1: Querschnitt Alternativentwurf	26
Abbildung 5.2: Lastfall Eigengewicht	27
Abbildung 5.3: Aufbaulasten	27
Abbildung 5.4: ÖN EN 1991-2, Bild 4.2a – Anwendung des Lastmodells 1 [17]	28
Abbildung 5.5: Verteilung von Einzellasten nach ÖN EN 1991-2, 4.3.6	29
Abbildung 5.6: Anordnung der Achsen gem. ÖN EN 1991-2, Bild A.1 [17]	30

Abbildung 5.7: EC 1991-2, Bild A.3 Gleichzeitigkeit des LM 1 und Spezialfahrzeuge [17]	30
Abbildung 5.8: Windbelastung, Ermittlung der Referenzfläche A_{ref}	31
Abbildung 5.9: ÖN EN 1991-1-5, Bild 6.1 Korrelation zwischen T_{min}/T_{max} und $T_{e,min}/T_{e,max}$ [20]	32
Abbildung 5.10: Geometrie der Fahrbahnplatte	37
Abbildung 5.11: Aufteilung des Lastmodells 1 auf das Tragwerk jeweils in (a) Einzellasten und (b) Gleichlasten für maximales Kragmoment	37
Abbildung 5.12: Aufteilung des Lastmodells 1 auf das Tragwerk jeweils in (a) Einzellasten und (b) Gleichlasten für maximales Feldmoment.....	38
Abbildung 5.13: Aufteilung des Lastmodells 1 auf das Tragwerk jeweils in (a) Einzellasten und (b) Gleichlasten für maximales Feldmoment.....	39
Abbildung 5.14: LF2: Ständige lasten infolge Aufbau und Randbalken	39
Abbildung 5.15: LF10: LM1 für maximales Stützmoment	40
Abbildung 5.16: LF11: LM1 für maximales Feldmoment	40
Abbildung 5.17: LF21: LM3 für maximales Feldmoment	40
Abbildung 5.18: LF22: LM3 für maximales Stützmoment	41
Abbildung 5.19: Momentenausrundung bei monolithischem Anschluss einer Platte.....	41
Abbildung 5.20: RFEM: Momenten- und Querkraftverlauf	42
Abbildung 5.21: RF-Beton: Erforderliche Bewehrung über dem Auflager	42
Abbildung 5.22: RF-Beton: Erforderliche Bewehrung im Feld	43
Abbildung 5.23: ConDim: Durchbiegung am Kragarm	44
Abbildung 5.24: Skizze Schubbewehrung auf einem Meterstreifen der Fahrbahnplatte.....	45
Abbildung 5.25: RF-Beton: Erforderliche Schubbewehrung	46
Abbildung 5.26: EK11 SLS häufig: Maximale Spannung	46
Abbildung 6.1: Statisches System Brücke B2314 [13]	47
Abbildung 6.2: Statisches System des Alternativentwurfs.....	47
Abbildung 6.3: Prinziplagerung einer gekrümmten, einfeldrigen Brücke [7]	48
Abbildung 6.4: RFEM: Lagerung eines Brückenfelds.....	48
Abbildung 6.5: RFEM: Lagerung des Gesamtmodells.....	48
Abbildung 6.6: LF2: Aufbau und Randbalken	48
Abbildung 6.7: LF11: Wind +X [kNm/m].....	49
Abbildung 6.8: LF20: positive Temperatur	49
Abbildung 6.9: LF31: Stützensenkung Achse 80.....	49
Abbildung 6.10: LF90: LM1 feldweise Belastung mit Gleichlast	49
Abbildung 6.11: LF102: LM1 Einzellast als Wanderlast.....	50
Abbildung 6.12: LF190: LM1 Feldweise Belastung für maximale Torsion.....	50
Abbildung 6.13: LF202: LM1 Einzellast als Wanderlast für maximale Torsion.....	50
Abbildung 6.14: LF412: LM3 Einzellasten als Wandergruppe	50
Abbildung 6.15: RF-Tendon: V1 (a) Übersicht Bemessungsträger, (b) Ausschnitt Stab 2.....	52
Abbildung 6.16: RF-Tendon: V1 Spanngliedführung (a) über dem Auflager und (b) in Feldmitte.....	52
Abbildung 6.17: RF-Tendon: V1 Primäre Schnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,dir}$ [kNm].....	53
Abbildung 6.18: RF-Tendon: V1 Zwangsschnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,ind}$ [kNm]	53
Abbildung 6.19: RFEM LF 40/RF-Tendon: V1 Gesamtschnittgrößen infolge Vorspannung: $N_{p,ges}$ [kN], $M_{p,ges}$ [kNm]	53
Abbildung 6.20: RFEM EK 611: SLS quasi-ständig ohne Vorspannung.....	55
Abbildung 6.21: V1 Auswirkung der Vorspannung auf (a) einen Einfeldträger: $M_{p,dir}$ (b) einen eingespannten Träger: Gesamtschnittgrößen $M_{p,ges}$ (c) Verlauf der Zwangsmomente $M_{p,ind}$ (c) ...	56

Abbildung 6.22: Grafische Ermittlung der Spanngliedlänge für $M_{qs}/z + N_{qs}$	58
Abbildung 6.23: Endgültige Spanngliedlänge für $(M_{qs} + M_{ind})/z + N_{qs}$	59
Abbildung 6.24: RFEM EK 605: SLS charakteristisch ohne Vorspannung.....	59
Abbildung 6.25: RFEM EK 510: Schnittgrößen ohne Vorspannung im GZT	64
Abbildung 6.26: V1 INCA2: Spannungsverteilung in Feldmitte.....	64
Abbildung 6.27: ÖN EN 1992-2, Bild 6.104 Innere Spannungsüberlagerung in den verschiedenen Wänden eines Kastenquerschnittes für (a) Torsion, (b) Querkraft und (c) Kombination [23]	65
Abbildung 6.28: V1 Bewehrungsskizze Variante 1	66
Abbildung 6.29: Externe Vorspannung: Litzenband 3x4	67
Abbildung 6.30: RF-Tendon: V2 Externe Spanngliedführung im Querschnitt (a) über dem Auflager (Position 42m) und (b) in Feldmitte (Position 63m).....	67
Abbildung 6.31: RF-Tendon: V2 Externe Spanngliedführung in Längsrichtung	68
Abbildung 6.32: RF-Tendon: V2 Primäre Schnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,dir}$ [kNm].....	68
Abbildung 6.33: RF-Tendon: V2 Zwangsschnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,ind}$ [kNm]	68
Abbildung 6.34: RFEM LF 40/RF-Tendon: V2 Gesamtschnittgrößen infolge Vorspannung: N_p [kN], $M_{p,ges}$ [kNm]	69
Abbildung 6.35: V2 Auswirkung der Vorspannung auf (a) einen Einfeldträger: $M_{p,dir}$ (b) einen eingespannten Träger mit eng liegenden Umlenkpunkten k_1, k_2 : $M_{p,ges}$ und $M_{p,ind}$ (c) einen eingespannten Träger mit weit voneinander liegenden Umlenkpunkten k_3, k_4 : $M_{p,ges}$ und $M_{p,ind}$	70
Abbildung 6.36: V1 Bewehrungsskizze Variante 2	75
Abbildung 7.1: Querschnitt (a) Alternativ- und (b) Originalentwurf.....	76

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.1: Übersicht Betondeckung	26
Tabelle 5.2: ÖN EN 1991-2, Tabelle 4.2 – Lastmodell 1, Verteilung von Verkehrslasten [17]	28
Tabelle 5.3: ÖN B 1991-2, Tabelle 4.4a – Festlegung von Verkehrslastgruppen [18]	33
Tabelle 5.4: ÖN EN 1990 A1, Tabelle A.2.4(B) – Bemessungswerte der Einwirkungen (STR/GEO) [22]	34
Tabelle 5.5: ÖN EN 1990 A1, Tabelle A.2.1 – Empfehlung für die Zahlenwerte der Ψ -Faktoren für Straßenbrücken [22].....	34
Tabelle 5.6: ÖN EN 1992-2:2014, Tabelle 2 – Empfohlene Werte für w_{\max} und relative Kombinationsregeln [23].....	36
Tabelle 5.7: Erforderliche Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung infolge Zwang nach Eurocode 2 ...	45
Tabelle 5.8: Rissbreitenbegrenzung infolge direkter Einwirkung nach Eurocode 2.....	45
Tabelle 6.1: V1 Abschätzung der Spanngliedanzahl und Dekompressionsnachweis für $t = \infty$	55
Tabelle 6.2: V1 Endgültige Spanngliedanzahl und Dekompressionsnachweis für $t = 0, t = \infty$	57
Tabelle 6.3: V1 SLS-Nachweis der charakteristischen Betonspannungen für Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$	60
Tabelle 6.4: V1 SLS-Nachweise im gerissenen Querschnitt (Zustand II)	60
Tabelle 6.5: V1 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für untere Gurtplatte	61
Tabelle 6.6: V1 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für Stege.....	62
Tabelle 6.7: V1 ULS-Nachweis Querkraft und Torsion	65
Tabelle 6.8: V1 Übersicht Bewehrung	66
Tabelle 6.9: Übersicht Massen V1	66
Tabelle 6.10: V2 Endgültige Spanngliedanzahl und Dekompressionsnachweis für $t = 0, t = \infty$	70
Tabelle 6.11: V2 SLS-Nachweis der charakteristischen Betonspannungen für Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$	71
Tabelle 6.12: V2 SLS-Nachweise im gerissenen Querschnitt (Zustand II)	71
Tabelle 6.13: V2 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für untere Gurtplatte	72
Tabelle 6.14: V2 SLS-Nachweis der Rissbreite infolge Zwang für Stege.....	72
Tabelle 6.15: V2 ULS-Nachweis Querkraft und Torsion	74
Tabelle 6.16: V2 Übersicht Bewehrung	74
Tabelle 6.17: Übersicht Massen V2	75
Tabelle 7.1: Massenvergleich	77

A. Anhang A: Vordimensionierung der Fahrbahnplatte

A.1 Geometrie und Schnittgrößen

2.1 LASTFÄLLE

Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990 + EN 1991-2; Straßenbrücke Einwirkungskategorie	Eigengewicht - Faktor in Richtung			
			Aktiv	X	Y	Z
LF1	EG	Ständige Lasten	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	1.000
LF2	Aufbau Randbalken	Ständige Lasten	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	1.000
LF3	Gehweg links	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF4	Gehweg rechts	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF10	LM1 FS1_re	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF11	LM1 FS1+FS2_mittig	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF12	LM1 FS1+FS2_re	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF20	LM3_mittig SFZ	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF21	LM3_mittig_SFZ und Verkehr	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF22	LM3_rechts SFZ u. Verkehr	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF23	LM3_rechts SFZ	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			

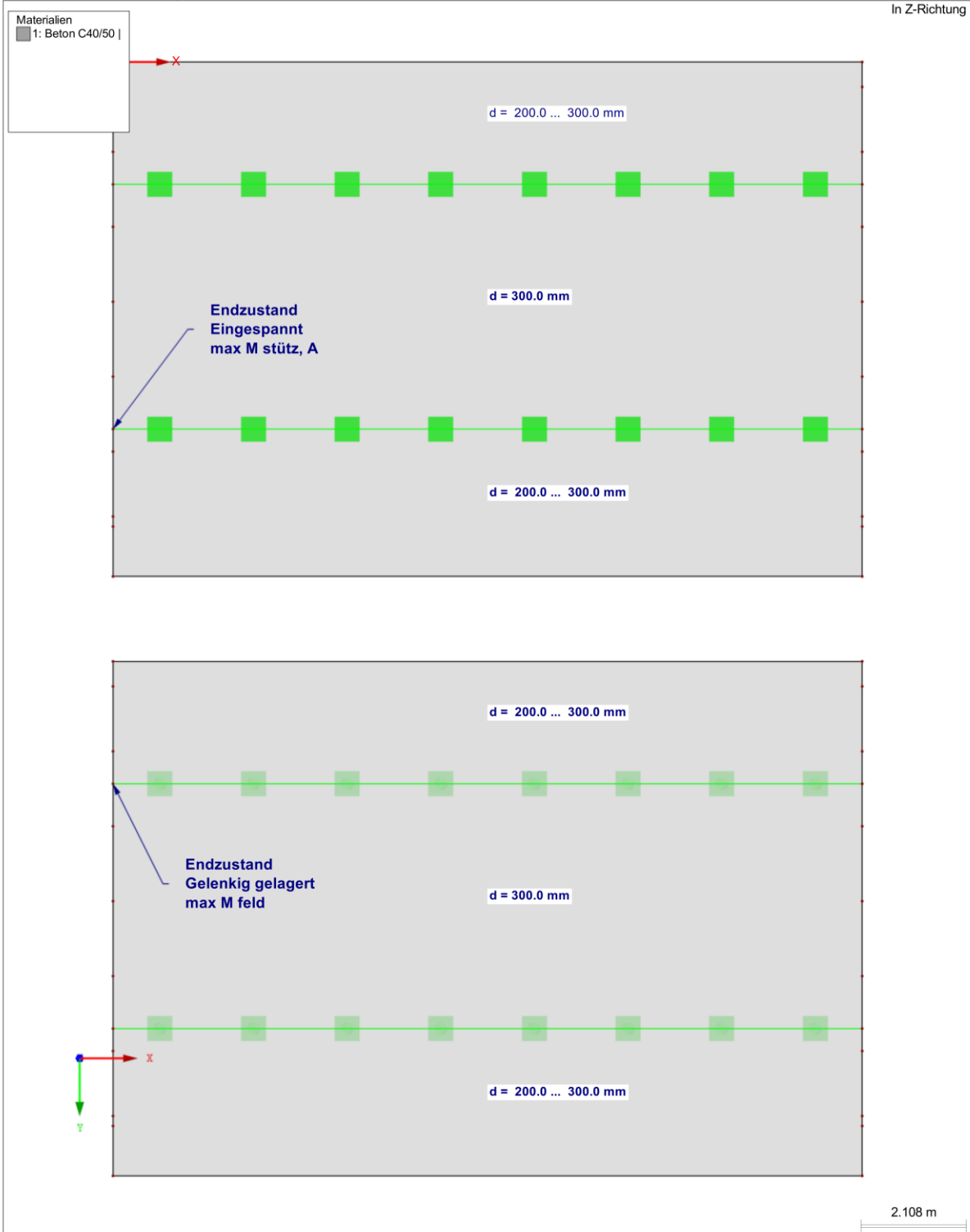
2.5 LASTKOMBINATIONEN

Lastkombin.	BS	Lastkombination		Lastfall		
		Bezeichnung	Nr.	Faktor		
LK1		LF1 + LF2 + LF23	1	1.00	LF1	EG
			2	1.00	LF2	Aufbau Randbalken
			3	1.00	LF23	LM3_rechts SFZ

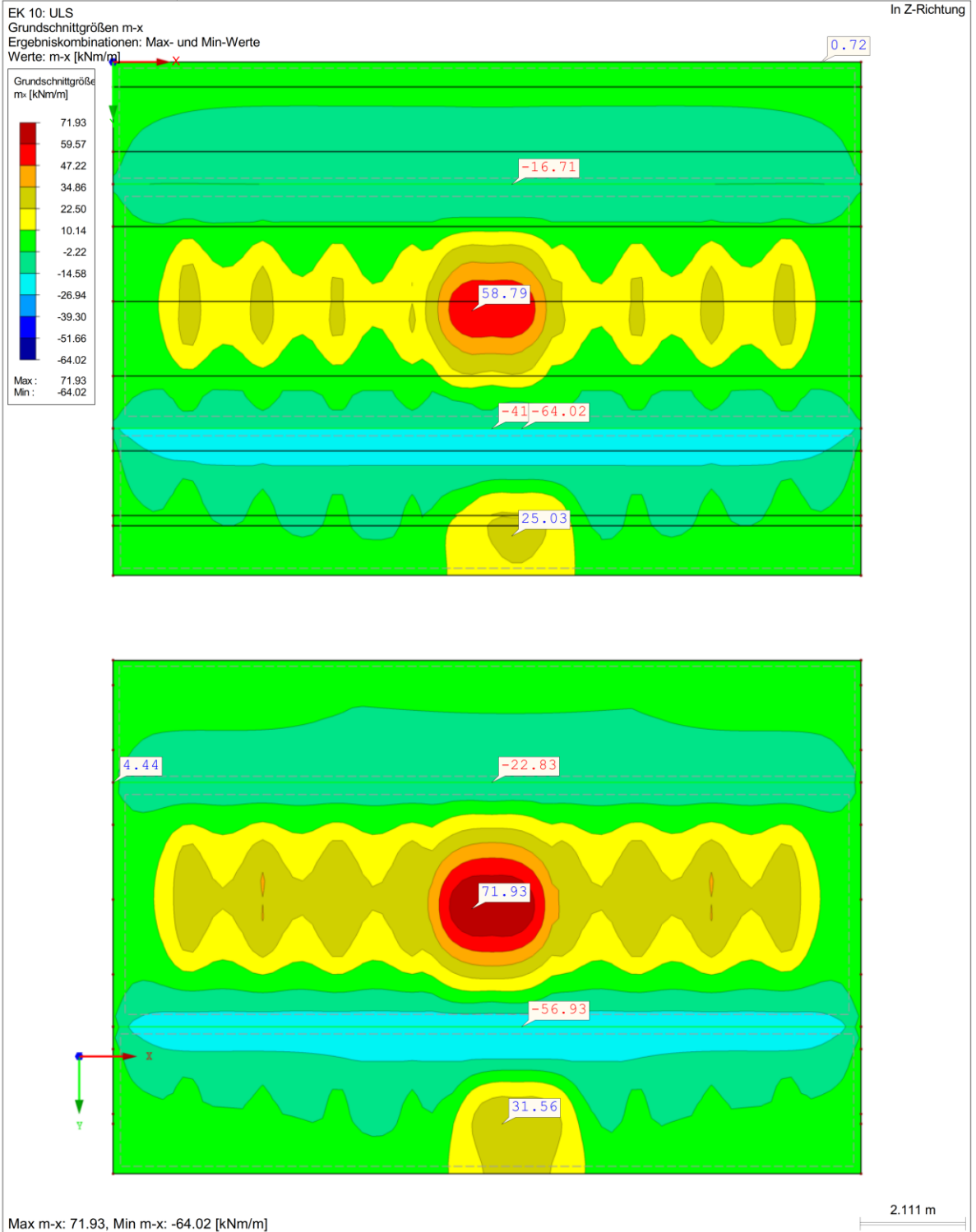
2.7 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebniskombin.	Bezeichnung	Belastung
EK1	Ständig	LF1/s + LF2/s
EK2	LM 1	LF10 oder bis LF12
EK3	LM 3	LF20 oder LF22 oder LF23 oder LF21
EK10	ULS	1.35*EK1/s + 1.35*EK2 oder 1.35*EK3
EK11	SLS charakt.	EK1/s + EK2 oder EK3
EK12	SLS quasi ständig	EK1/s + 0.3*EK2
EK13	SLS häufig	EK1/s + 0.5*EK2 oder 0.5*EK3
EK20	GZT Kragmoment	1.35*LF1/s + 1.35*LF2/s + 1.35*LF10 oder 1.35*LF22 oder 1.35*LF23
EK21	GZT Feldmitte	1.35*LF1/s + 1.35*LF2/s + 1.35*LF11 oder 1.35*LF20 oder 1.35*LF21
EK22	GZT Auflager	1.35*LF1/s + 1.35*LF2/s + 1.35*LF12 oder 1.35*LF22 oder 1.35*LF23

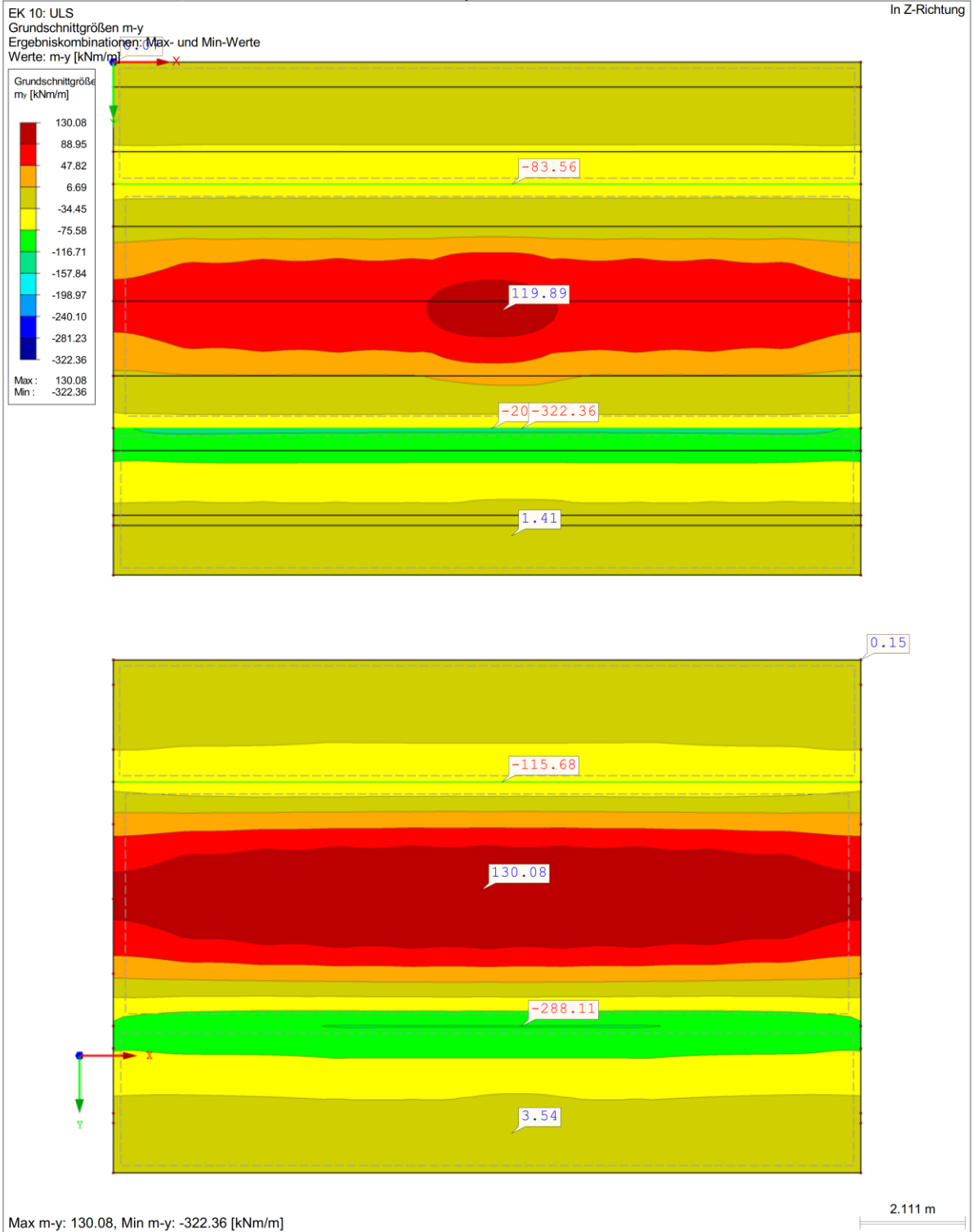
■ MODELL



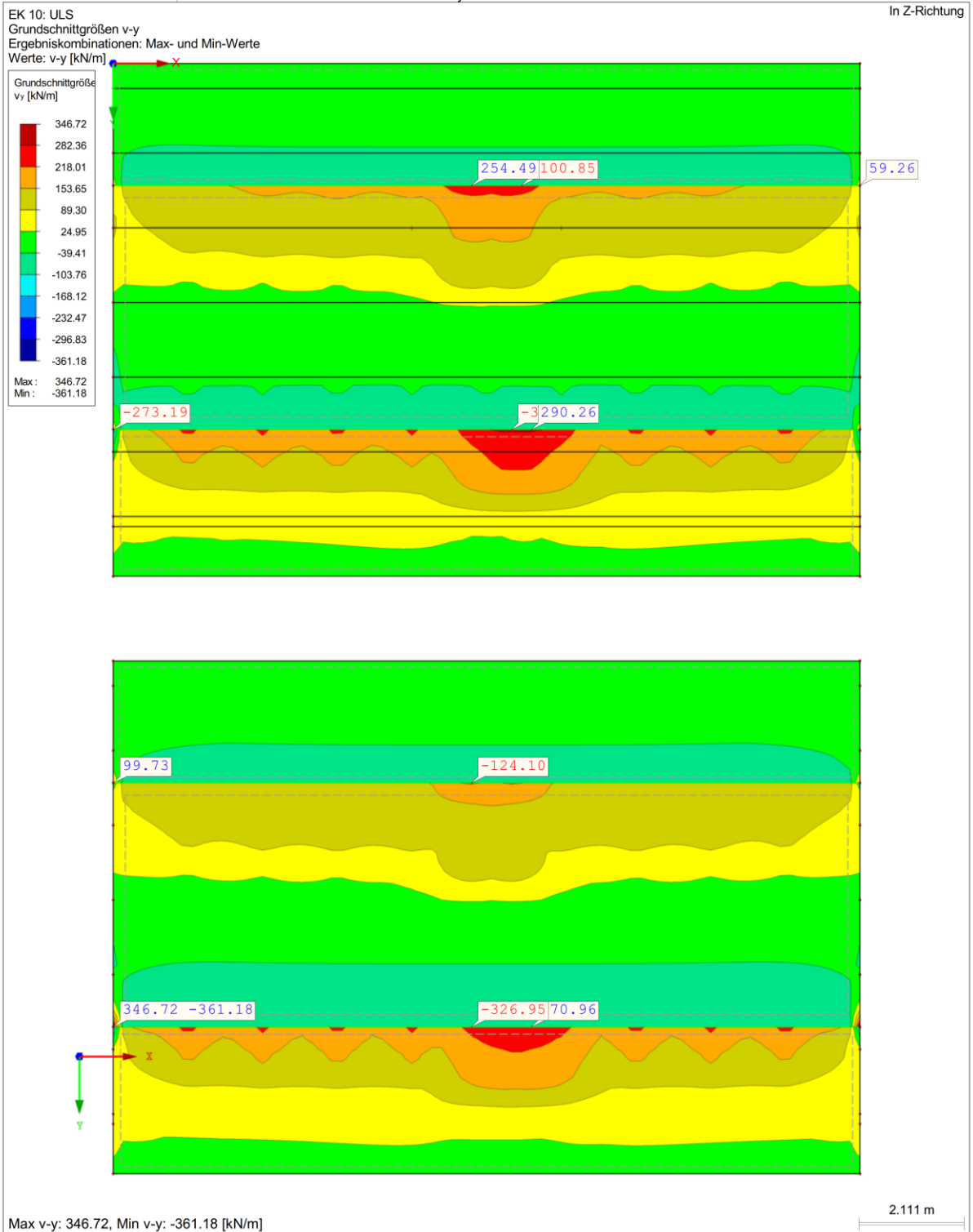
■ GRUNDSCHNITTGRÖSSEN m_x



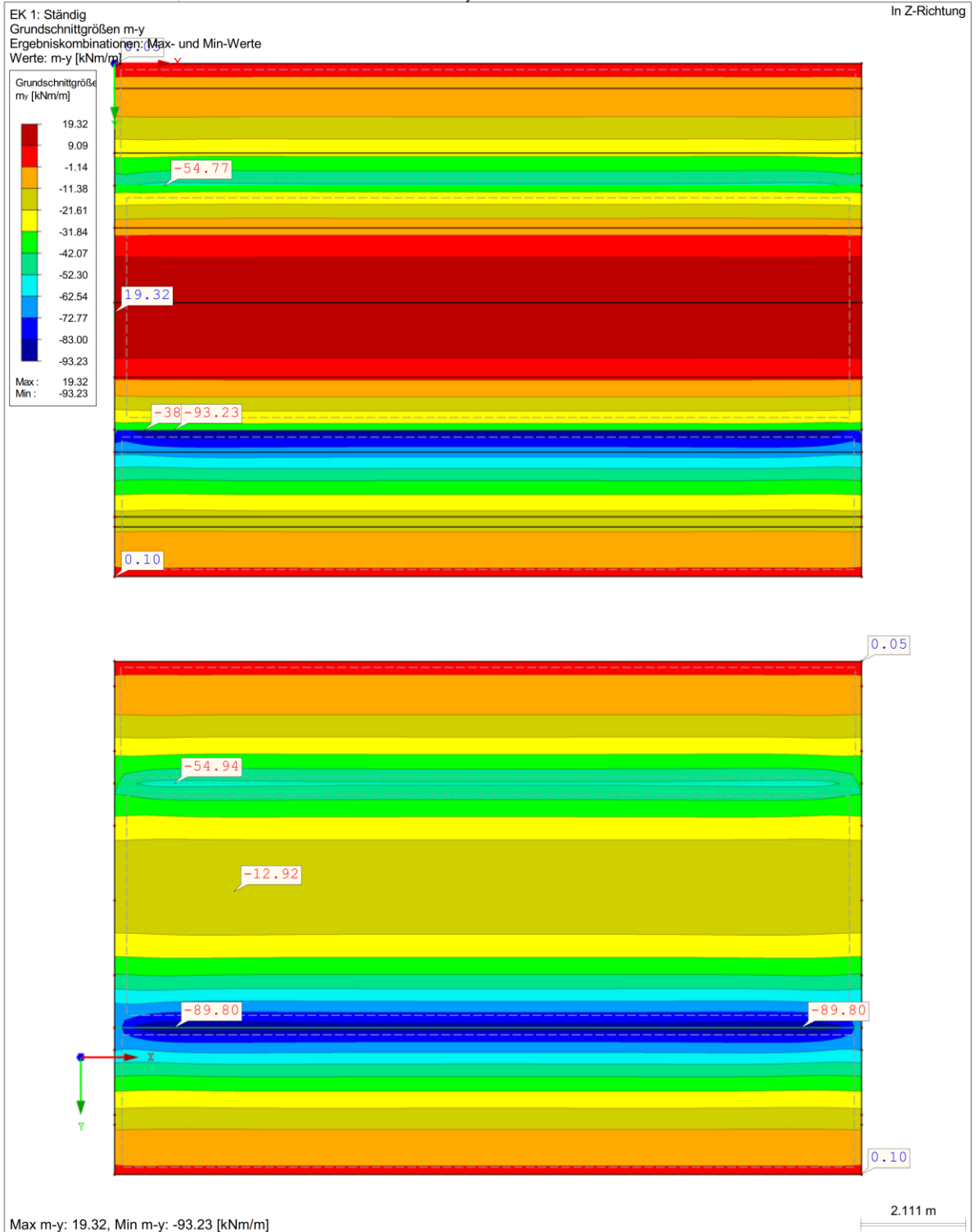
■ GRUNDSCHNITTGRÖSSEN m_y



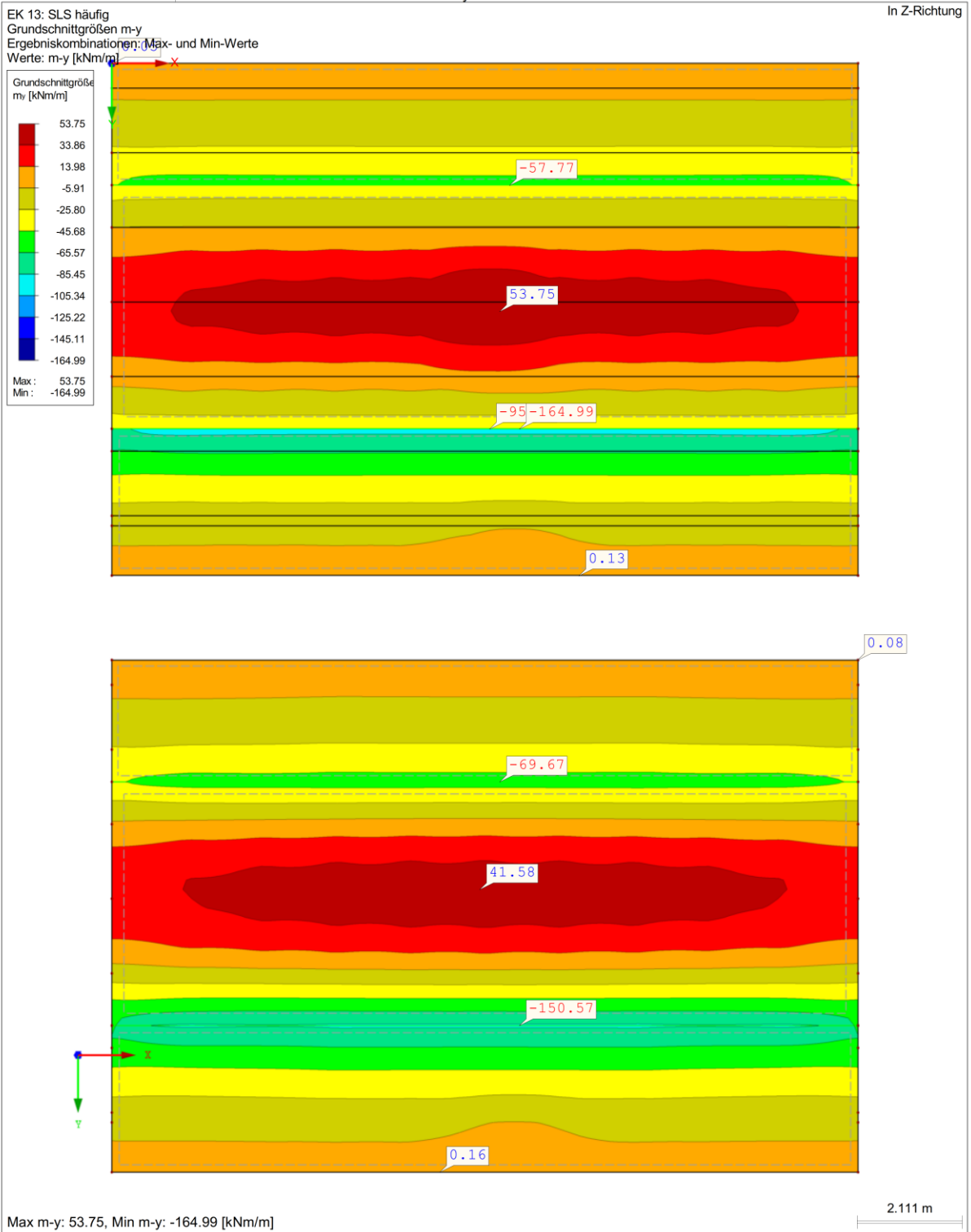
■ GRUNDSCHNITTGRÖSSEN v_y



■ GRUNDSCHNITTGRÖSSEN m_y



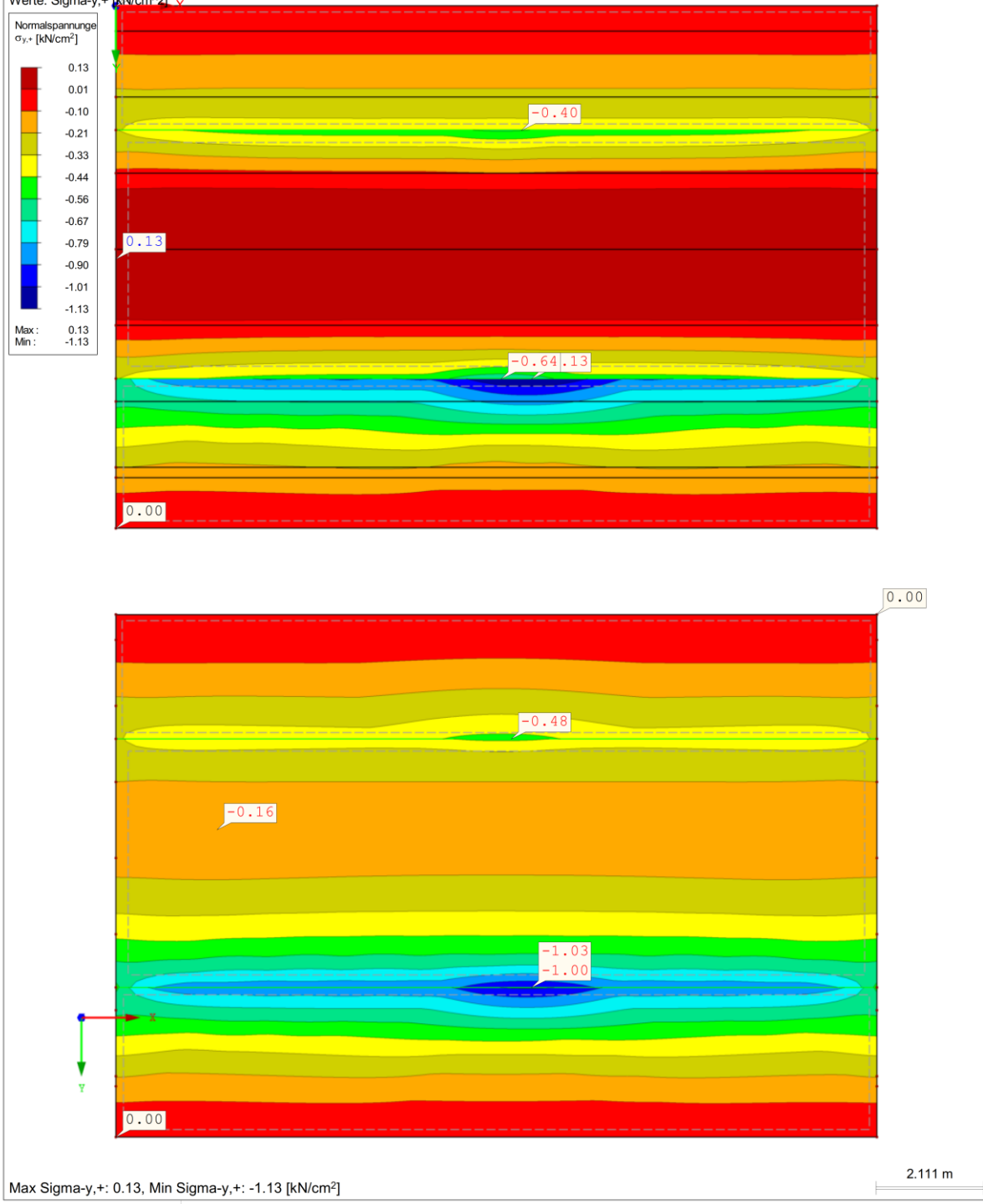
■ GRUNDSCHNITTGRÖSSEN m_y



■ NORMALSPANNUNGEN $\sigma_{y,+}$

EK 13: SLS häufig
Spannungen Sigma-y,+
Ergebniskombinationen: Min-Werte
Werte: Sigma-y,+ [kN/cm²]

In Z-Richtung



A.2 GZT Bemessung

1.1 BASISANGABEN

Bemessung nach Norm:	ÖNORM B 1992-1-1/NA:2011-12
TRAGFÄHIGKEIT	
Zu bemessende Ergebniskombination:	EK10 ULS Ständig und vorübergehend
Definition der vorhandenen Zusatzbewehrung	Automatische Anordnung nach Vorgaben in Maske 1.4
DETAILEINSTELLUNGEN	
Nachweisverfahren für Bewehrungsumhüllende Ansatz von Schnittgrößen ohne Rippenanteil	Gemischte <input type="checkbox"/>
Einstellungen der Bemessungssituation für GZG-Nachweise	
Lastkombination:	
Charakteristisch mit Direktlast	Nachweise: $k_1 \cdot f_{ck}$, $k_3 \cdot f_{yk}$
Charakteristisch mit Zwangsverformung	Nachweise: $k_1 \cdot f_{ck}$, $k_4 \cdot f_{yk}$
Häufig	Nachweise: w_k
Quasi-ständig	Nachweise: $k_2 \cdot f_{ck}$, w_k , u_l

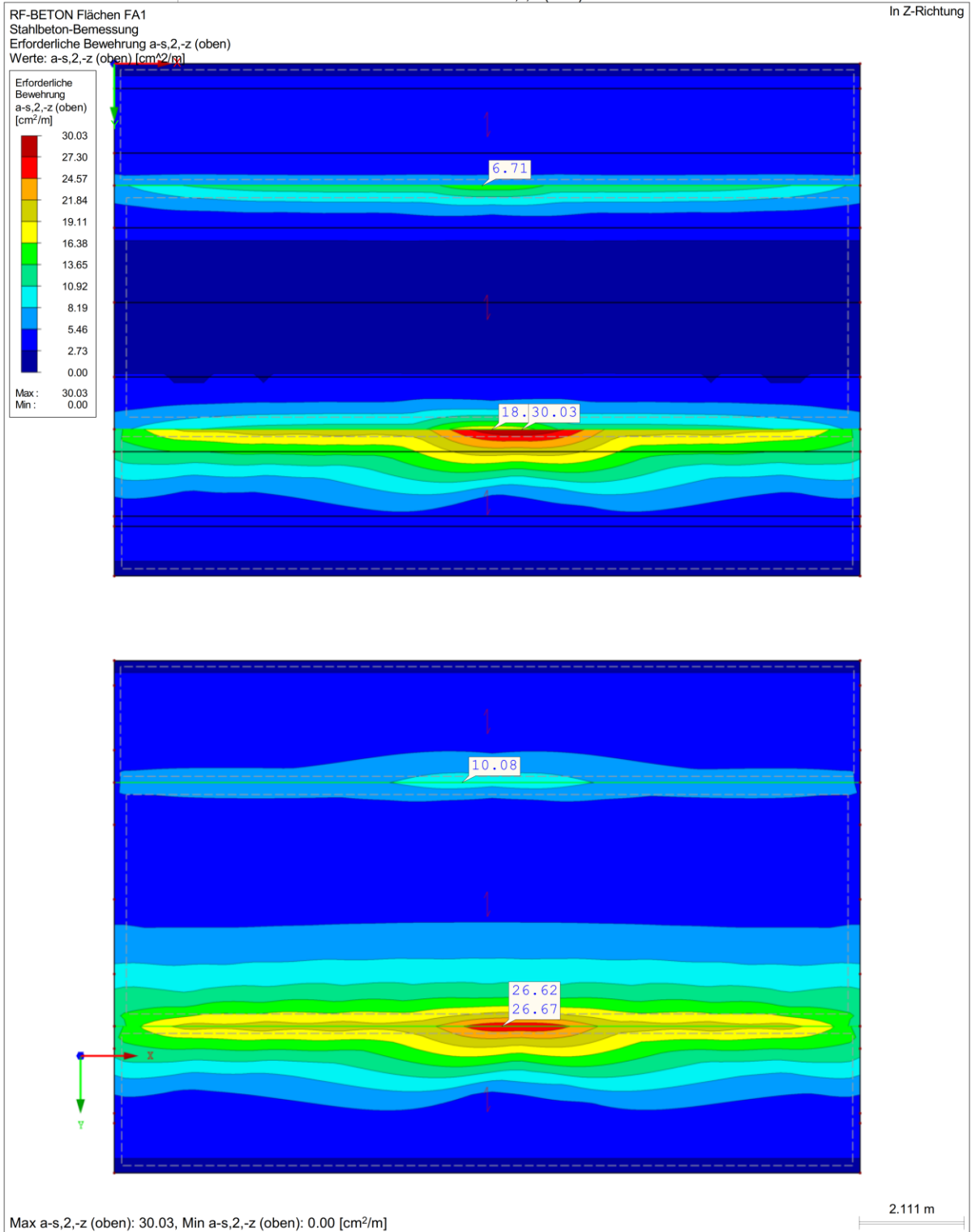
1.2 MATERIALIEN

Material Nr.	Beton-Festigkeitsklasse	Materialbezeichnung	Stahl-Bezeichnung	Kommentar
1	Beton C40/50		B 550 S (B)	

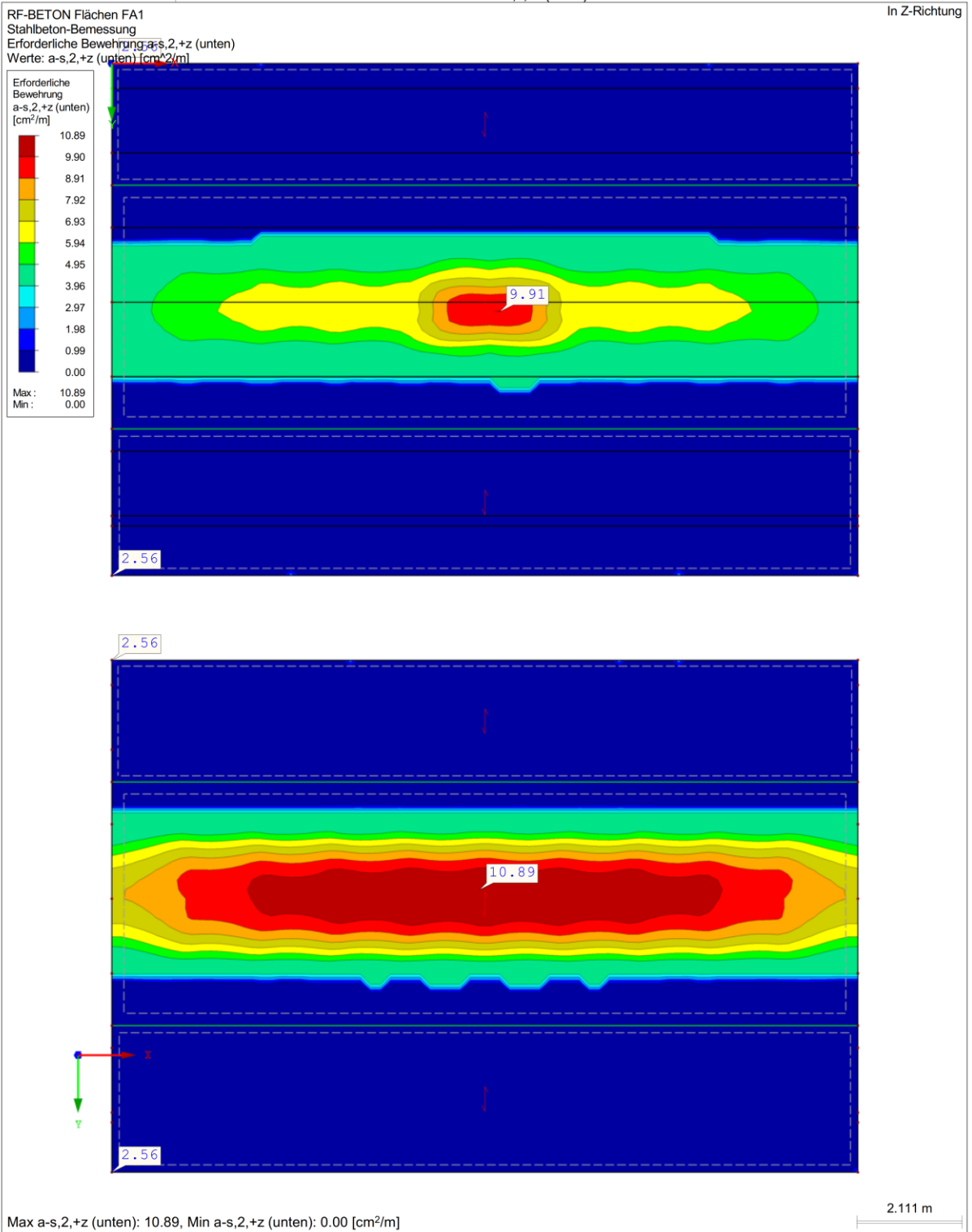
1.4 BEWEHRUNGSSATZ NR. 1

Angewendet auf Flächen:	Alle	
BEWEHRUNGSGRAD		
Mindest-Querbewehrung	20.0 %	
Mindest-Bewehrung generell	0.0 %	
Mindest-Druckbewehrung	0.0 %	
Mindest-Zugbewehrung	0.0 %	
Maximaler Bewehrungsgrad	4.0 %	
Minimaler Schubbewehrungsgrad	0.0 %	
Betondeckung nach Norm	<input checked="" type="checkbox"/>	
ANORDNUNG DER GRUNDBEWehrUNG - OBEN (-z)		
Anzahl der Bahnen	2	
Achsmaßdeckungen	d-1: 4.00, d-2: 5.00 cm	
Parameter zur Bestimmung der Betondeckung		
Einstellungen identisch zur Betondeckung	C+z (unten)	
Bewehrungsrichtungen	Phi-1: 0.000°, Phi-2: 90.000°	
Bewehrungsfläche	As-1,-z (oben): 0.00, As-2,-z (oben): 0.00 cm²/m	
ANORDNUNG DER GRUNDBEWehrUNG - UNTEN (+z)		
Anzahl der Bahnen	2	
Achsmaßdeckungen	d-1: 4.00, d-2: 5.00 cm	
Parameter zur Bestimmung der Betondeckung		
Expositionsklasse nach 4.4.1.2(5)	XC2 / XC3 / XC4	
Verschleißklasse nach 4.4.1.2(13)	Keine	
Nutzungsdauer nach 4.4.1.2(5) Tabelle 1	100 Jahren	
Herstellungsart nach 4.4.1.3(4)	Ortbeton	
Nenndurchmesser des Größtkorns größer als 32mm nach 4.4.1.2(3) Tabelle 4.2	<input type="checkbox"/>	
Bewehrungsrichtung	φ1	φ2
Maximaler Bewehrungsdurchmesser	0.010 m	0.010 m
Mindestbetondeckung aus Verbundanforderungen nach 4.4.1.2(3)	0.010 m	0.010 m
Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeitsanforderungen nach 4.4.1.2(5)	0.030 m	0.030 m
Aditives Sicherheitselement nach 4.4.1.2(6)	0.000 m	0.000 m
Mindestbetondeckung nach 4.4.1.2(2)	0.030 m	0.030 m
Benutzerdefiniertes Vorhaltemaß nach 4.4.1.3	0.005 m	0.005 m
Nennmaß der Betondeckung für Bewehrung nach 4.4.1.1	0.040 m	0.040 m
Mindestbetondeckung der Bewehrung	0.040 m	0.050 m
Bewehrungsrichtungen	Phi-1: 0.000°, Phi-2: 90.000°	
Bewehrungsfläche	As-1,+z (unten): 0.00, As-2,+z (unten): 0.00 cm²/m	
LÄNGSBEWehrUNG FÜR QUERKRAFTNACHWEIS		
Ansatz des jeweils größeren Wertes aus erforderlicher oder vorhandener Längsbewehrung (Grund- und Zusatzbewehrung) pro Bewehrungsrichtung.		
EINSTELLUNGEN ZU ÖNORM B 1992-1-1/NA:2011-12		
Mindestlängsbewehrung für Platten nach 9.3.1	<input checked="" type="checkbox"/>	
Richtung der Mindestbewehrung		
Bewehrungsrichtung mit der Hauptzugkraft im betrachteten Element(As,min auf Ober- (z) oder Unterseite (+z)):	<input checked="" type="checkbox"/>	
Mindestlängsbewehrung für Wände nach 9.6	<input type="checkbox"/>	
Mindestschubbewehrung	<input checked="" type="checkbox"/>	
Begrenzung der Druckzone	<input checked="" type="checkbox"/>	
Veränderliche Druckstrebenneigung - Min	21.801 °	
Veränderliche Druckstrebenneigung - Max	45.000 °	
Teilsicherheitsbeiwert γ_s	ST+V 1.15, AU 1.00, GZG 1.00	
Teilsicherheitsbeiwert γ_c	ST+V 1.50, AU 1.20, GZG 1.00	
Berücksichtigung von Langzeitwirkungen Alpha-cc	ST+V 1.00, AU 1.00, GZG 1.00	
Berücksichtigung von Langzeitwirkungen Alpha-ct	GZG 1.00	

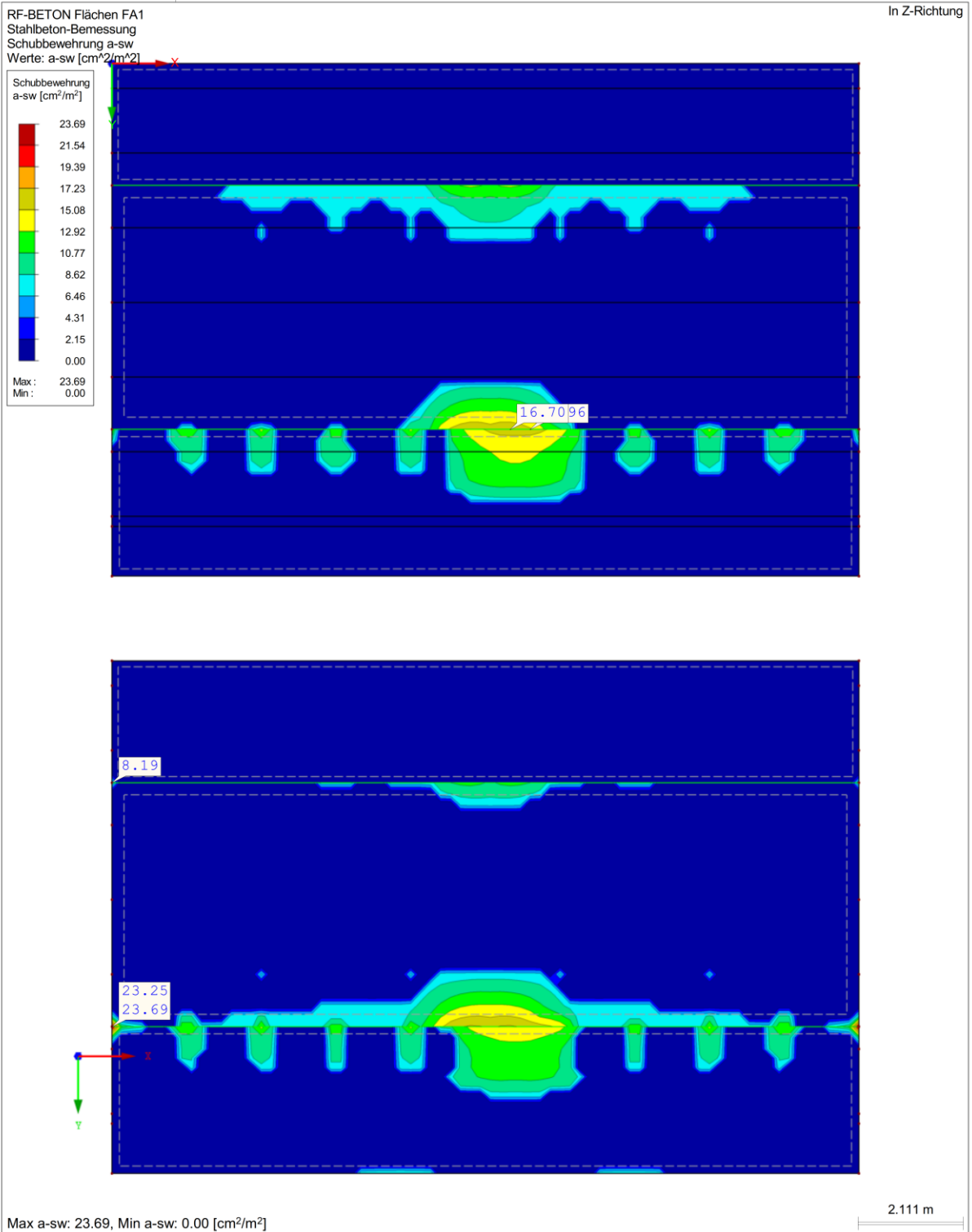
■ ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $a_{s,2,-z}$ (oben)



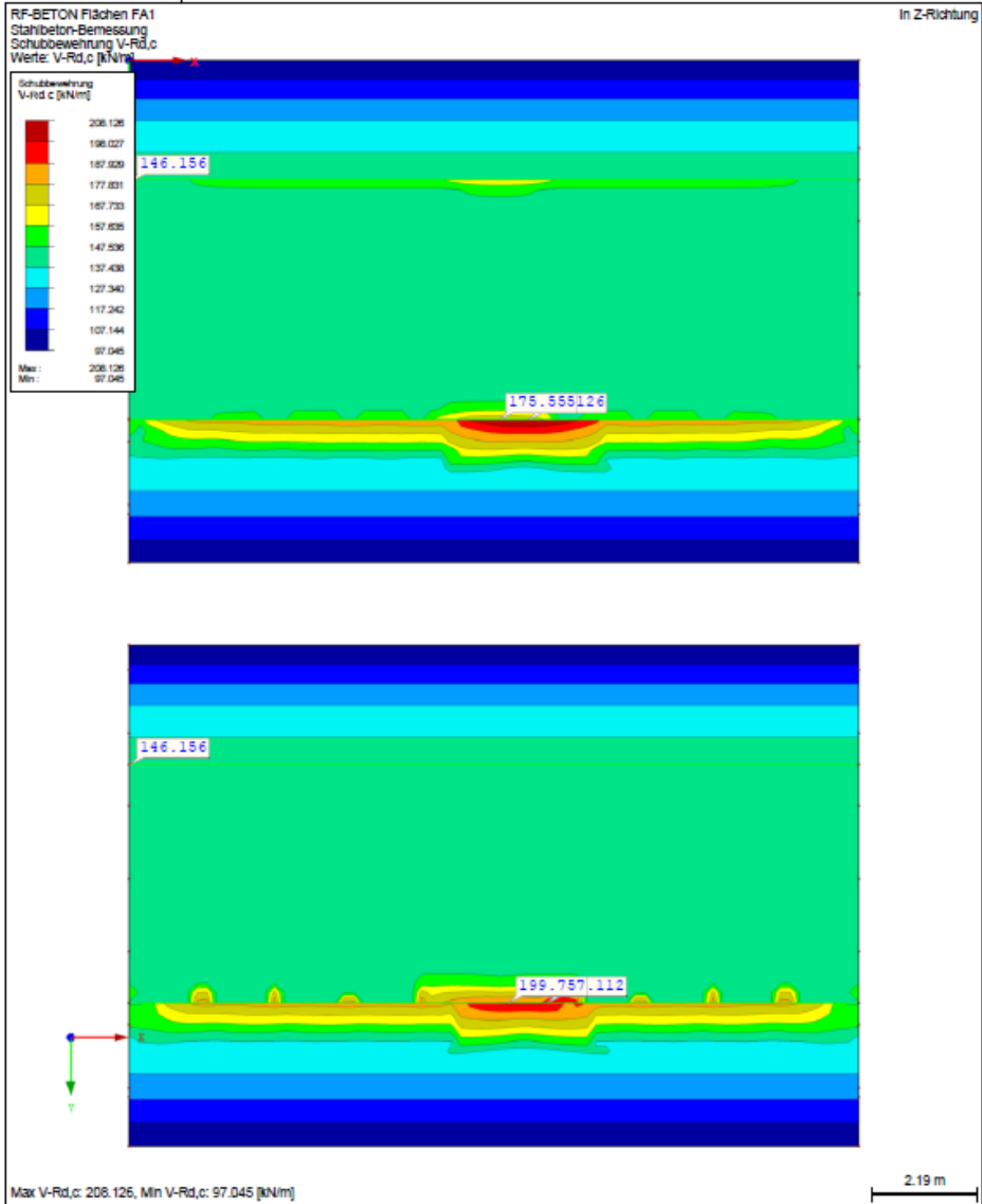
■ ERFORDERLICHE BEWEHRUNG $a_{s,2,+z}$ (unten)



■ SCHUBBEWEHRUNG a_{sw}



RF-BETON FLÄCHEN - SCHUBBEWEHRUNG $V_{Rd,c}$ FA1, IN Z-RICHTUNG



A.2 GZG Begrenzung der Rissbreite zufolge Zwang

ZUBLIN	Ed. Züblin AG Hauptverwaltung Stuttgart Zentrale Technik Abteilung TBK		V1.10	
	Projekt	Alternativentwurf Brücke B2314	Bearbeiter	Viktoriya Mihaylova
	Bauteil	Deckplatte	Datum	07.06.18

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 und NA:2013-04

Eingabe

- Geometrie:	Dicke h =	30,0	cm	Baustoffkennwerte:	$E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 3.1)
	Breite b =	100,0	cm		$f_{ctm} = 3,50 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 3.1)
- Betongüte:		C40/50			$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ (3.2.7 (4))
- Wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ (7.3.2 (2)): (früher / später Zwang)		50	%		
- Innerer Zwang (z.B. Hydratationswärmeabfluß) oder äußerer Zwang (z.B. Stützensenkung)		i	[Innen / außen]	$\rightarrow k = 0,80$	(NA7.3.2(2))
- Verwendung langsam erhärtender Beton (7.3.2 (NA.6)) (Bedingung: $r = f_{cm2} / f_{cm28} \leq 0,3$)		nein	[ja / nein]	Hinweis: Keine Reduzierung der Bewehrung	
- Dauer der Einwirkung		l	[langzeitig oder kurzzeitig]	$\rightarrow k_t = 0,4$	
(i.d.R. ist nach NA 7.3.4 (2) das langzeitige Verbundkriechen zu berücksichtigen, d.h. $k_t=0,4$. Kurzzeitige Einwirkung mit $k=0,6$ darf nach Heft 600 DAfStb nur bei Nachweisen mit 'seltener Einwirkung' verwendet werden.)					
- Streckgrenze Betonstahl:	$f_{yk} =$	550	N/mm ²		
- Zusätzlich wirkende gleichartige (zentrischer Zug) äußere Lastbeanspruchung (7.2(5)) ?		nein	[ja / nein]	$\rightarrow \max \sigma_s = f_{yk} = 550,0 \text{ N/mm}^2$	
- Betondeckung der betrachteten Bewehrungslage:	$c_{nom} =$	4,0	cm		
- Gewählte Rissbreite (Tab. 7.1DE):	$w_k =$	0,20	mm		

Gewählte Bewehrung für eine Richtung und für eine Bauteilseite:

Durchmesser Φ_{s1} / Stababstand $s_1 =$	12	10,0	mm cm	
Durchmesser Φ_{s2} / Stababstand $s_2 =$	0	0,0	mm cm	(2. Zeile bei 2 verschiedenen Durchmessern / Abständen)
<small>(2. Stabdurchmesser Φ_{s2} mit 0,01mm eingeben, falls nicht verwendet)</small>				

Zusammenfassung der gewählten Bewehrung:

Mittlerer gewichteter Stabdurchmesser mit 7.3.3 (NA.7):	$\Phi_{sm} = (\Phi_{s1}^2 / s_1 + \Phi_{s2}^2 / s_2) / (\Phi_{s1} / s_1 + \Phi_{s2} / s_2) =$	12,0 mm
Gewählte Bewehrung je Bauteilseite:		vorh $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$
Bewehrungsgrad:	$\rho = \text{vorh } A_s / A_c =$	0,0075 = 0,75%
Randabstand Bewehrungsachse:	$d_1 = c_{nom} + \Phi_{sm} / 2 =$	4,6 cm
Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung (7.3.2(3)) mit $h_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE a)-d)	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \times b =$	1220 cm ²
	$\leq h/2 \times b =$	1500 cm ²
	$h / d_1 =$	6,5
	$h_{c,eff} / d_1 =$	2,7
- Ermittlung h_{eff} nach Bild 7.1DE d):		

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Kap. 7.3.2)

- Erforderliche Bewehrung bei Erstrissbildung (Kap. 7.3.2 (2) und Gl. 7.1):	$\text{erf } A_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{zul } \sigma_s =$	11,2 cm ²	nicht relevant
mit: - Beiwert für Spannungsverteilung im Rechteckquerschnitt bei zentrischem Zwang (Gl. 7.2) (im Standardfall $\sigma_c = f_{ct,eff}$ ist $k_c = 1,0$):	$k_c =$	1,0 ($k_c = 1,0$ ist voreingestellt)	
- Effektive Zugfestigkeit 7.3.2 (2):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²	
- A_{ct} Fläche der Zugzone im Zustand I (anteilig für jede Bauteilseite und Bewehrungslage):	$A_{ct} = b \times h/2 =$	1.500 cm ²	
- Aufnehmbare Stahlspannung nach 7.3.3(2), Tab. 7.2 DE und Gl. 7.7 DE (abgeschl. Rissbild):	$\text{zul } \sigma_s = (w_k \times 3,48 \times 10^6 / \Phi_s^*)^{1/2} =$	187,1 N/mm ²	
	$\leq \max \sigma_s =$	550,0 N/mm ²	
mit: $\Phi_s^* = d_s^* = d_s \times \frac{8 \times (h-d)}{k_c \times k \times h_{cr}} \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} < d_s \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} =$		19,9 mm (7.7DE, wobei $h_c=h$)	
- Erforderliche Bewehrung bei abgeschlossenem Rissbild (Kap. 7.3.2 (NA.5) und Gl. NA.7.5.1):	$\text{erf } A_s = f_{ct,eff} \times A_{c,eff} / \text{zul } \sigma_s =$	11,4 cm ²	nicht relevant
jedoch einzuhalten Stahlspannung $\sigma_s \leq f_{yk}$ bzw. $\leq 0,8 \times f_{yk}$ bei zusätzlicher äußerer Lastbeanspruchung (7.2(5)):	$\text{erf } A_s \geq k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \max \sigma_s =$	3,8 cm ²	nicht relevant

Direkte Berechnung der Rissbreite (Kap. 7.3.4)

$$\text{Differenzdehnung Stahl/ Beton (Gl. 7.9): } \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,00053 \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00056 \text{ (maßgebend)}$$

$$\text{Maximaler Rissabstand (Gl. 7.11 und NA 7.3.4(3)): } s_{r,max} = \frac{\Phi_s}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} = 360 \text{ mm} \leq \frac{\sigma_s \cdot \Phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = 354 \text{ mm (maßgebend)}$$

mit: - Vorhandene Stahlspannung im Erstriss nach 7.3.2 (2): $\text{vorh } \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{vorh } A_s = 185,7 \text{ N/mm}^2$

(σ_s wird um 15% verringert bei Verwendung von langsam erhärtenden Beton im Hydratationsfall)

- Effektive Zugfestigkeit (keine Berücksichtigung der Mindestbetonzugfestigkeit nach NA 7.3.2 (2)): $f_{ct,eff} = 1,75 \text{ N/mm}^2$

- Effektiver Bewehrungsgrad (Gl. 7.10): $\rho_{p,eff} = \text{vorh } A_s / A_{c,eff} = 0,0093$

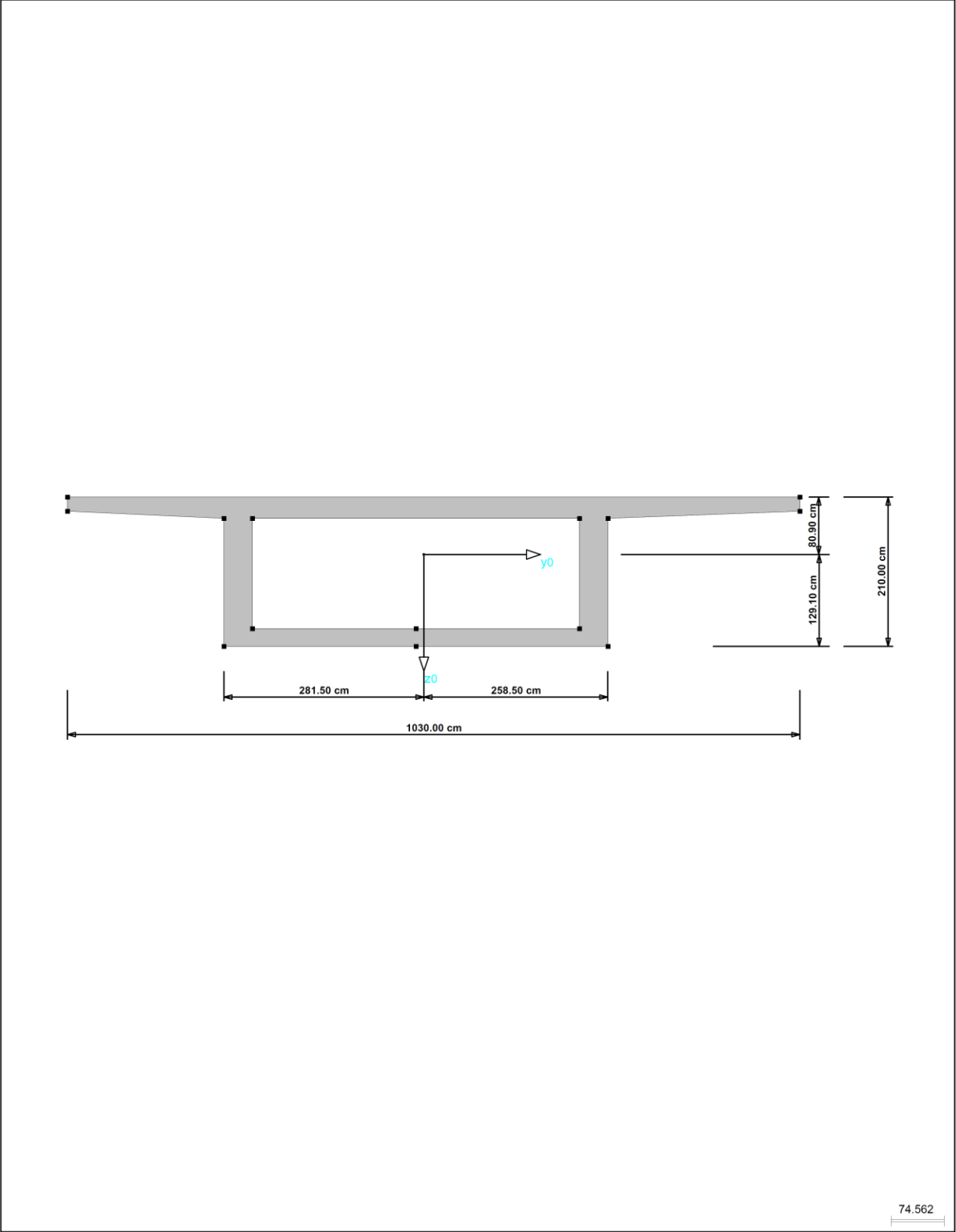
- Verhältnis E-Moduln: $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5,71$

Ergebnis: Rechnerische Rissbreite (Gl. 7.8): $w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 354 \times 0,00056 = 0,20 \text{ mm}$ **maßgebend**

B. Anhang B: Alternativentwurf Geometrie und Schnittgrößen

B.1 Querschnittsgeometrie und Widerstände

■ GRAFIK DES QUERSCHNITTS



■ QUERSCHNITTSKENNWERTE

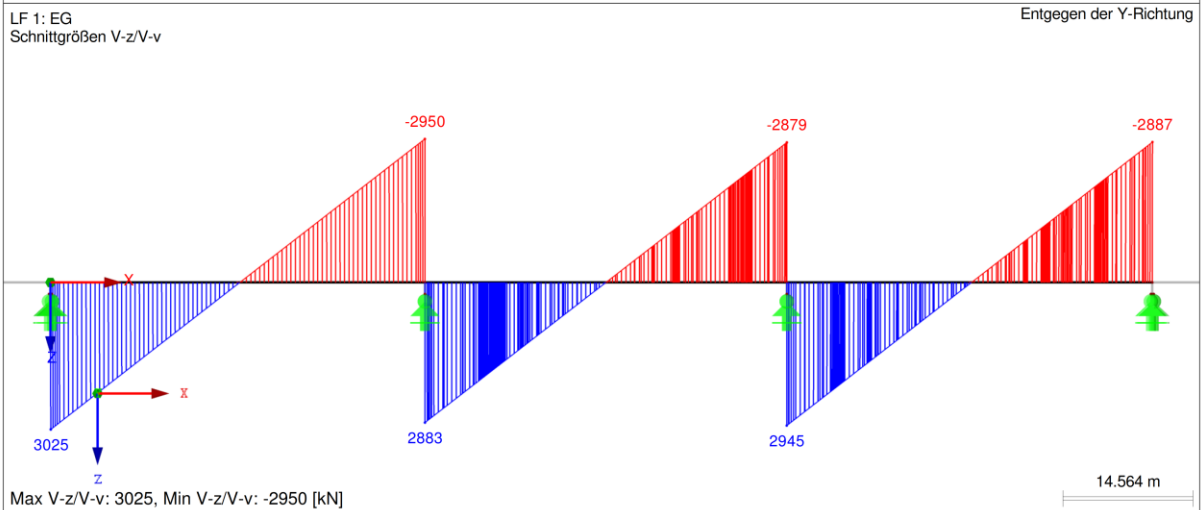
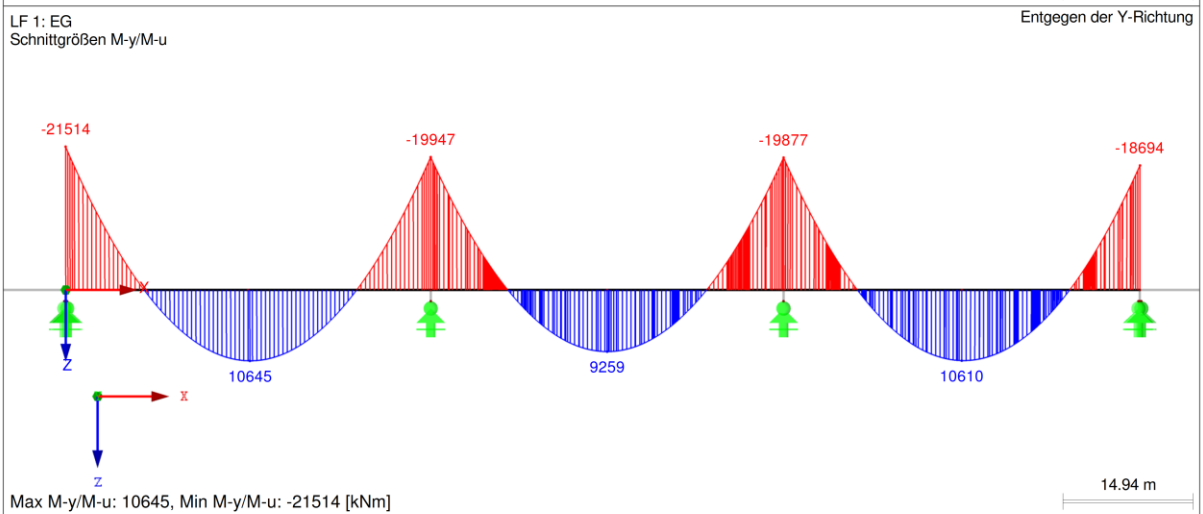
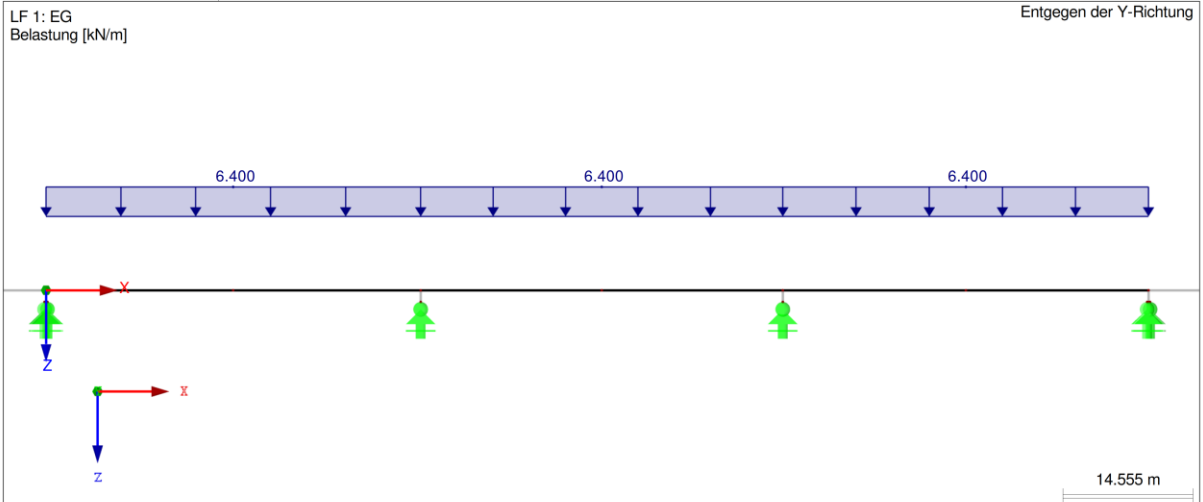
Bezeichnung	Symbol	Größe	Einheit	Kommentar
Querschnittsfläche	A	54350.00	cm ²	
	A _{tot}	54350.00	cm ²	
Schubflächen ohne Querschub	A _y	39458.90	cm ²	
	A _z	16898.10	cm ²	
	A _u	39650.60	cm ²	
	A _v	17410.00	cm ²	
Schubflächen mit Querschub	A _{y,tra}	39408.20	cm ²	
	A _{z,tra}	7946.17	cm ²	
	A _{u,tra}	36579.10	cm ²	
	A _{v,tra}	2998.23	cm ²	
Lage des Schwerpunktes	y _{S,0}	0.02	cm	bezogen auf den Nullpunkt
	z _{S,0}	0.01	cm	
Trägheitsmomente	I _y	3.47134E+08	cm ⁴	bezogen auf die Schwerachsen y, z
	I _z	3.37599E+09	cm ⁴	
Zentrifugalmoment	I _{yz}	-42983100.00	cm ⁴	
Hauptachseneinheitswinkel	α	-0.8	°	positiv im Uhrzeigersinn
Hauptträgheitsmomente	I _u	3.46524E+08	cm ⁴	bezogen auf die Hauptachsen u, v im S
	I _v	3.37660E+09	cm ⁴	
Polares Trägheitsmoment	I _p	3.72312E+09	cm ⁴	
Trägheitsradien	i _y	79.92	cm	bezogen auf den Schwerpunkt
	i _z	249.23	cm	
	i _{yz}	28.12	cm	
Hauptträgheitsradien	i _u	79.85	cm	bezogen auf die Hauptachsen u, v im S
	i _v	249.25	cm	
Polarer Trägheitsradius	i _p	261.73	cm	
Querschnittsgewicht	G	13587500.00	g/m	
Querschnittsumfang	U	246041.00	cm ² /m	
Torsionsträgheitsmoment	I _t	7.47210E+08	cm ⁴	
Lage des Schubmittelpunktes	y _{M,0}	-13.21	cm	bezogen auf den Nullpunkt
	z _{M,0}	18.59	cm	
	y _M	-13.23	cm	bezogen auf den Nullpunkt
	z _M	18.58	cm	
	u _M	-13.49	cm	bezogen auf den Nullpunkt
	v _M	18.39	cm	
Wölbwiderstände	I _{ω,S}	4.86528E+12	cm ⁶	
	I _{ω,M}	3.65978E+12	cm ⁶	
Widerstandsmomente	W _{y,max}	2689060.00	cm ³	im Abstand 129.1 cm
	W _{y,min}	-4290410.00	cm ³	im Abstand -80.9 cm
	W _{z,max}	6386750.00	cm ³	im Abstand 528.6 cm
	W _{z,min}	-6733010.00	cm ³	im Abstand -501.4 cm
	W _{u,max}	2610450.00	cm ³	im Abstand 132.7 cm
	W _{u,min}	-3937120.00	cm ³	im Abstand -88.0 cm
	W _{v,max}	6374700.00	cm ³	im Abstand 529.7 cm
	W _{v,min}	-6746540.00	cm ³	im Abstand -500.5 cm
Torsionswiderstandsmoment	W _t	4106420.00	cm ³	
Plastische Widerstandsmomente	W _{y,pl}	3674760.00	cm ³	α _{pl,y} :1.37
	W _{z,pl}	11825100.00	cm ³	α _{pl,z} :1.85
	W _{u,pl}	3670330.00	cm ³	α _{pl,u} :1.41
	W _{v,pl}	11825600.00	cm ³	α _{pl,v} :1.86
Hilfswert für Wölbverdrehung	r _{ω,M}	-0.40		
Kindem'sche Querschnittsstrecken	r _{u,Kindem}	-231.25	cm	
	r _{v,Kindem}	12.57	cm	
Querschnittsstrecken	r _{M,u}	39.55	cm	
	r _{M,v}	-268.04	cm	

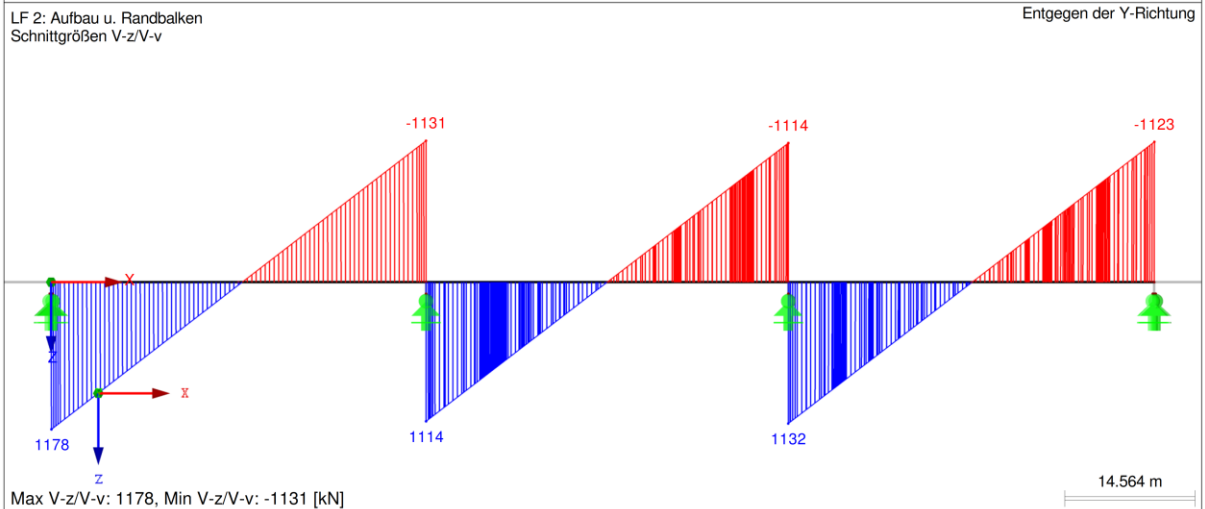
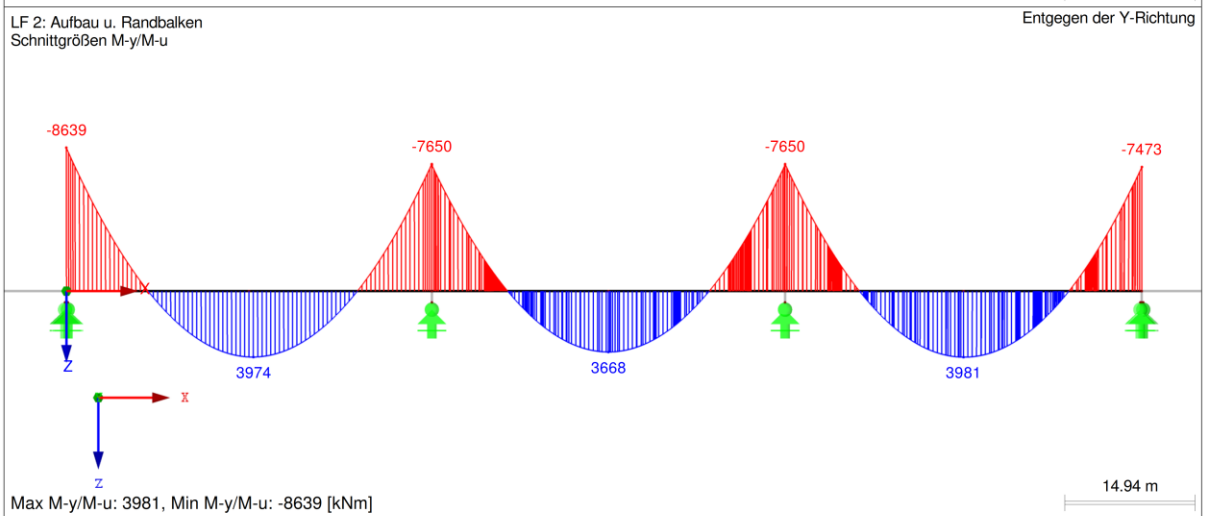
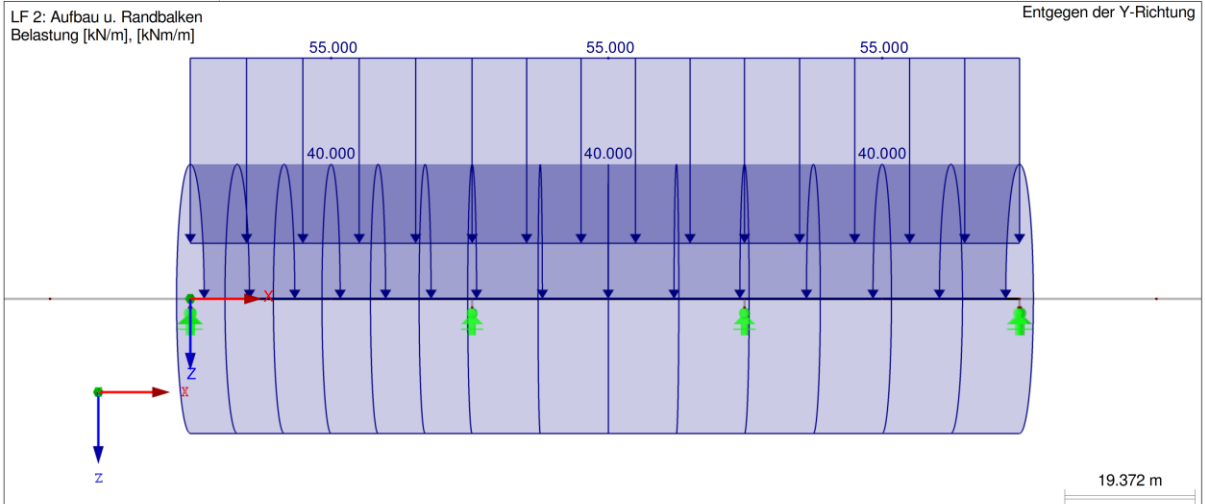
B.2 Lasten und Schnittgrößen Einzellastfälle

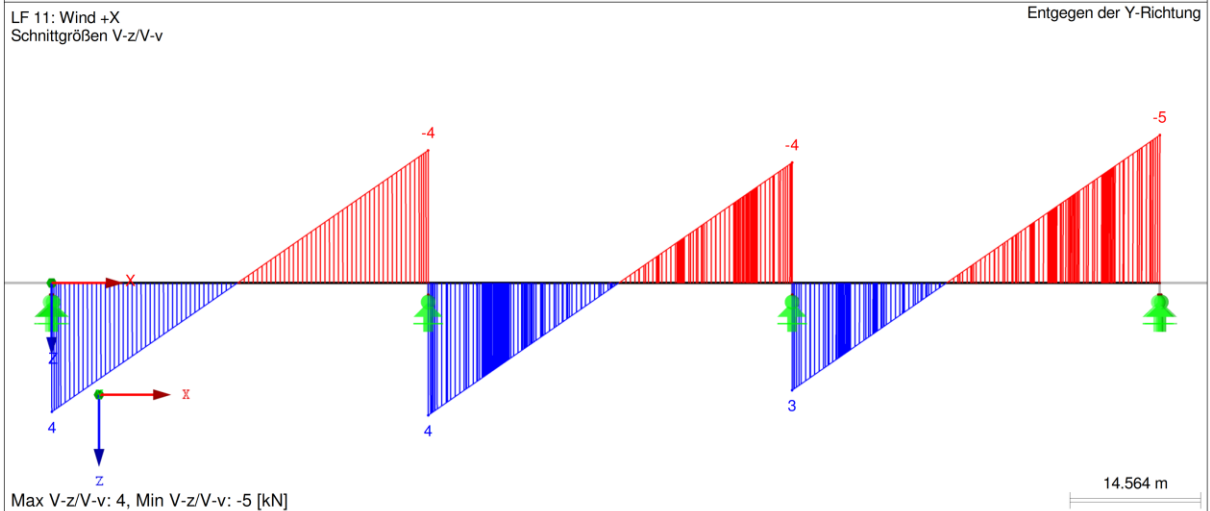
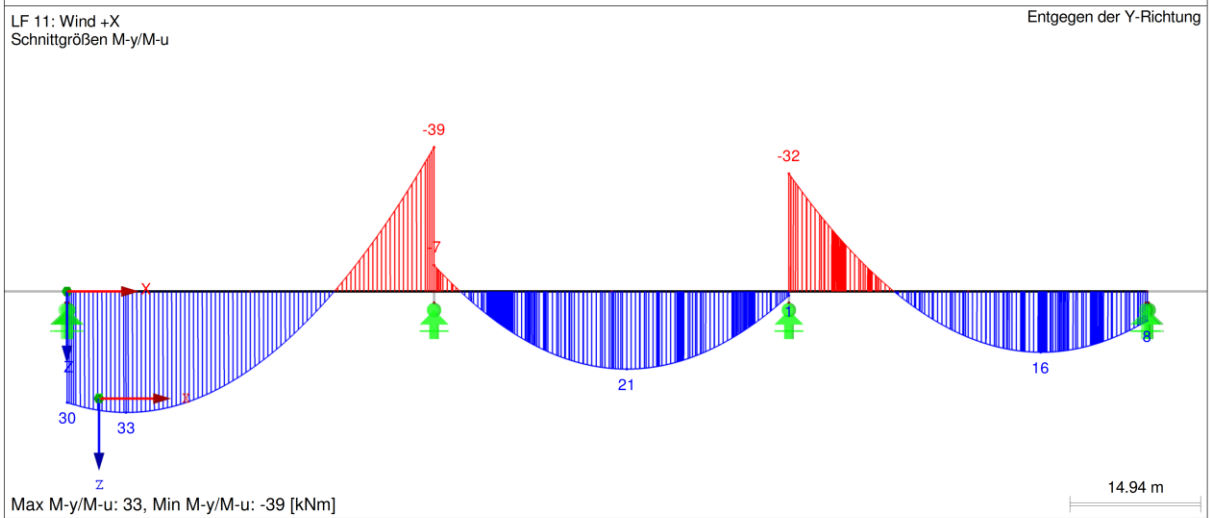
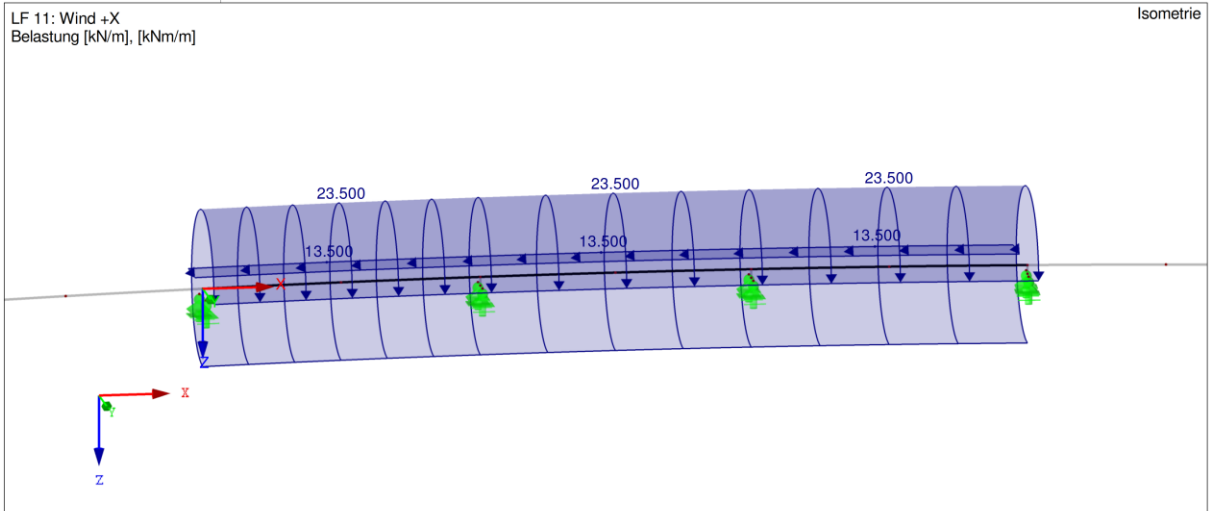
■ 2.1 LASTFÄLLE

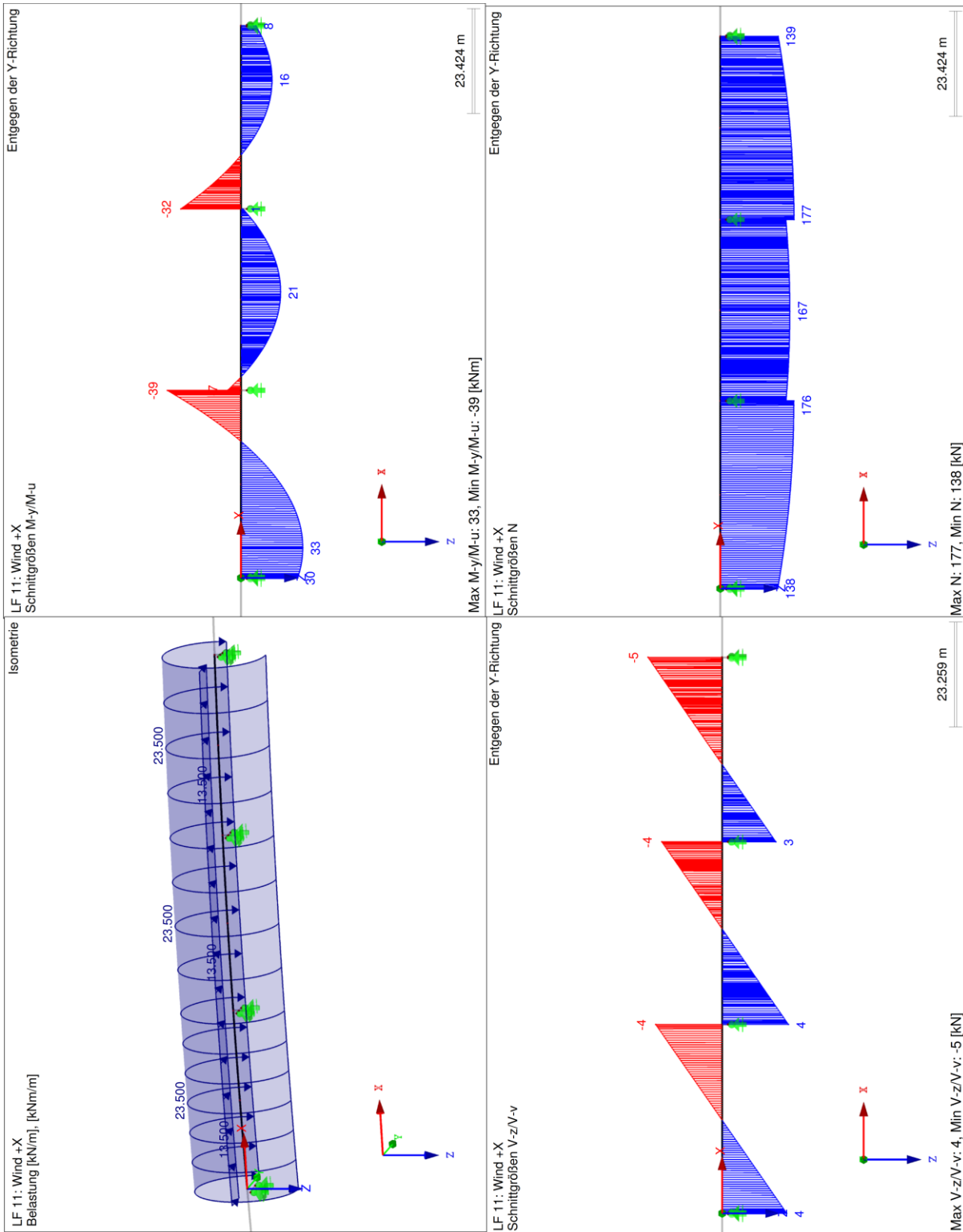
Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990 + EN 1991-2; Straßenbrücke Einwirkungskategorie	Eigengewicht - Faktor in Richtung			
			Aktiv	X	Y	Z
LF1	EG	Ständige Lasten	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	1.000
LF2	Aufbau u. Randbalken	Ständige Lasten	<input type="checkbox"/>			
LF3	Differenz EG	Ständige Lasten	<input type="checkbox"/>			
LF10	Wind -X	Windlasten – Fwk – Ständige Bemessungssituationen	<input type="checkbox"/>			
LF11	Wind +X	Windlasten – Fwk – Ständige Bemessungssituationen	<input type="checkbox"/>			
LF20	Temperatur +30	Temperatur (ohne Brand)	<input type="checkbox"/>			
LF21	Temperatur -28	Temperatur (ohne Brand)	<input type="checkbox"/>			
LF22	Temperatur +10	Temperatur (ohne Brand)	<input type="checkbox"/>			
LF23	Temperatur -5	Temperatur (ohne Brand)	<input type="checkbox"/>			
LF30	Stützensenkung Achse 70	Ungleichmäßige Setzungen	<input type="checkbox"/>			
LF31	Stützensenkung Achse 80	Ungleichmäßige Setzungen	<input type="checkbox"/>			
LF32	Stützensenkung Achse 90	Ungleichmäßige Setzungen	<input type="checkbox"/>			
LF33	Stützensenkung Achse 100	Ungleichmäßige Setzungen	<input type="checkbox"/>			
LF40	Vorspannung gerade	Vorspannung	<input type="checkbox"/>			
LF50	Bremsen +X	gr2 – Horizontalkräfte + LM1	<input type="checkbox"/>			
LF51	Bremsen -X	gr2 – Horizontalkräfte + LM1	<input type="checkbox"/>			
LF89	LM 1 Gleichlast voll	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF90	LM 1 Gleichlast voll 1	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF91	LM 1 Gleichlast voll 2	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF92	LM 1 Gleichlast voll 3	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF93	LM 1 Gleichlast voll 4	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF102	Wanderlast x = 10.600 m, FA1 - Generierung von Wanderlasten auf Stäben	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF190	LM 1 Torsion 1	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF202	Wanderlast x = 10.600 m, FA1 - Generierung von Wanderlasten auf Stäben	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			
LF412	Wanderlast x = 60.000 m, FA1 - Generierung von Wanderlasten auf Stäben	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg	<input type="checkbox"/>			

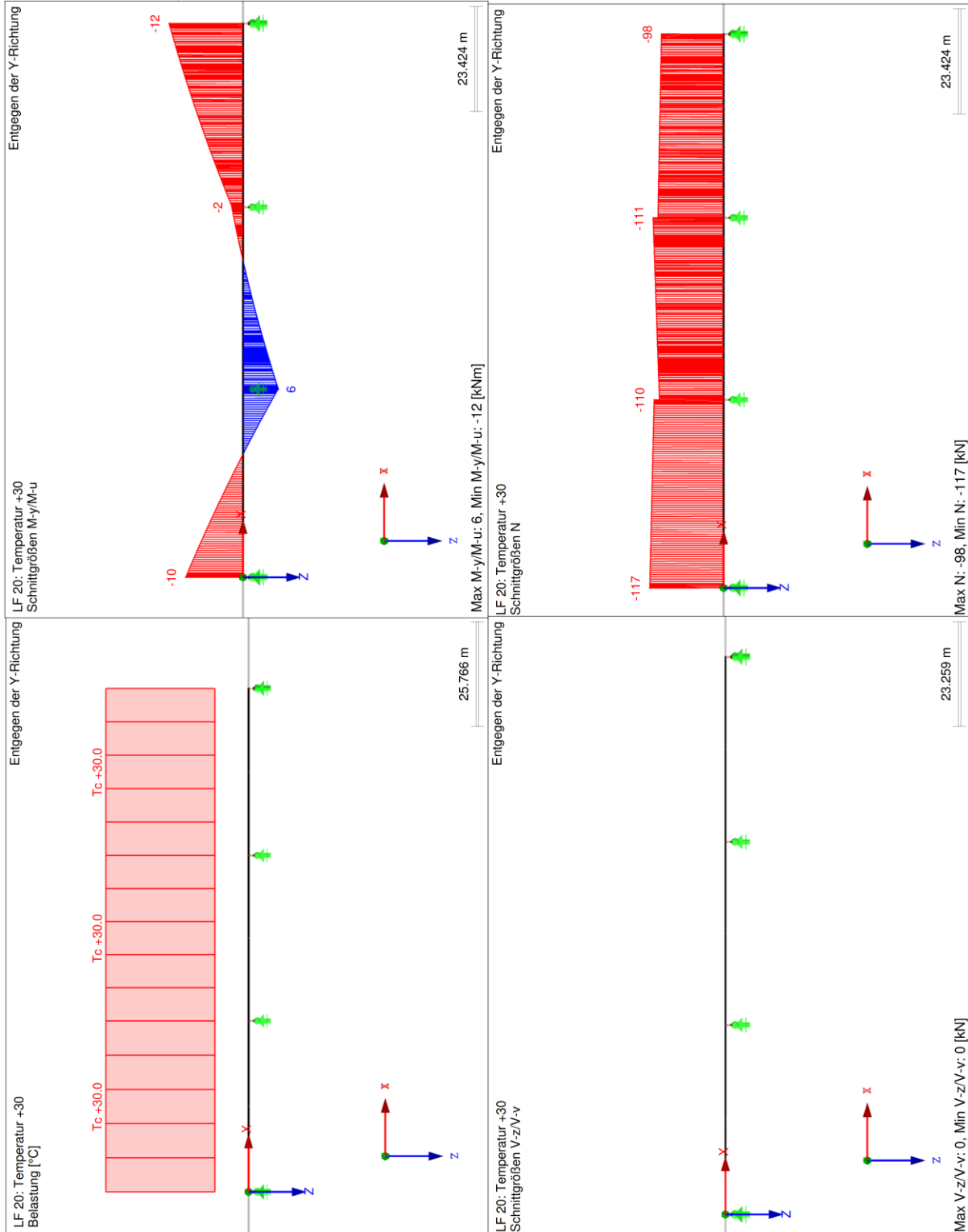
■ EIGENGEWICHT

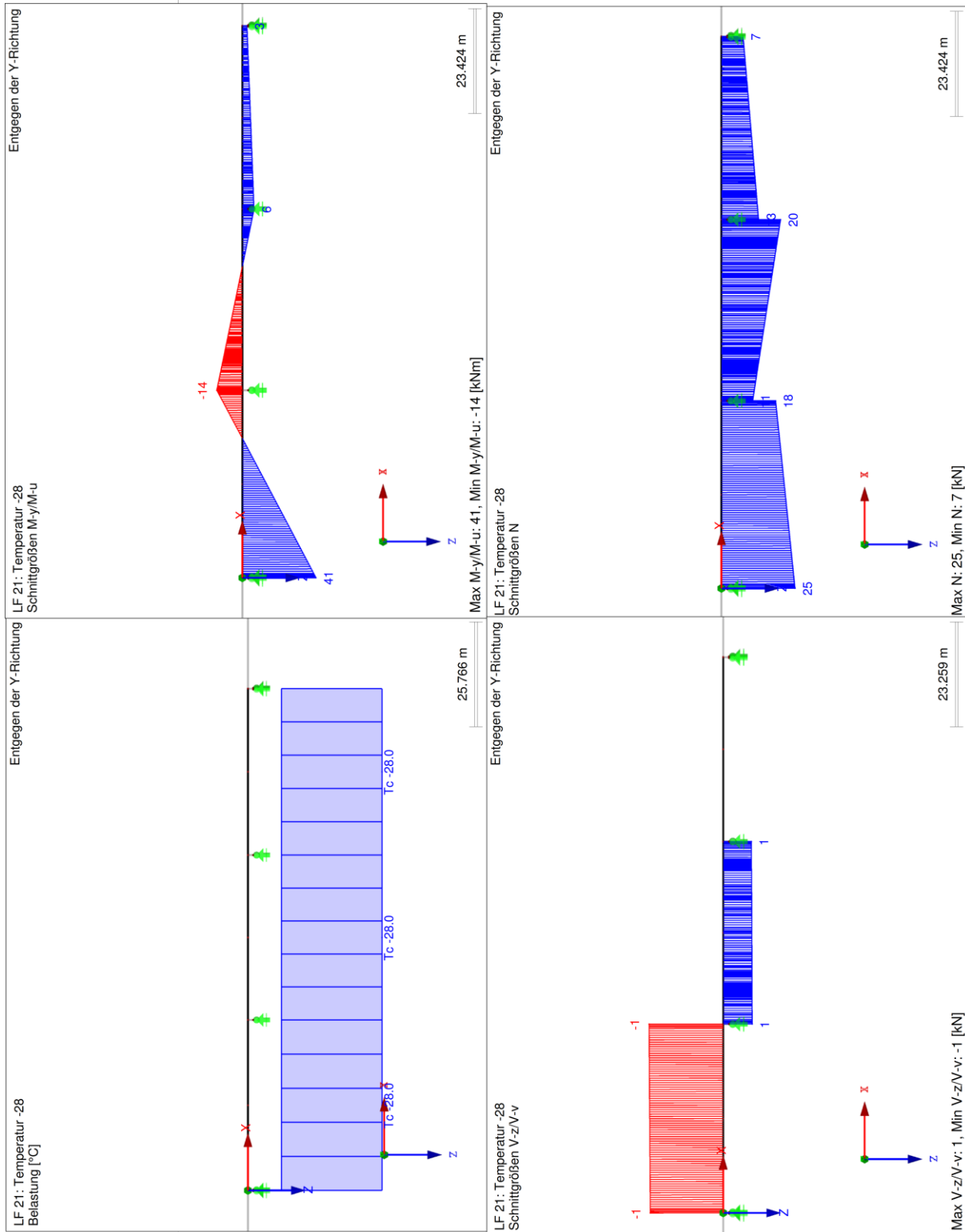












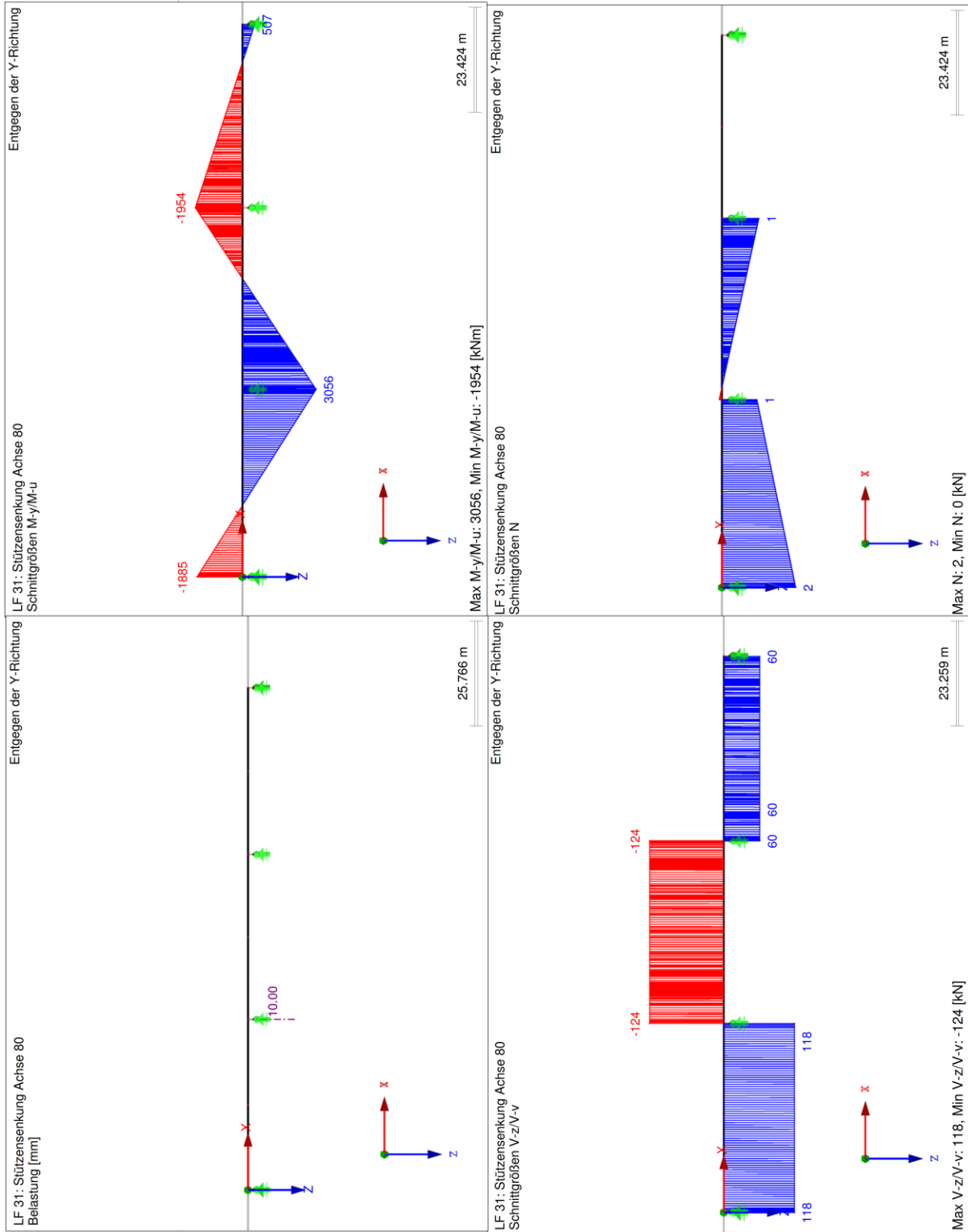
Max M-y/M-u: 41, Min M-y/M-u: -14 [kNm]

LF 21: Temperatur -28
Schnittgrößen N

Max N: 25, Min N: 7 [kN]

LF 21: Temperatur -28
Schnittgrößen V-z/V-v

Max V-z/V-v: 1, Min V-z/V-v: -1 [kN]



23.424 m

25.766 m

23.259 m

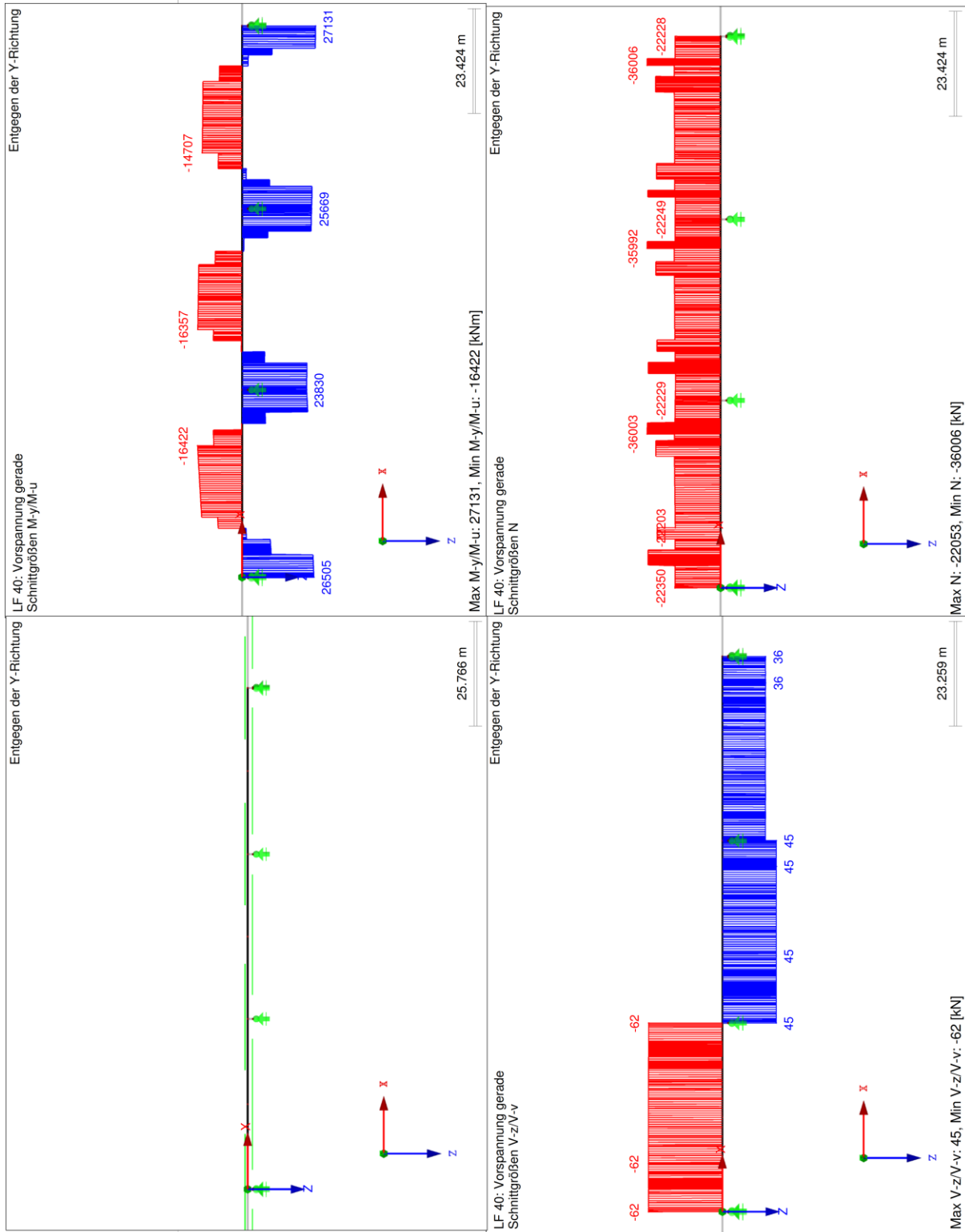
23.424 m

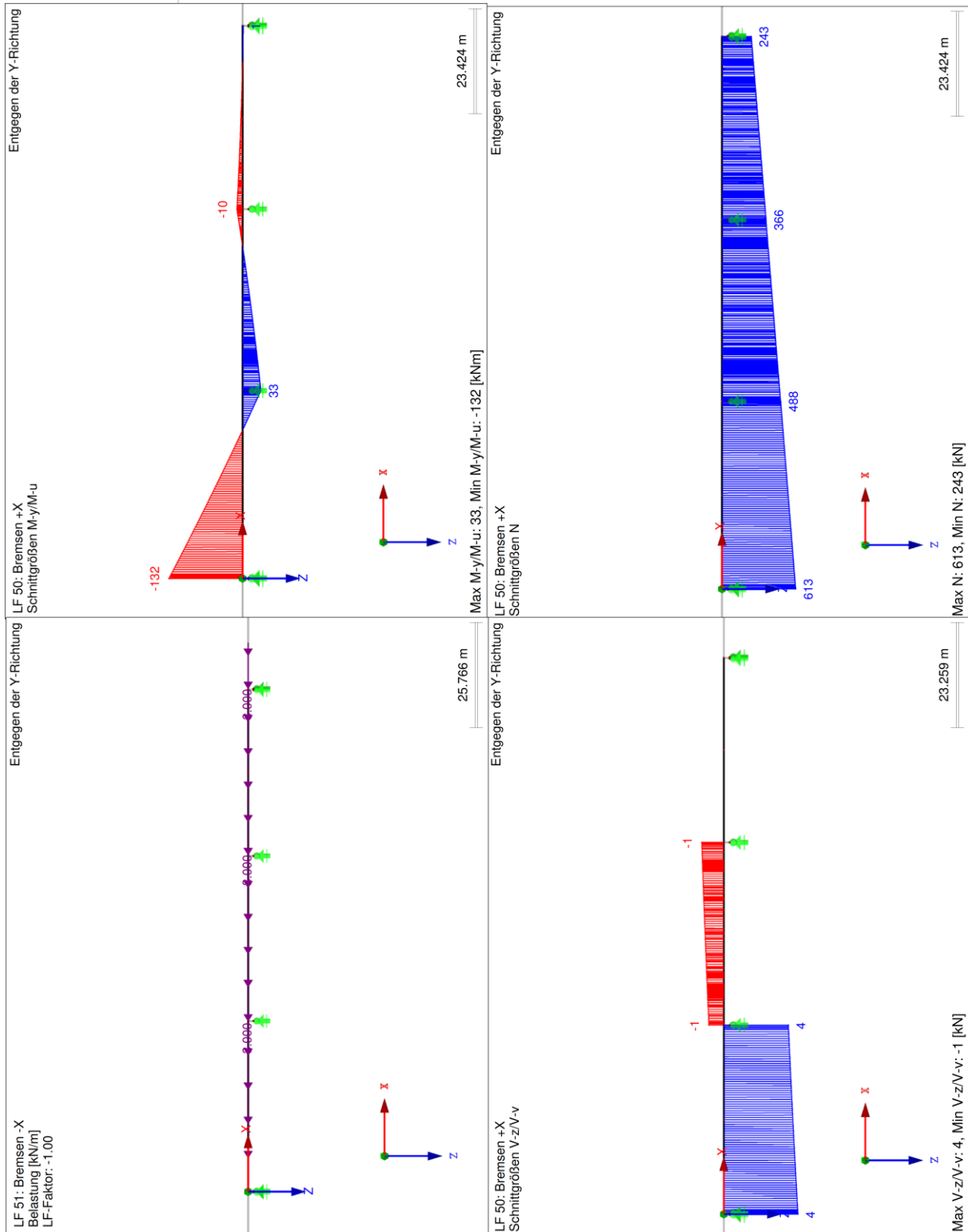
Max M-y/M-u: 3056, Min M-y/M-u: -1954 [kNm]

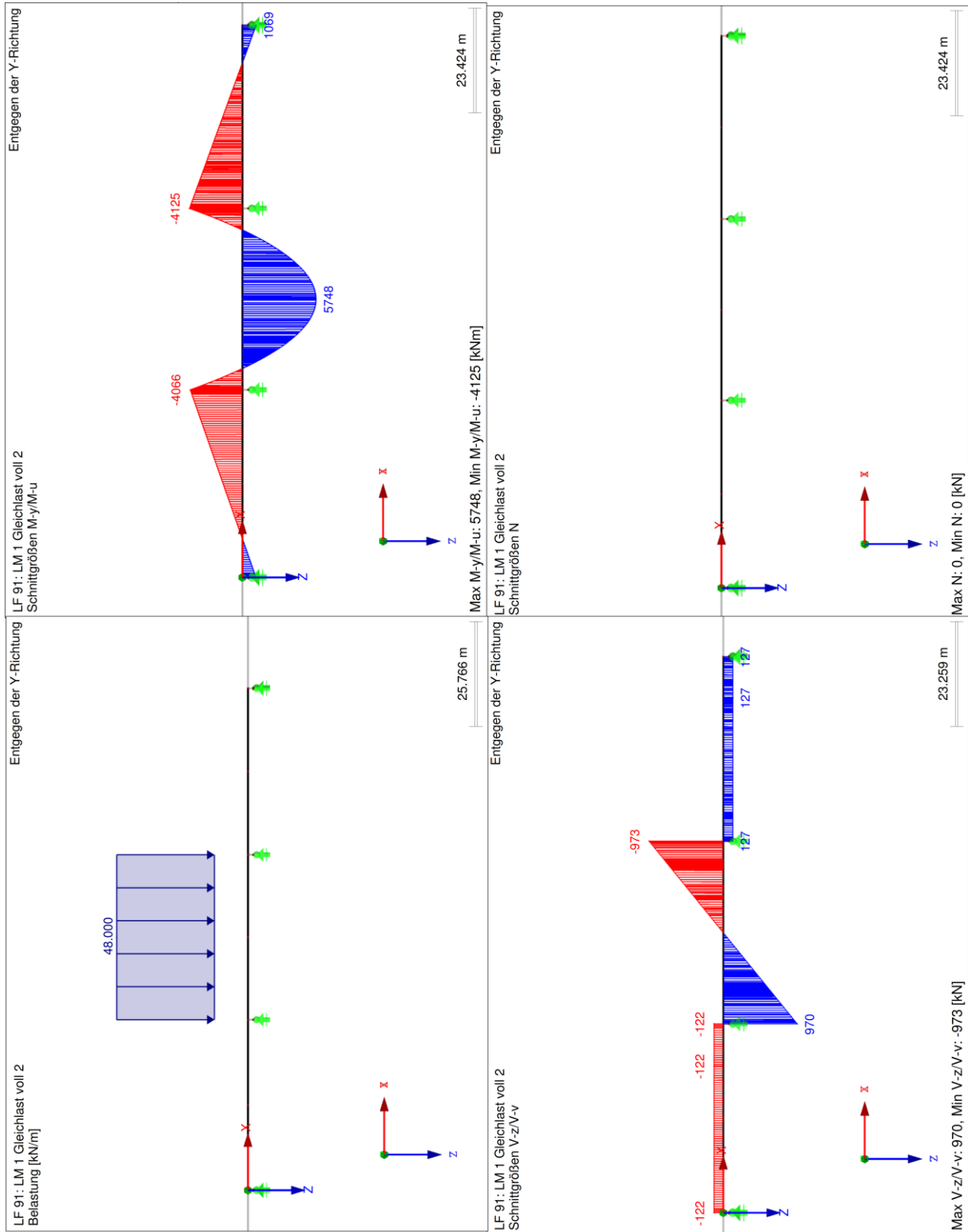
LF 31: Stützensenkung Achse 80
Schnittgrößen N

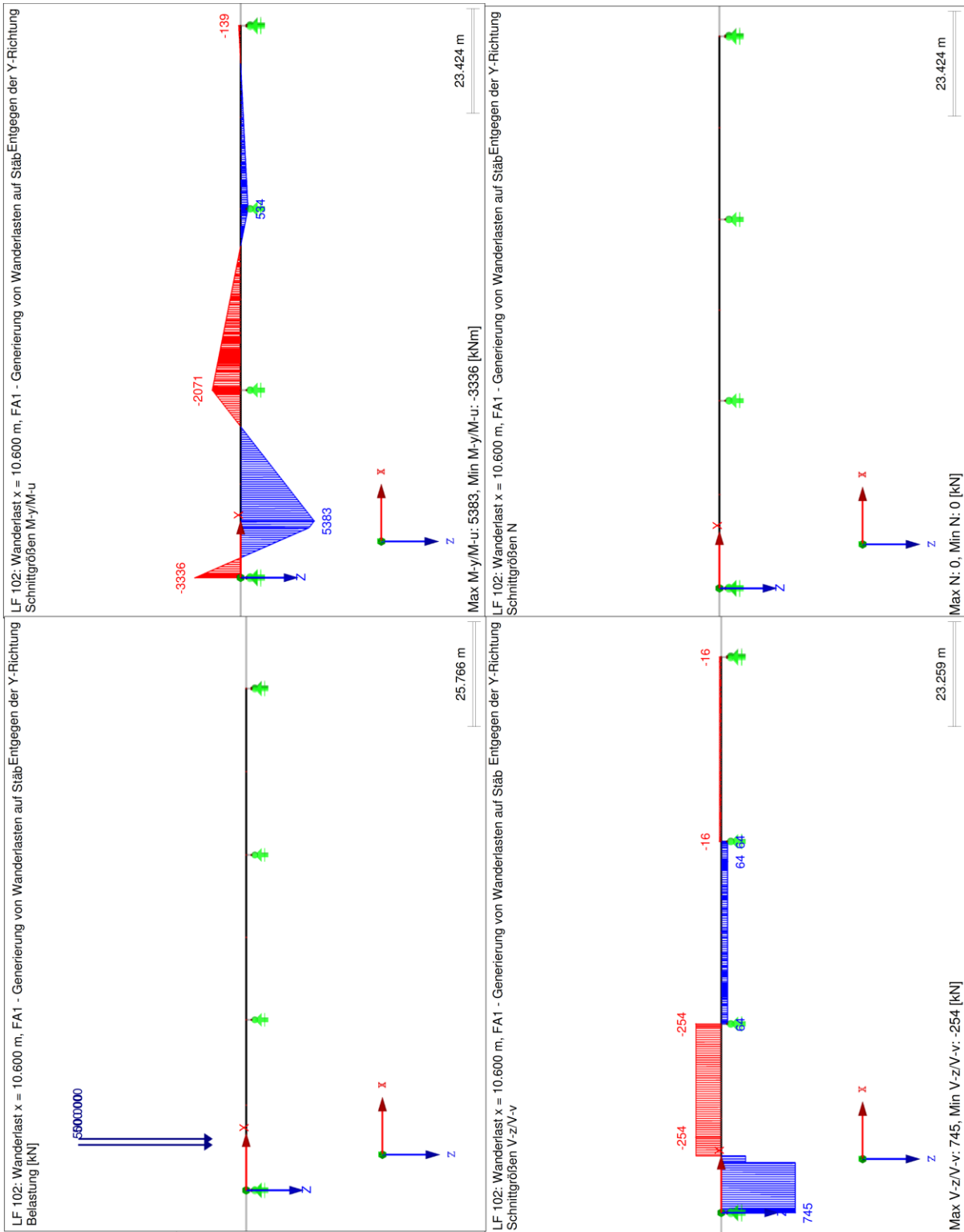
Max N: 2, Min N: 0 [kN]

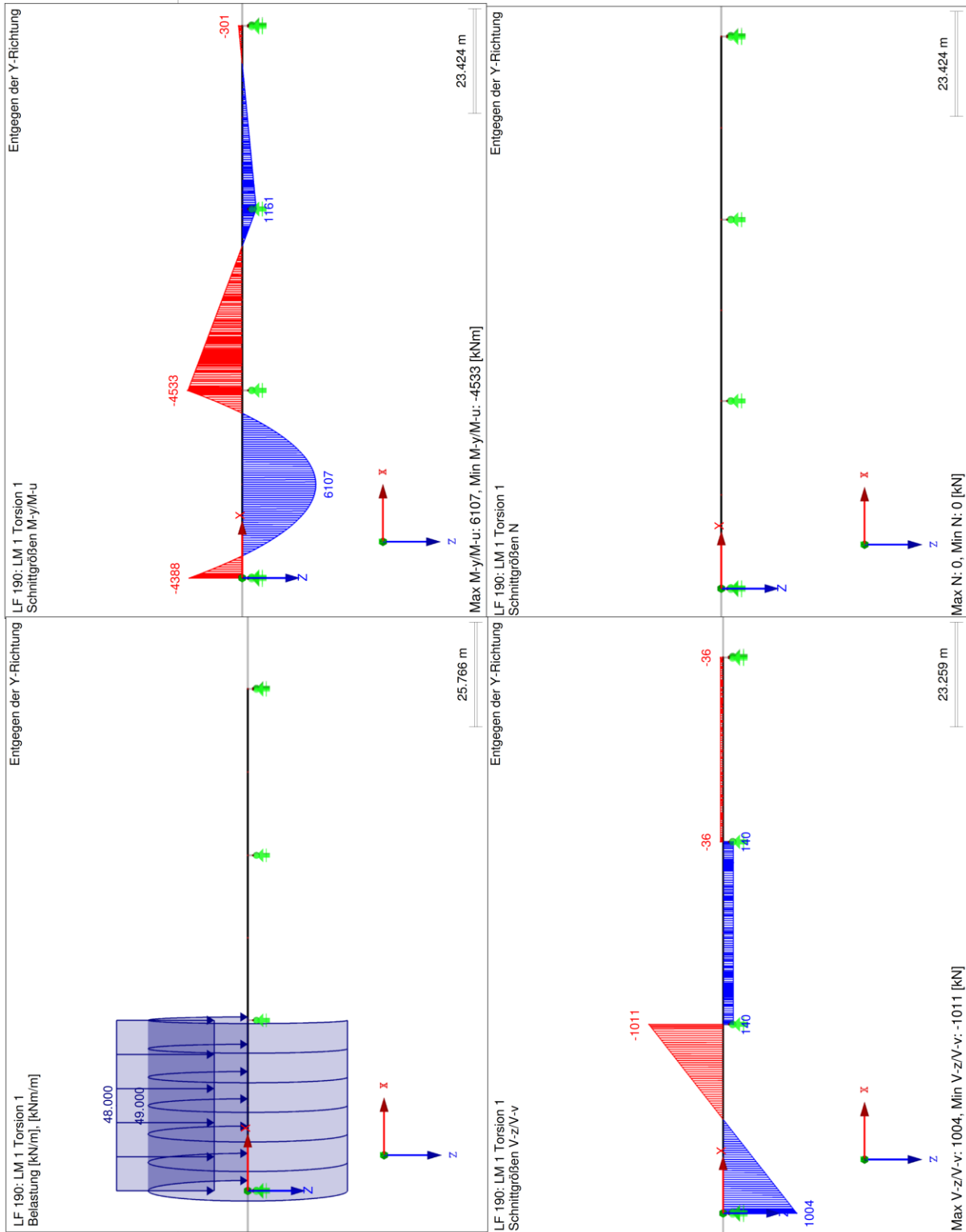
Max V-z/V-v: 118, Min V-z/V-v: -124 [kN]











23.424 m

25.766 m

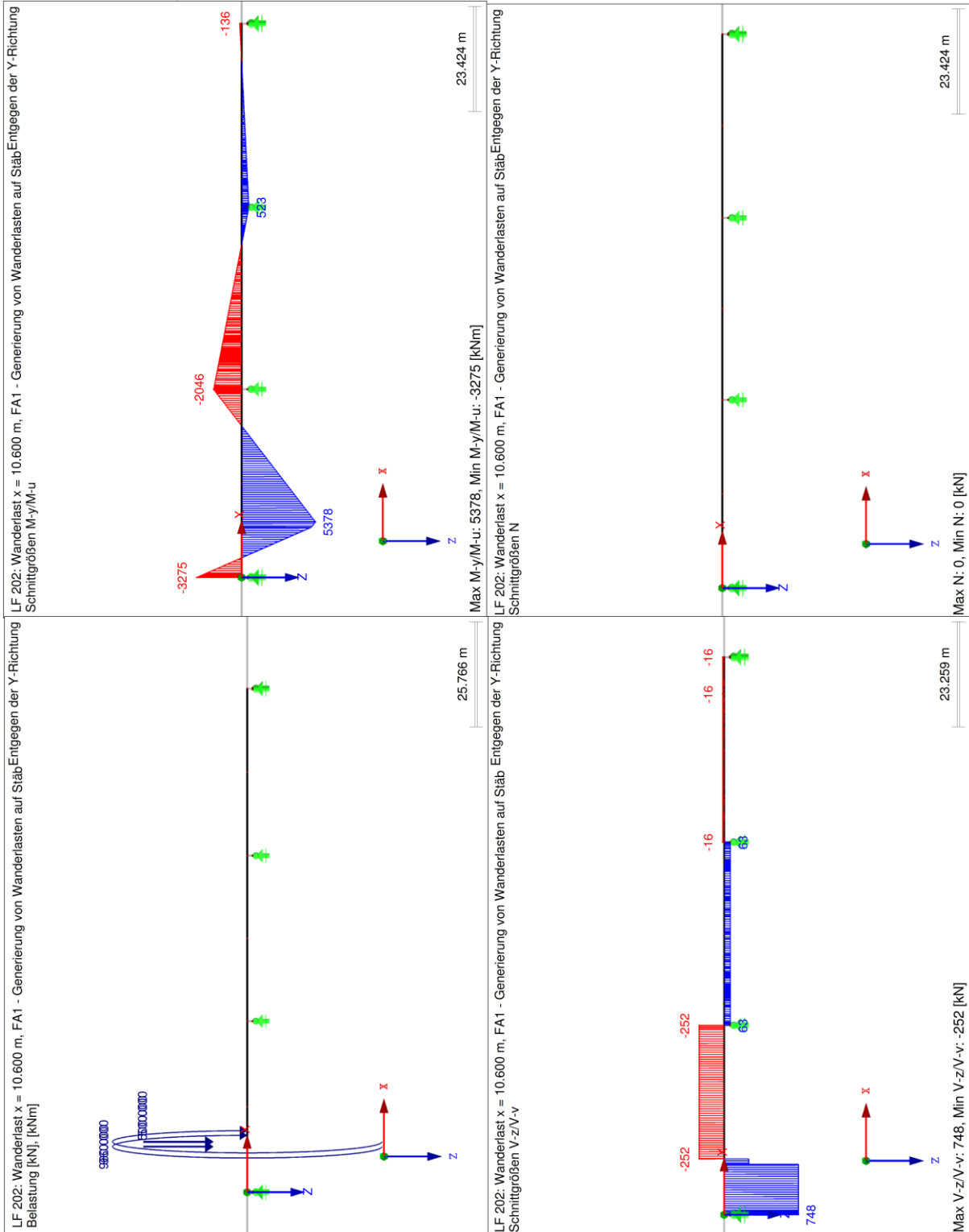
23.424 m

23.259 m

Max M-y/M-u: 6107, Min M-y/M-u: -4533 [kNm]

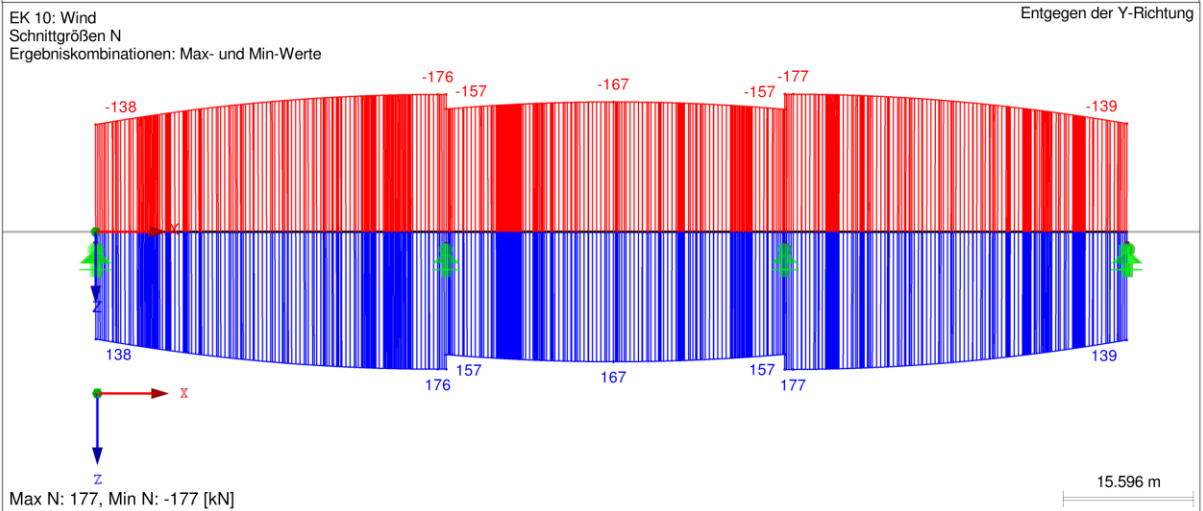
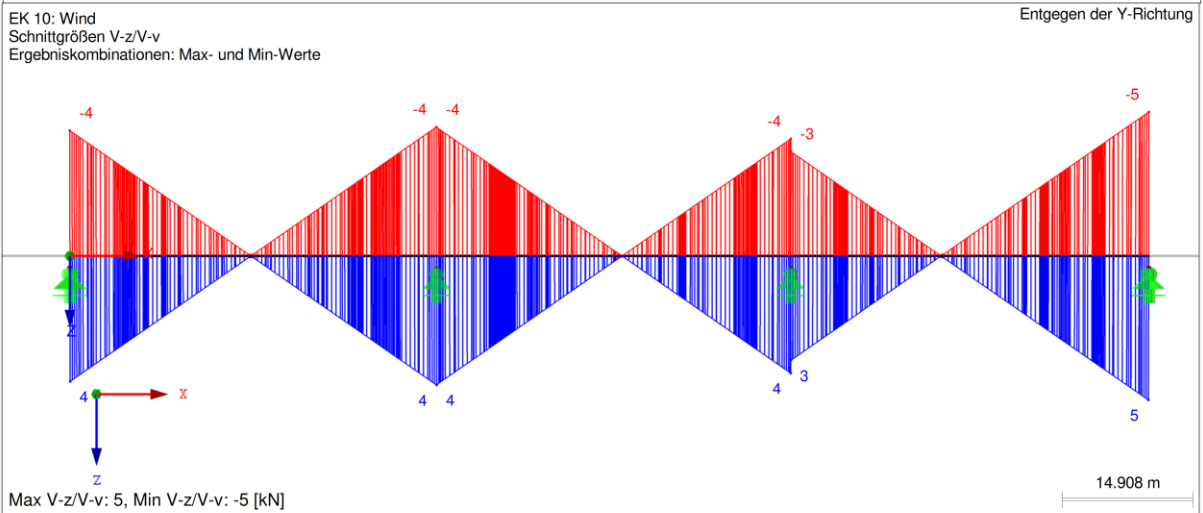
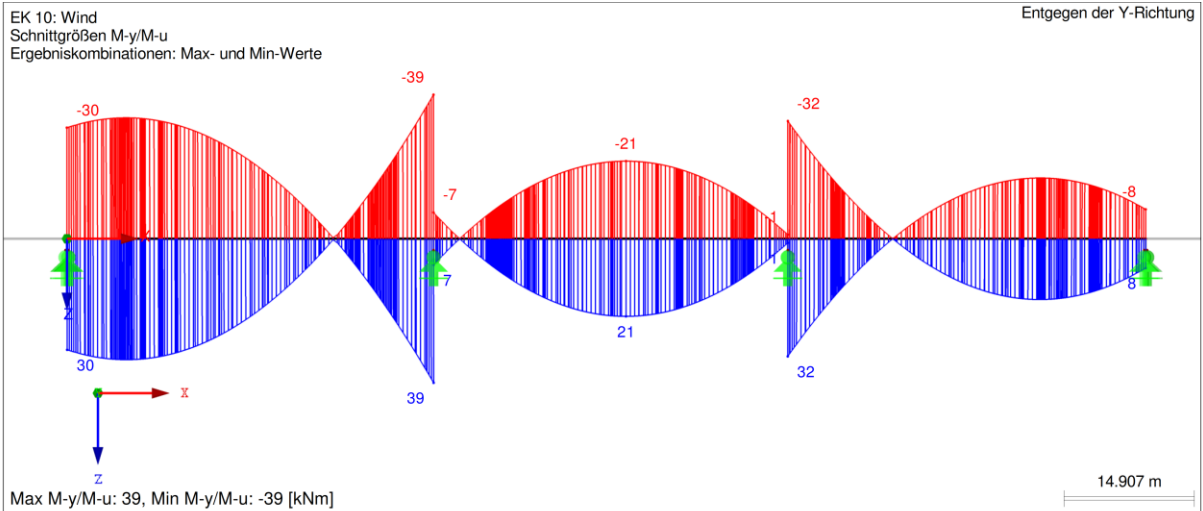
Max N: 0, Min N: 0 [kN]

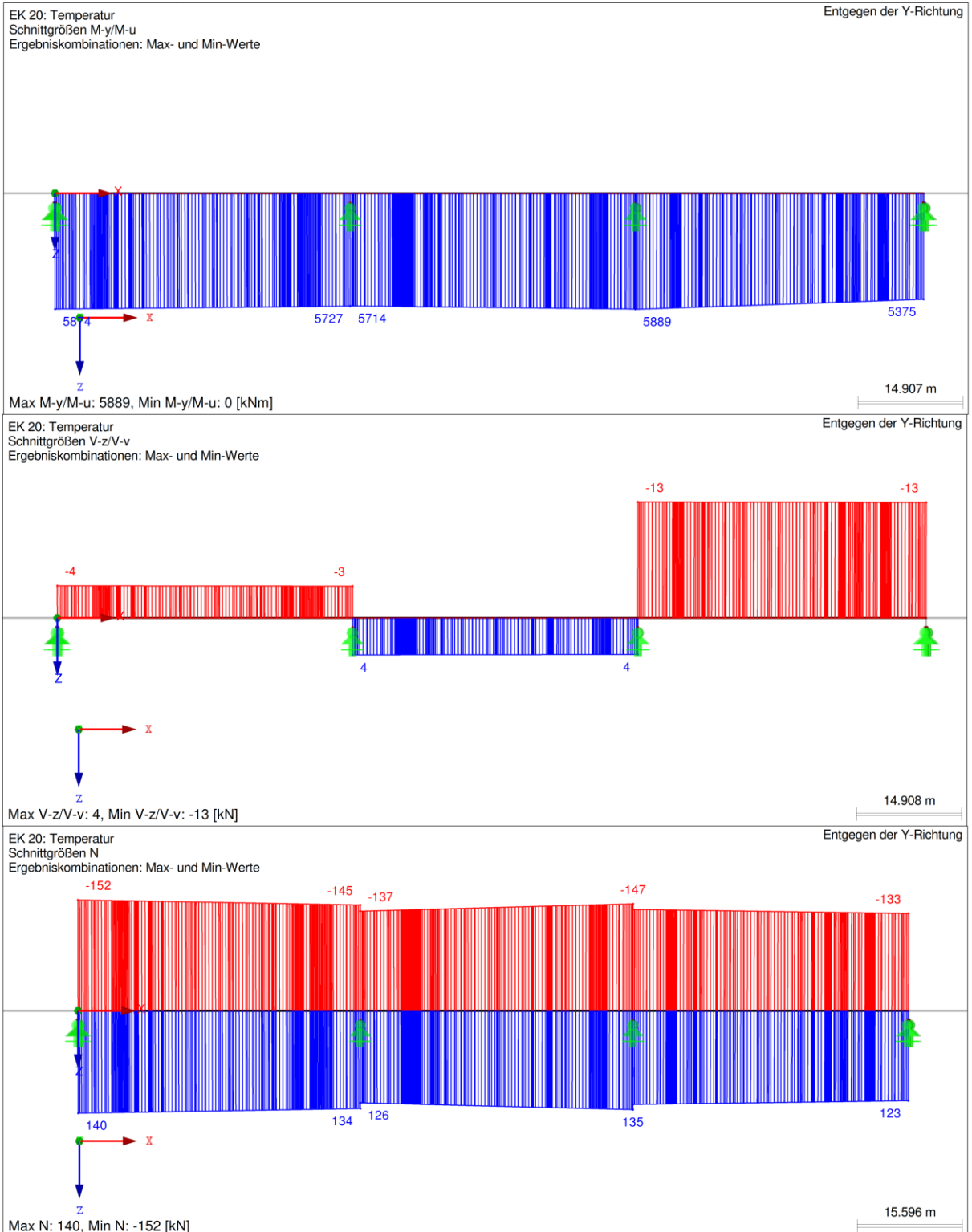
Max V-z/V-v: 1004, Min V-z/V-v: -1011 [kN]

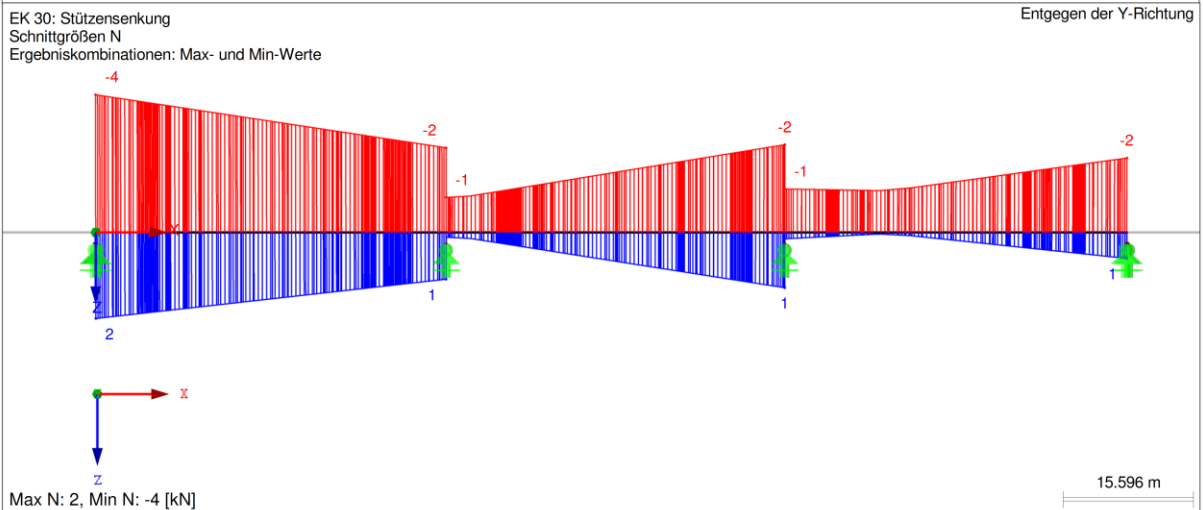
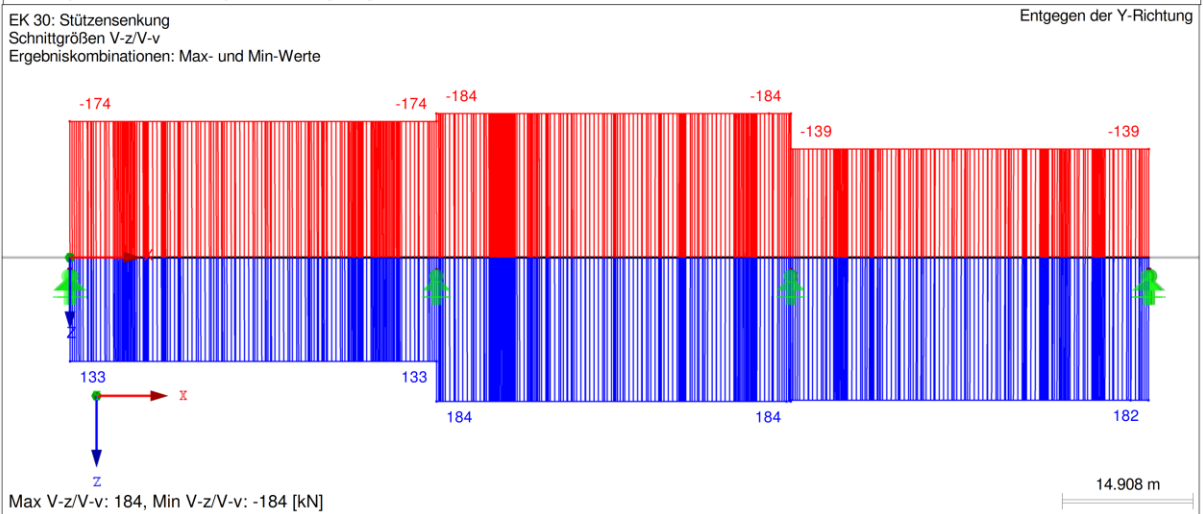
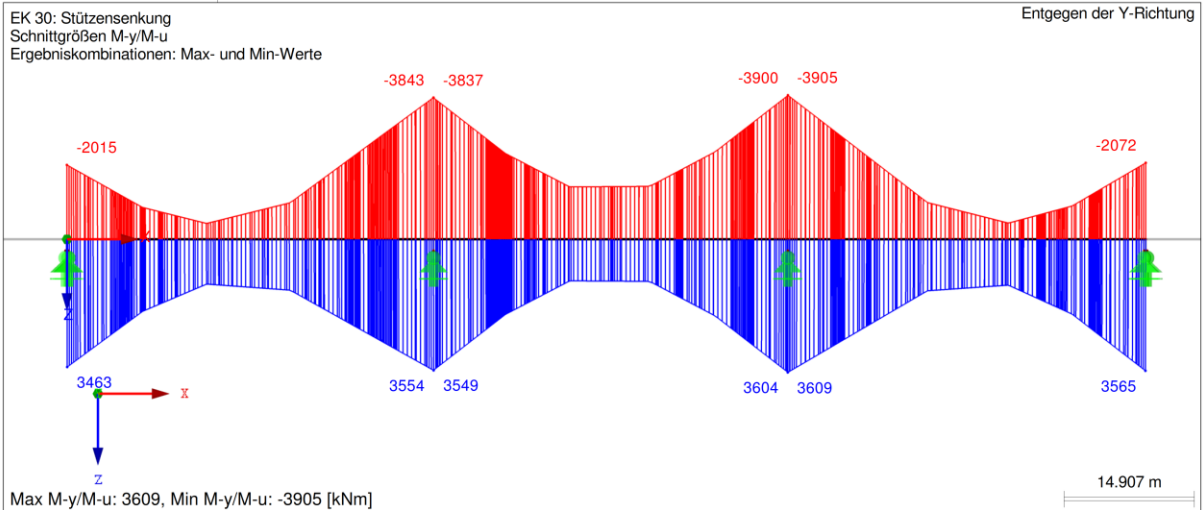


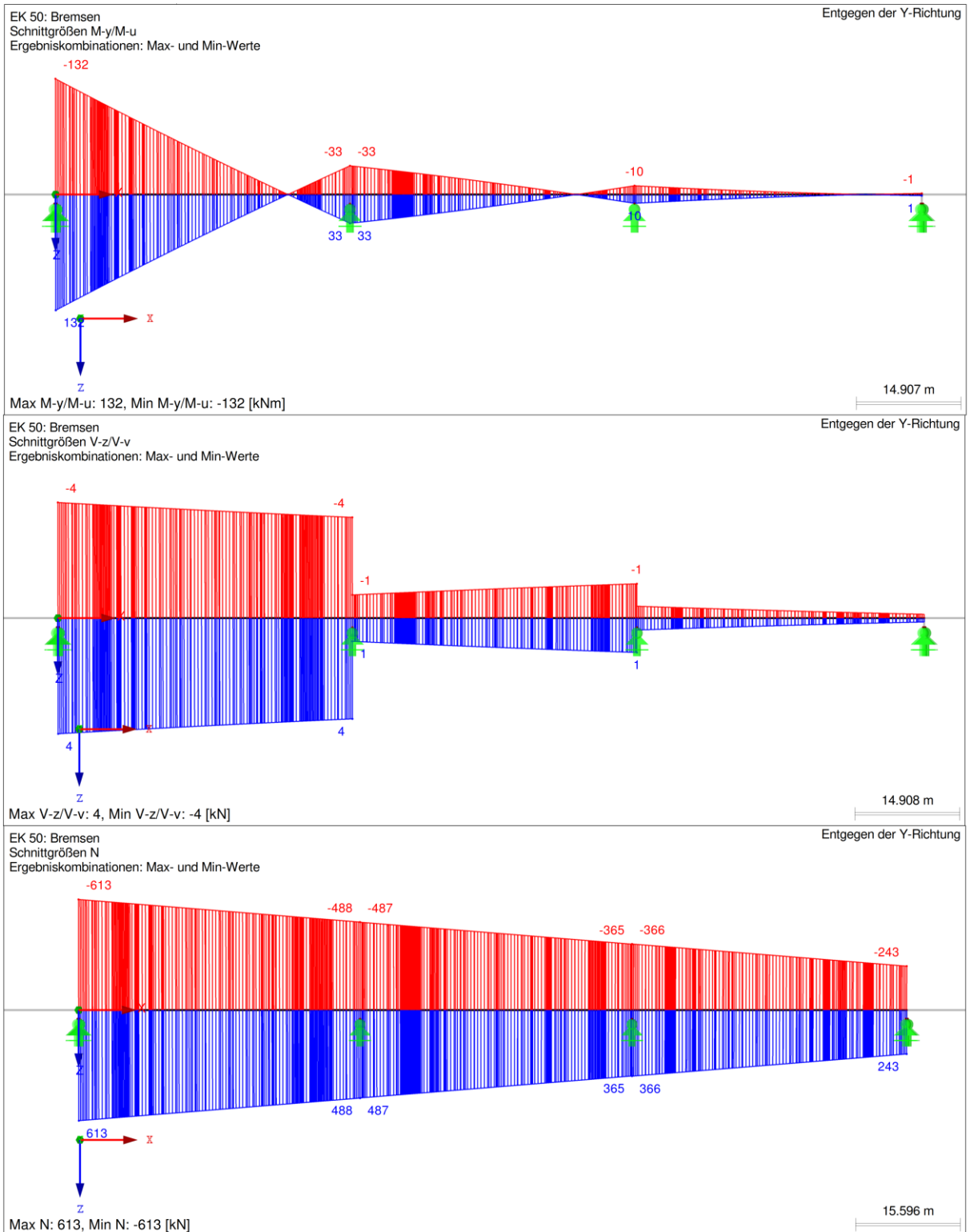
B.2 Schnittgrößen Lastkombinationen

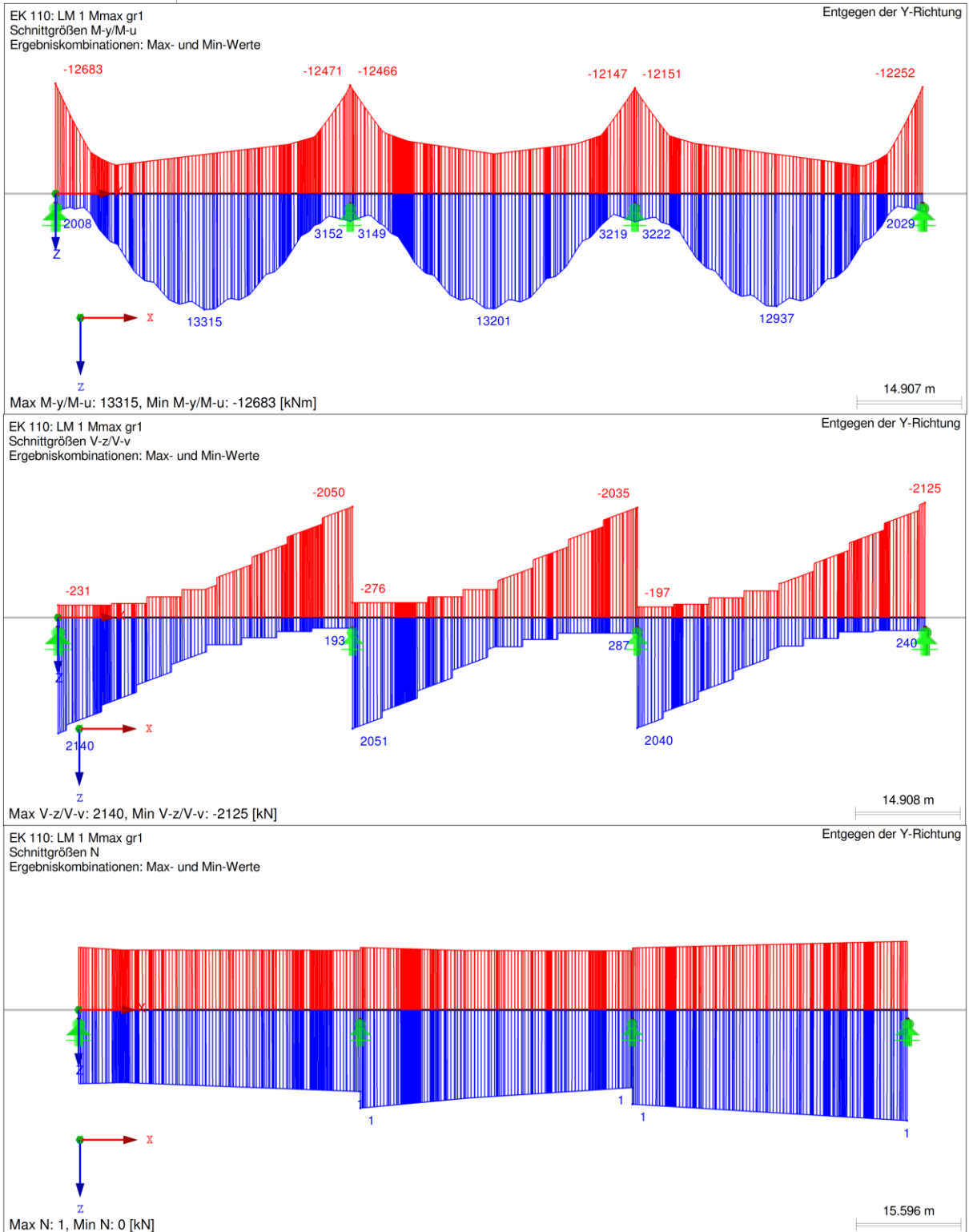
Ergebn.- kombin.	Bezeichnung	Belastung
EK10	Wind	LF10 oder LF11
EK20	Temperatur	LK20 oder LK21 oder LK24 oder LK25
EK30	Stützensenkung	LF30 + LF31 + LF32 + LF33
EK50	Bremsen	LF50 oder LF51
EK100	LM1 TS Wanderlast mittig	LF100 oder bis LF124
EK101	LM 1 UDL Gleichlast	LF89 + LF90 + LF91 + LF92 + LF93
EK110	LM 1 Mmax gr1	EK100 + EK101
EK120	LM 1 Mmax gr2	EK50 + 0.75*EK100 + 0.35*EK101
EK200	LM1 UDS Torsion Wanderlast	LF200 oder bis LF224
EK210	LM 1 Torsion	LF190 + LF191 + LF192 + EK200
EK400	LM 3 Wander Einzellasten	LF400 oder bis LF427
EK410	LM 3	0.34*LF89 + 0.34*LF90 + 0.34*LF91 + 0.34*LF92 + 0.34*LF93 + 0.3*EK100 + EK400
EK450	LM1 od LM3	EK110 oder EK410 oder EK120 oder EK210
EK500	ULS Verkehr m VSp	LF40/s + 0.9*EK20 oder 0.9*EK10 + 1.35*LK1/s + 0.6*EK30 + 1.35*EK450
EK501	ULS Verkehr	0.9*EK20 oder 0.9*EK10 + 1.35*LK1/s + 0.6*EK30 + 1.35*EK450
EK502	ULS Wind	1.35*LK1/s + 1.5*EK10 + 0.6*EK30 + EK50 + EK450
EK503	ULS Temperatur	1.35*LK1/s + 1.5*EK20 + 0.6*EK30 + EK50 + EK450
EK504	ULS Setzung	0.9*EK20 oder 0.9*EK10 + 1.35*LK1/s + 1.2*EK30 + EK50 + EK450
EK510	ULS	EK501 oder bis EK504
EK511	ULS RF-Tendon	1.35*LF1/s + 1.35*LF2/s + 0.6*LF30 + 0.6*LF31 + 0.6*LF32 + 0.6*LF33 + LF40/s + 0.9*LK20 oder 0.9*LK21 oder 0.9*LK24 oder 0.9*LK25 oder 0.9*LF10 oder 0.9*LF11 + 0.41*LF100 oder bis LF124 + 0.46*LF89 + 0.46*LF90 + 0.46*LF91 + 0.46*LF92 + 0.46*LF93 + 1.35*LF400 oder bis LF427
EK600	SLS char Verkehr m VSP	LF40/s + 0.6*EK20 oder 0.6*EK10 + LK1/s + 0.5*EK30 + EK50 + EK450
EK601	SLS char Verkehr	0.6*EK20 oder 0.6*EK10 + LK1/s + 0.5*EK30 + EK50 + EK450
EK602	SLS char Wind	LK1/s + EK10 + 0.5*EK30 + 0.75*EK50 + 0.75*EK450
EK603	SLS char Temperatur	LK1/s + EK20 + 0.5*EK30 + 0.75*EK50 + 0.75*EK450
EK604	SLS char Setzung	0.6*EK20 oder 0.6*EK10 + LK1/s + EK30 + 0.75*EK50 + 0.75*EK450
EK605	SLS char	EK601 oder bis EK604
EK610	SLS quasi ständig	0.5*LF20 oder 0.5*LF21 oder 0.5*LK20 oder bis LK27 + LF40/s + LK1/s + 0.5*EK30 + 0.3*EK110
EK611	SLS quasi ständig o VSp	LK1/s + 0.5*EK30 + 0.3*EK110 + 0.5*LF20 oder 0.5*LF21 oder 0.5*LK20 oder bis LK27
EK612		1.35*LF1/s + LF40/s
EK613	SLS char RF-Tendon	LF40/s + 0.6*LF10 oder 0.6*LF11 oder 0.6*LK20 oder 0.6*LK21 oder 0.6*LK24 oder 0.6*LK25 + 0.34*LF89 + 0.34*LF90 + 0.34*LF91 + 0.34*LF92 + 0.34*LF93 + 0.3*LF100 oder bis LF124 + LK1/s + 0.5*LF30 + 0.5*LF31 + 0.5*LF32 + 0.5*LF33 + LF50 oder LF51 + LF400 oder bis LF427
EK614	SLS quasi ständig RF-Tendon	0.5*LF30 + 0.5*LF31 + 0.5*LF32 + 0.5*LF33 + LF40/s + 0.3*LF89 + 0.3*LF90 + 0.3*LF91 + 0.3*LF92 + 0.3*LF93 + LK1/s + 0.5*LK20 oder 0.5*LK21 oder 0.5*LK24 oder 0.5*LK25 oder 0.5*LK22 oder 0.5*LK23 oder 0.5*LK25 oder 0.5*LK26 + 0.3*LF100 oder 0.3*LF101 oder 0.3*LF102 oder 0.3*LF103 oder 0.3*LF104 oder 0.3*LF105 oder 0.3*LF106 oder 0.3*LF107 oder 0.3*LF108 oder 0.3*LF109 oder 0.3*LF110 oder 0.3*LF111 oder 0.3*LF112 oder 0.3*LF113 oder 0.3*LF114 oder 0.3*LF115 oder 0.3*LF116 oder 0.3*LF117 oder 0.3*LF118 oder 0.3*LF119 oder 0.3*LF120 oder 0.3*LF121 oder 0.3*LF122 oder 0.3*LF123 oder 0.3*LF124

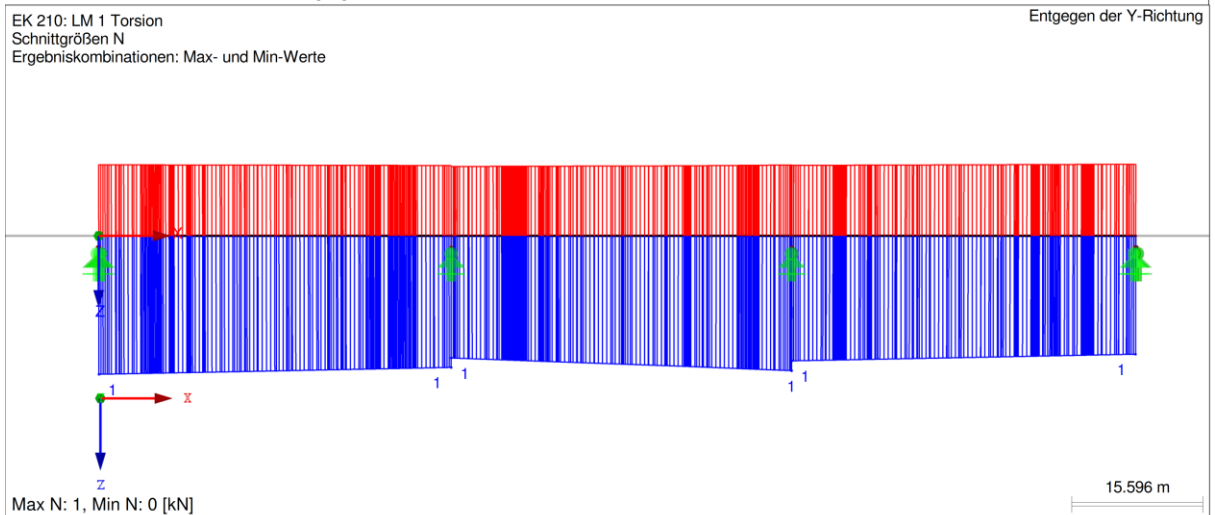
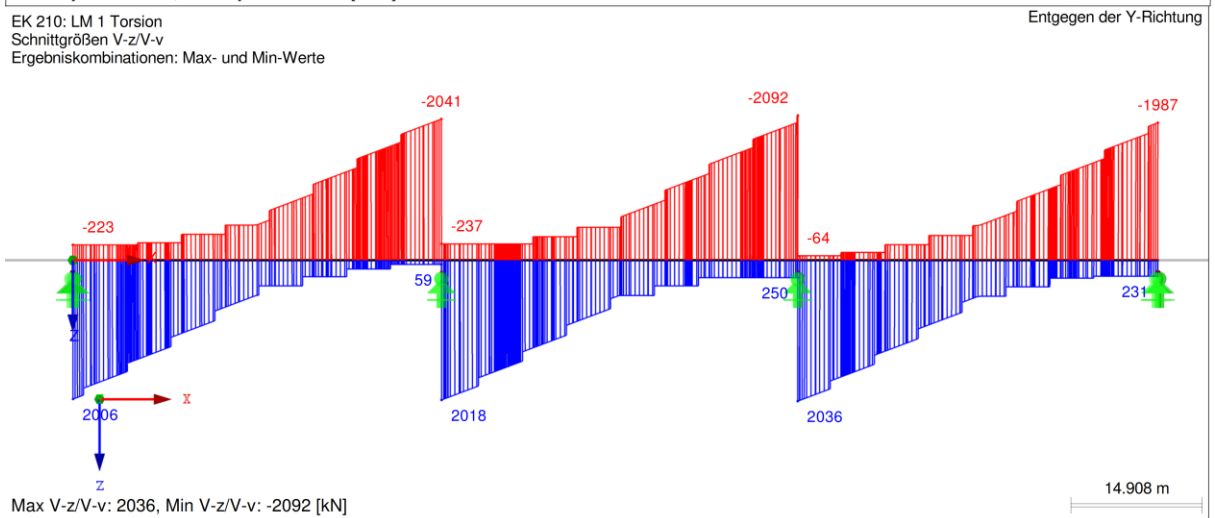
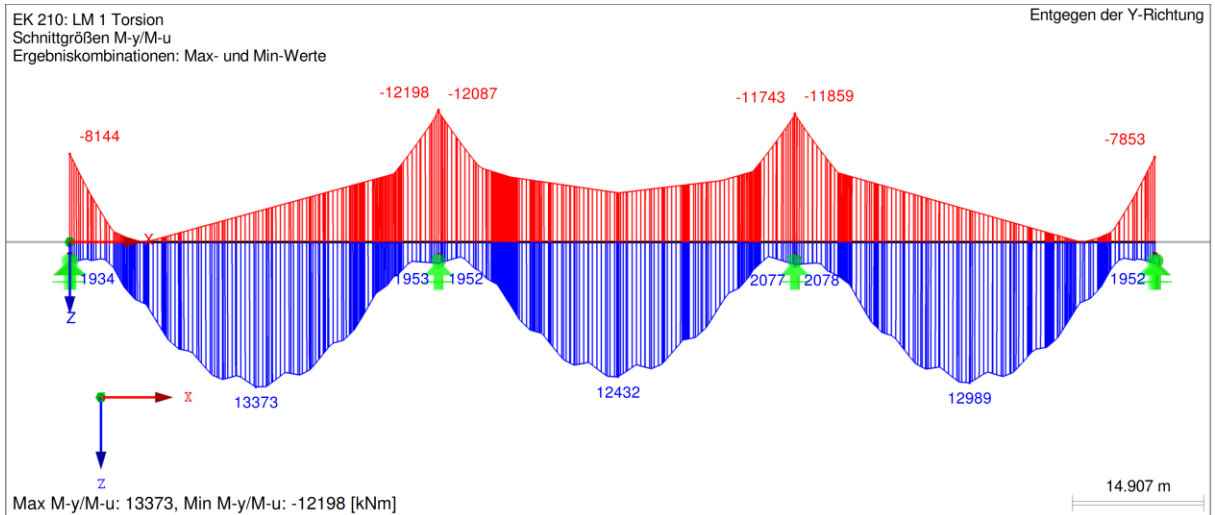


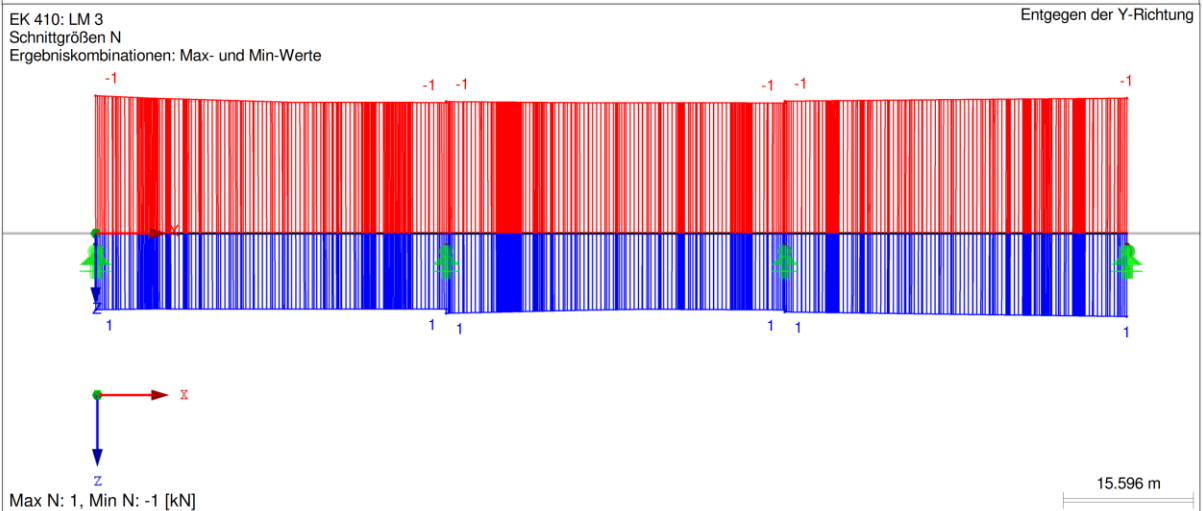
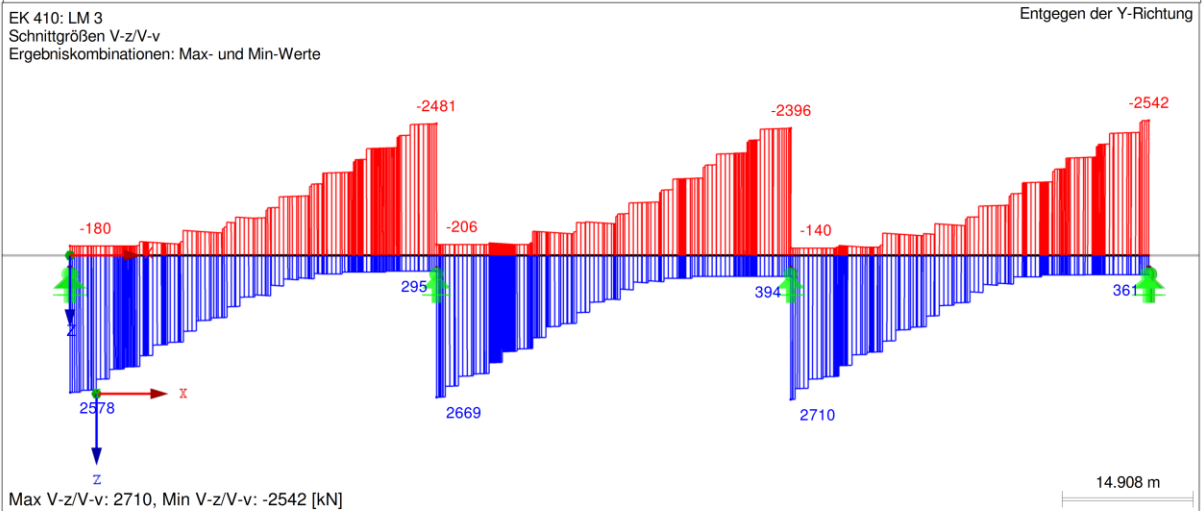
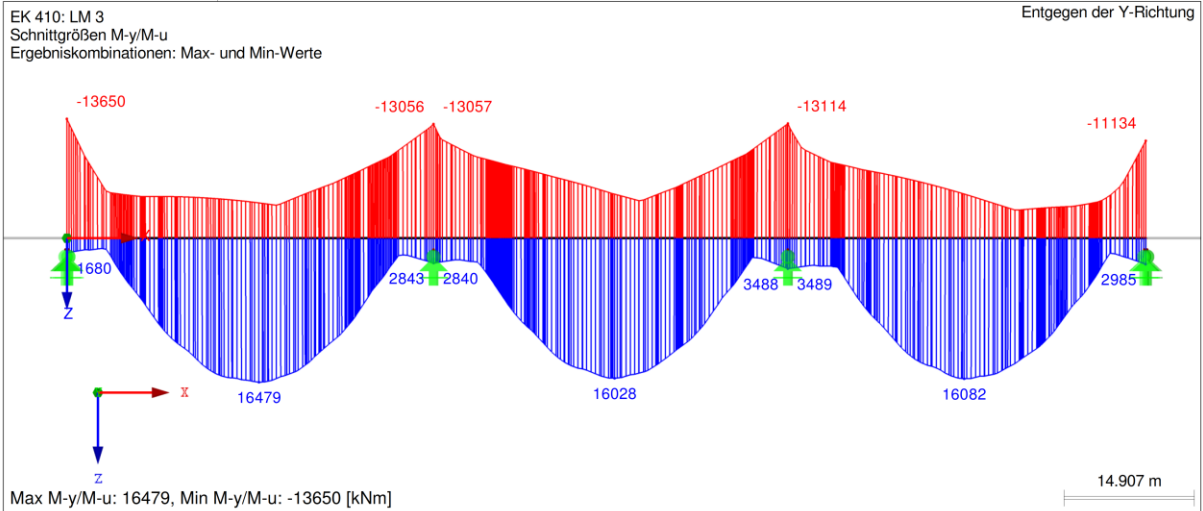


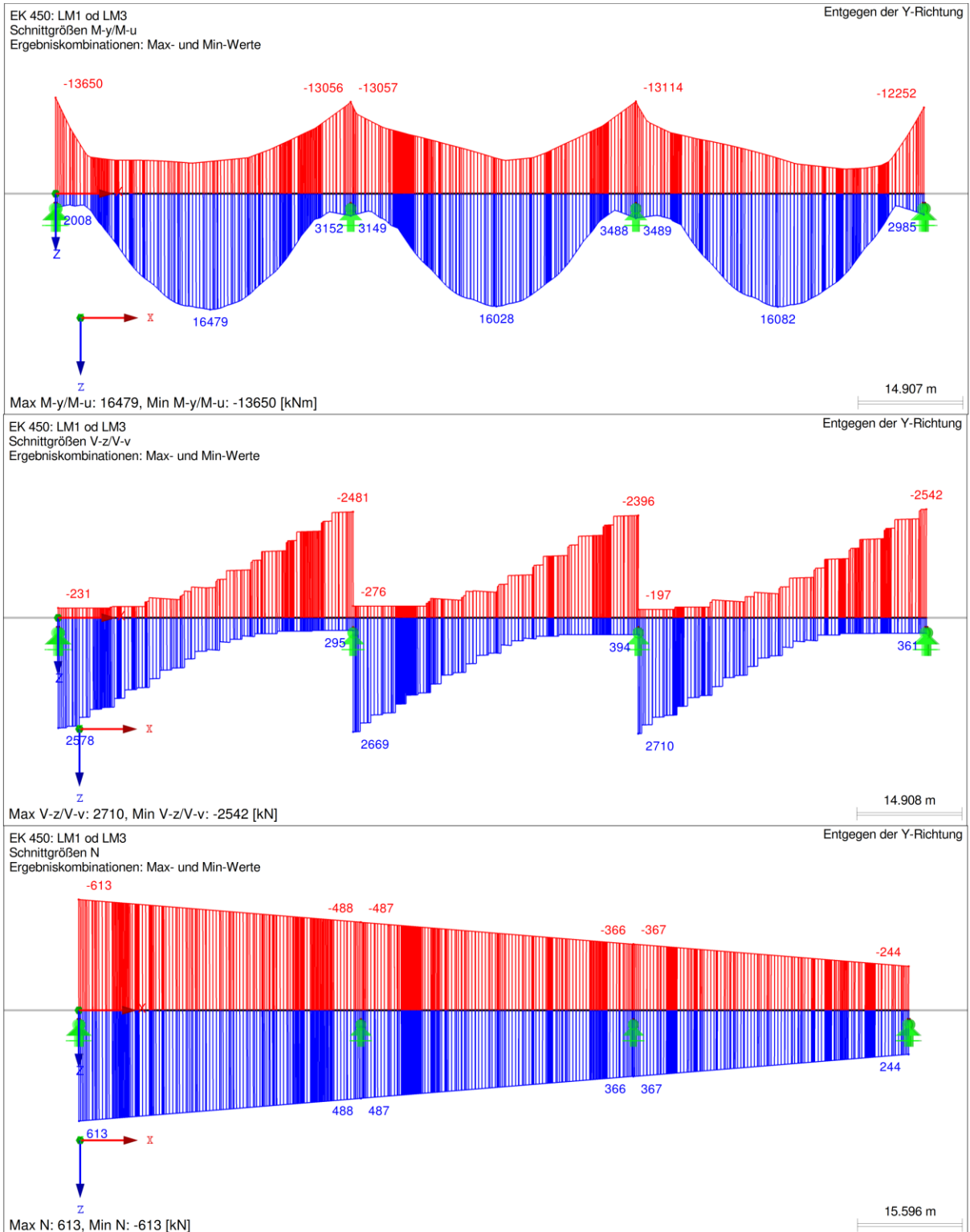




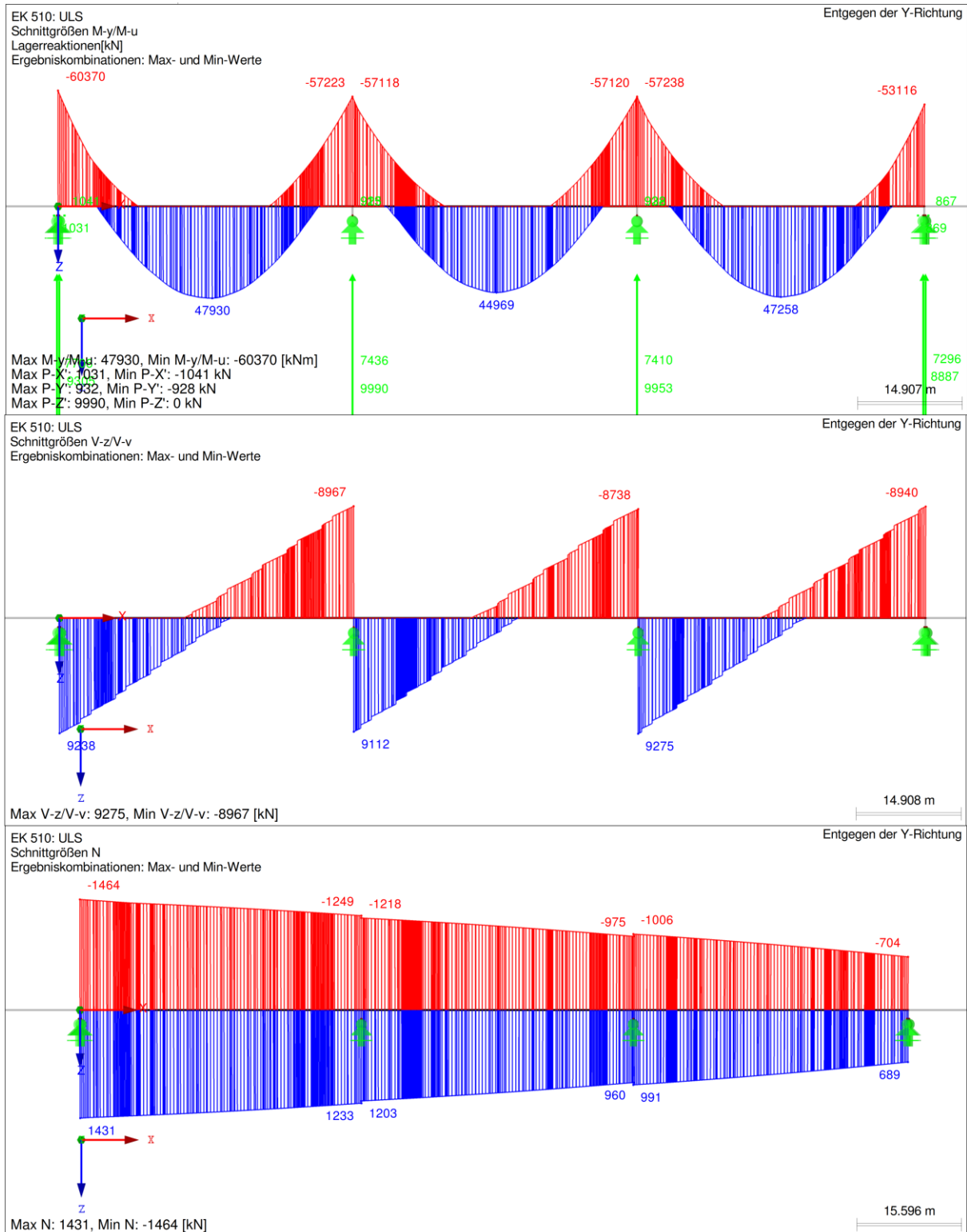


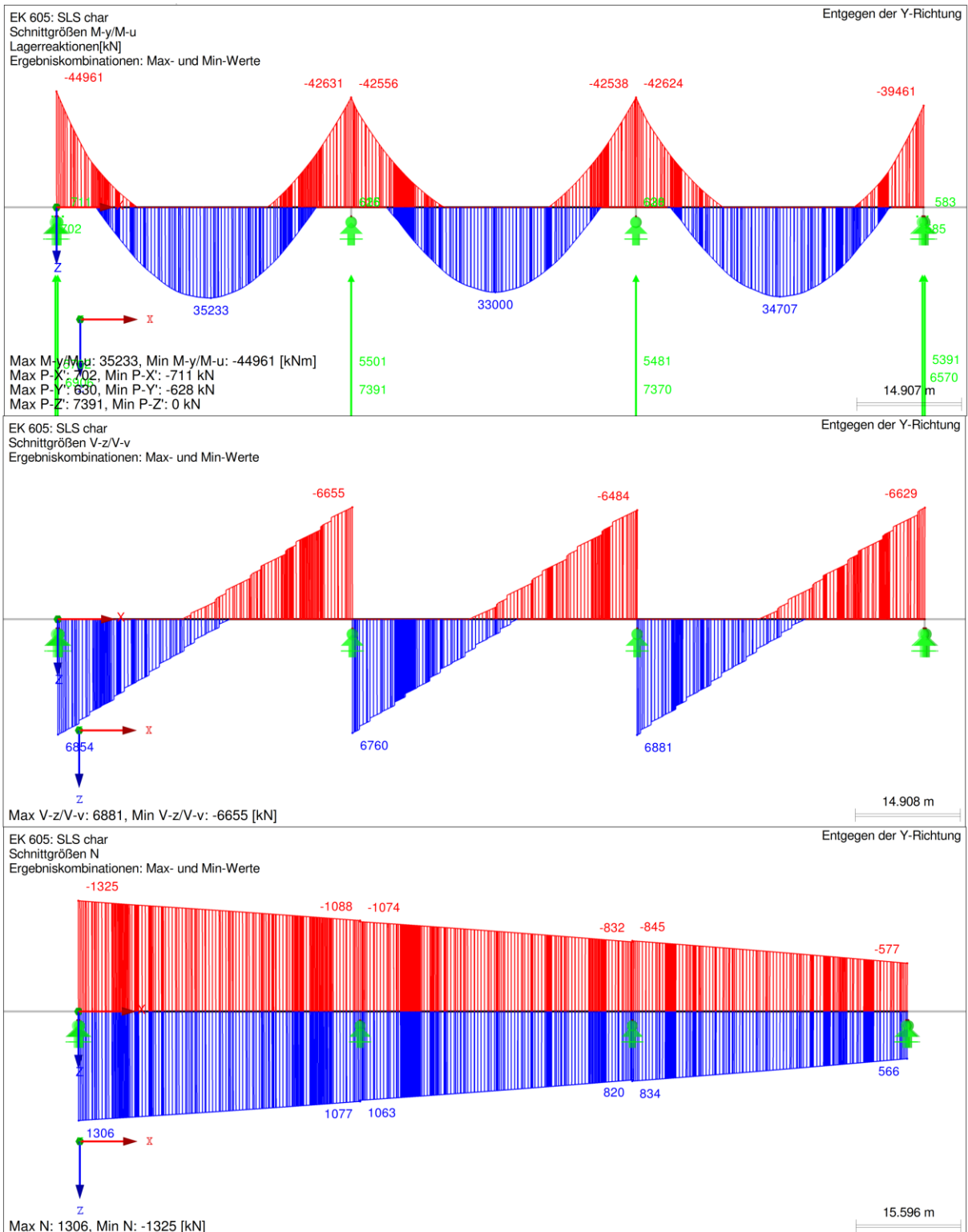


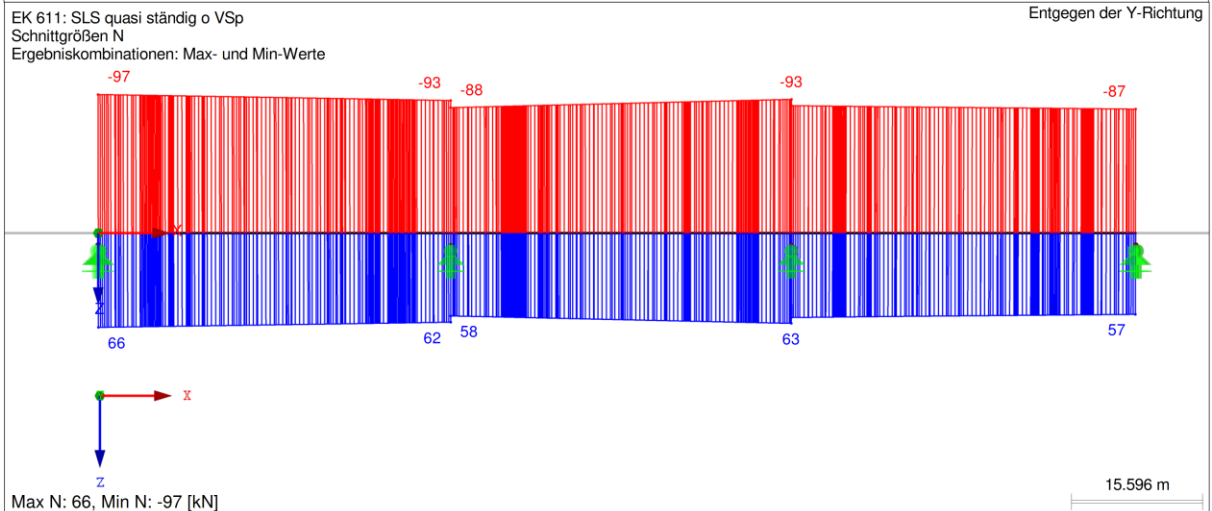
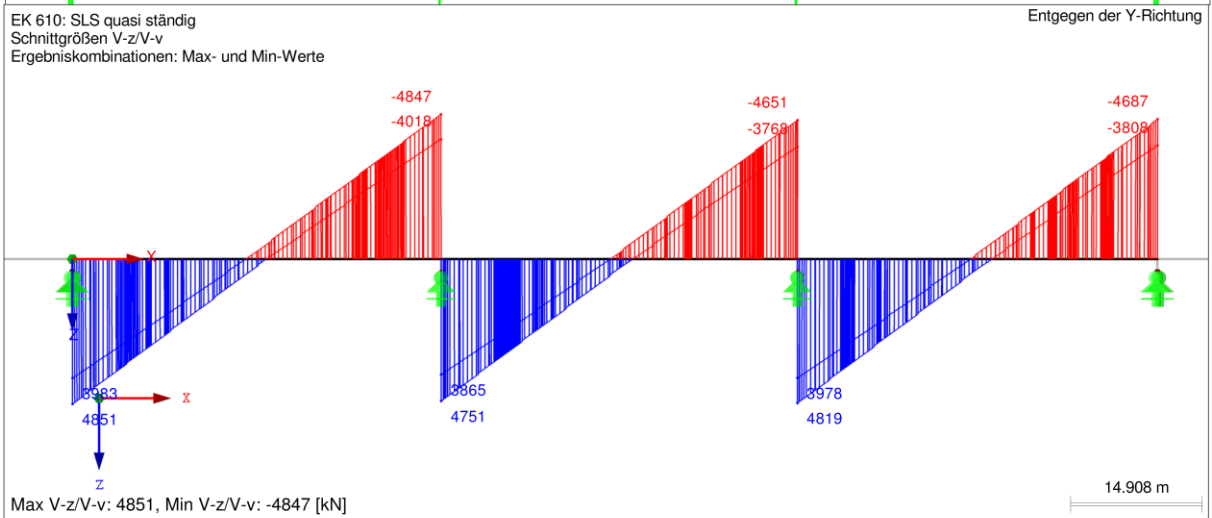
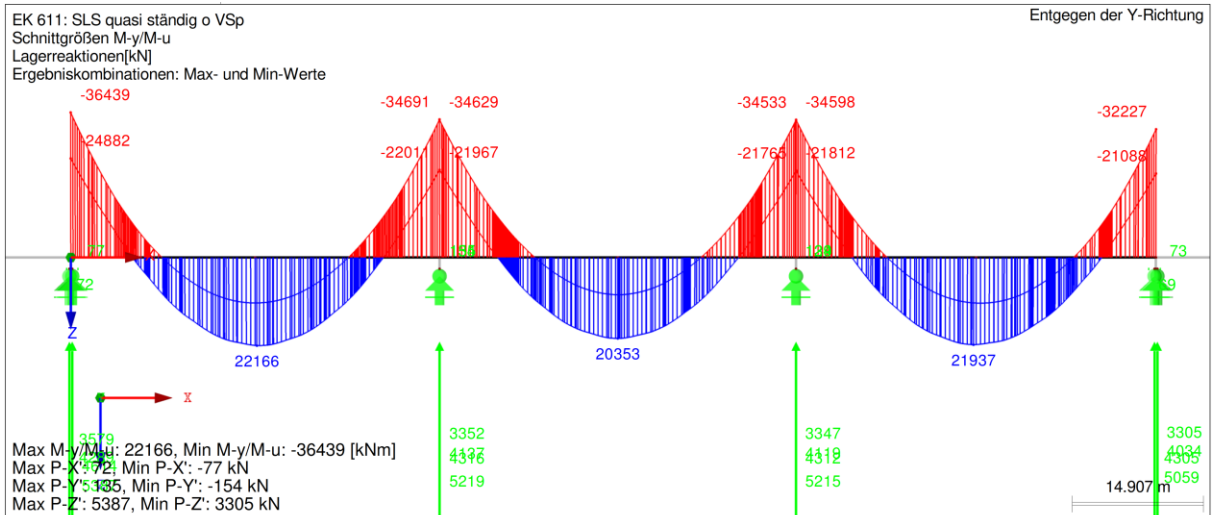


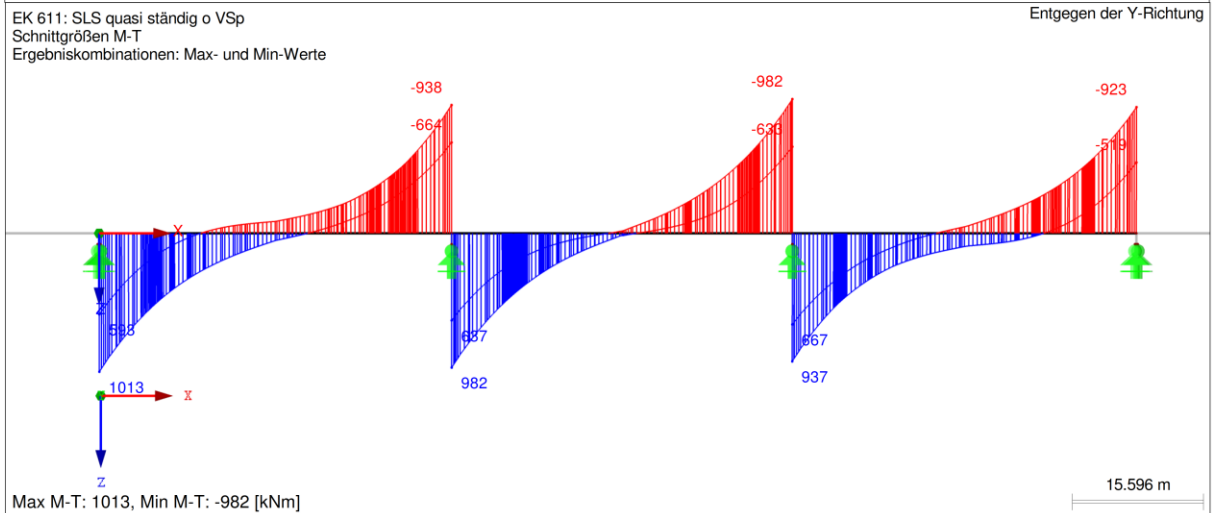
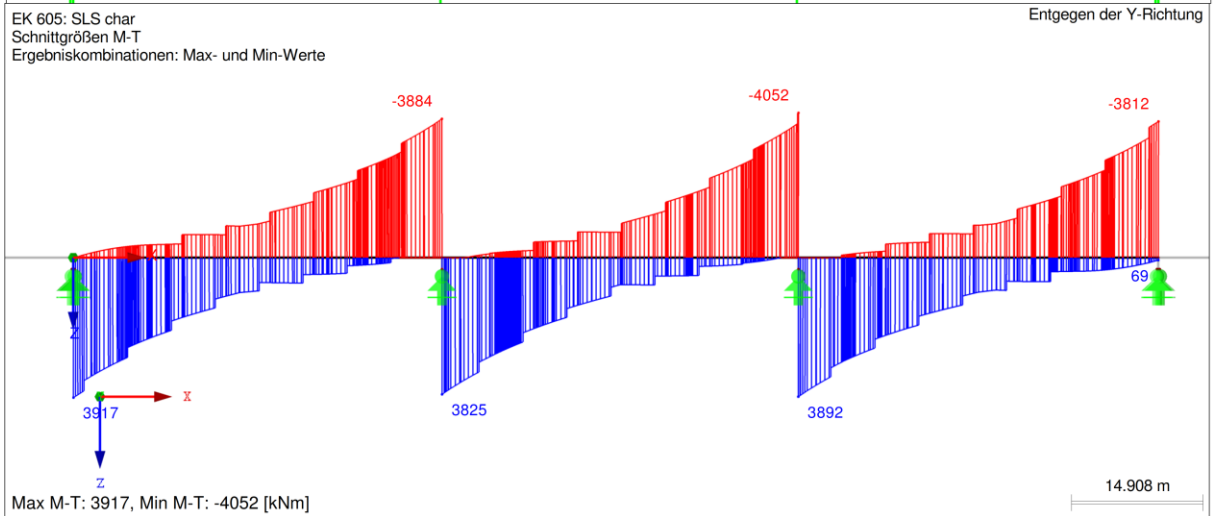
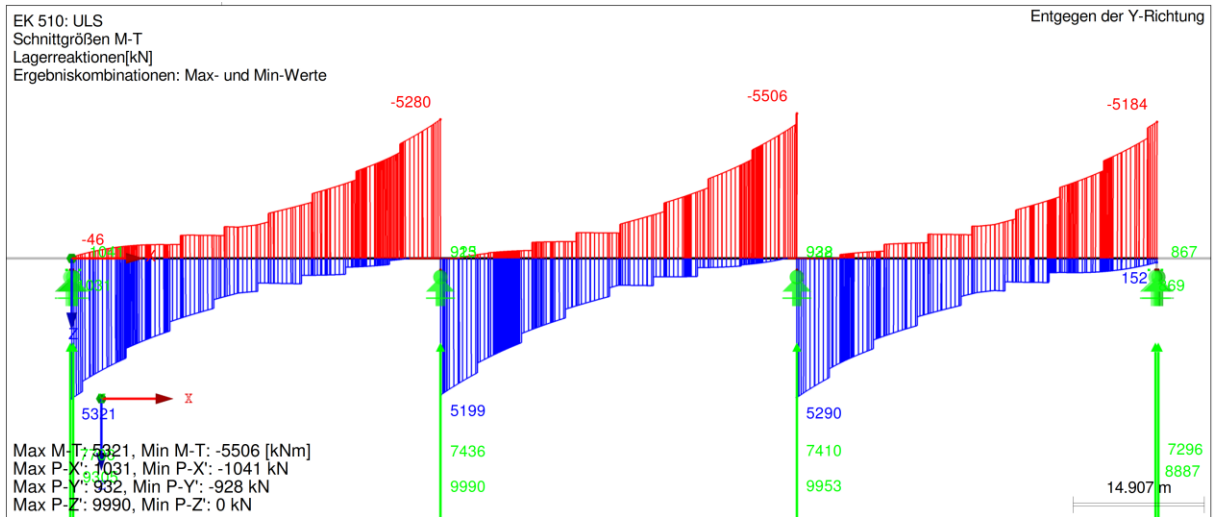


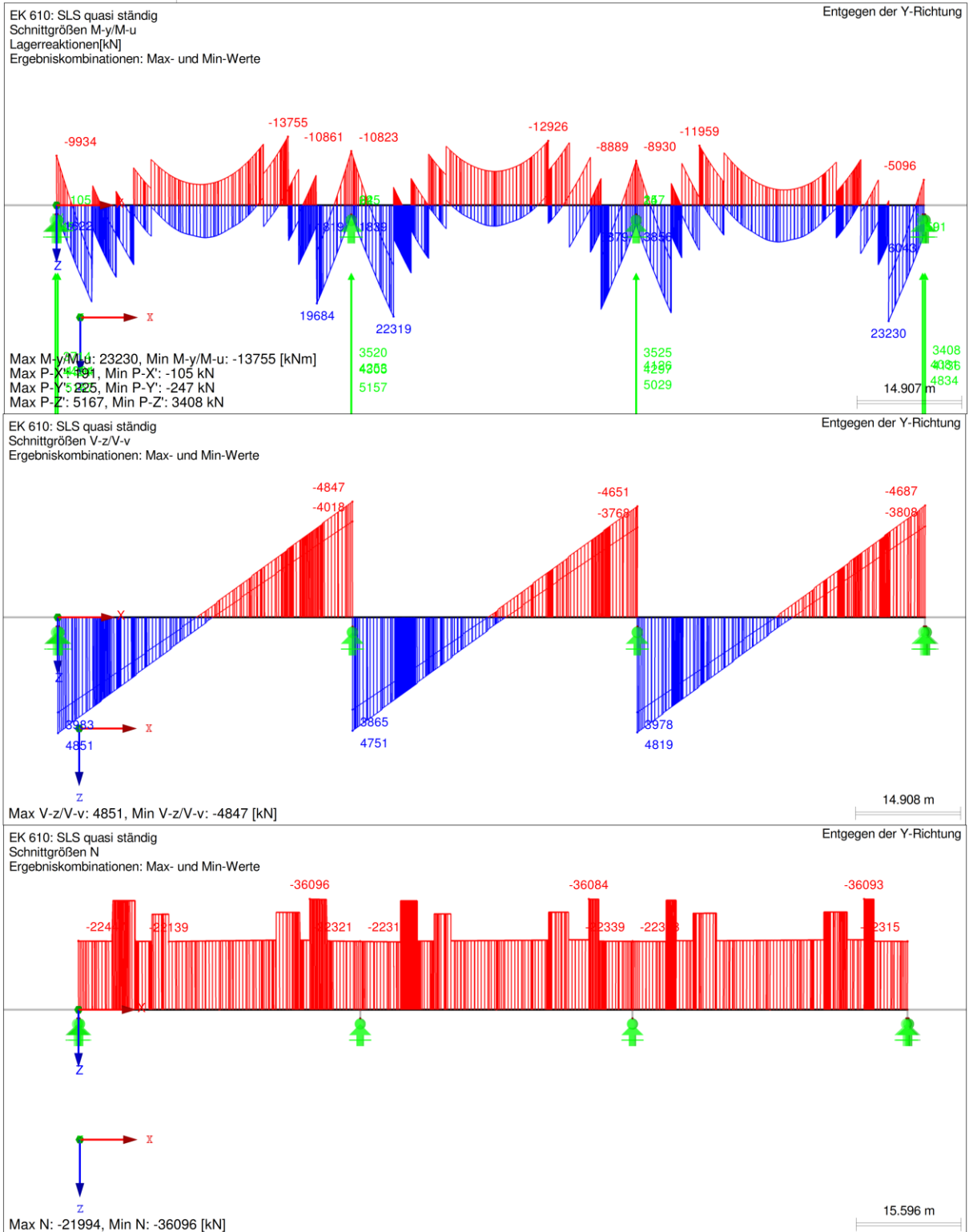
B.3 Schnittgrößen GZT und GZG











C. Anhang C: Alternativentwurf Variante 1

C.1 GZG Begrenzung der Rissbreite zufolge Zwang

ZUBLIN	Ed. Züblin AG Hauptverwaltung Stuttgart Zentrale Technik Abteilung TBK		V1.10	
	Projekt	Alternativentwurf Brücke B2314		Bearbeiter
	Bauteil	Untere Gurtplatte	Datum	07.06.18

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 und NA:2013-04

Eingabe

- Geometrie:	Dicke h =	25,0	cm	Baustoffkennwerte:	$E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$	(Tab. 3.1)
	Breite b =	100,0	cm		$f_{ctm} = 3,50 \text{ N/mm}^2$	(Tab. 3.1)
- Betongüte:		C40/50			$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$	(3.2.7 (4))
- Wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ (7.3.2 (2)): (früher / später Zwang)		50	%			
- Innerer Zwang (z.B. Hydratationswärmeabfluß) oder äußerer Zwang (z.B. Stützensenkung)		i	[Innen / außen]	→ k =	0,80	(NA7.3.2(2))
- Verwendung langsam erhärtender Beton (7.3.2 (NA.6)) (Bedingung: $r = f_{cm2} / f_{cm28} \leq 0,3$)		nein	[ja / nein]	Hinweis: Keine Reduzierung der Bewehrung		
- Dauer der Einwirkung		l	[langzeitig oder Kurzzeitig]	→ $k_1 =$	0,4	
<small>(i.d.R. ist nach NA 7.3.4 (2) das langzeitige Verbundkriechen zu berücksichtigen, d.h. $k_1=0,4$. Kurzzeitige Einwirkung mit $k=0,6$ darf nach Heft 600 DAfStb nur bei Nachweisen mit 'seltener Einwirkung' verwendet werden.)</small>						
- Streckgrenze Betonstahl:	$f_{yk} =$	550	N/mm ²			
- Zusätzlich wirkende gleichartige (zentrischer Zug) äußere Lastbeanspruchung (7.2(5)) ?		nein	[ja / nein]	→ $\max \sigma_s = f_{yk} =$	550,0 N/mm ²	
- Betondeckung der betrachteten Bewehrungslage:	$c_{nom} =$	4,0	cm			
- Gewählte Rissbreite (Tab. 7.1DE):	$w_k =$	0,20	mm			

Gewählte Bewehrung für eine Richtung und für eine Bauteilseite:

Durchmesser Φ_{s1} / Stababstand $s_1 =$	16	10,0	mm cm
Durchmesser Φ_{s2} / Stababstand $s_2 =$	0	0,0	mm cm
<small>(2. Stabdurchmesser Φ_{s2} mit 0,01mm eingeben, falls nicht verwendet)</small>			

(2. Zeile bei 2 verschiedenen Durchmessern / Abständen)

Zusammenfassung der gewählten Bewehrung:

Mittlerer gewichteter Stabdurchmesser mit 7.3.3 (NA.7):	$\Phi_{sm} = (\Phi_{s1}^2 / s_1 + \Phi_{s2}^2 / s_2) / (\Phi_{s1} / s_1 + \Phi_{s2} / s_2) =$	16,0 mm
Gewählte Bewehrung je Bauteilseite:	vorh $A_s =$	20,11 cm ²
Bewehrungsgrad:	$\rho = \text{vorh } A_s / A_c =$	0,0161 = 1,61%
Randabstand Bewehrungsachse:	$d_1 = c_{nom} + \Phi_{sm} / 2 =$	4,8 cm
Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung (7.3.2(3)) mit $h_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE a)-d)	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \times b =$	1210 cm ²
	$\leq h/2 \times b =$	1250 cm ²
	$h / d_1 =$	5,2
	$h_{c,eff} / d_1 =$	2,5

- Ermittlung h_{eff} nach Bild 7.1DE d):

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Kap. 7.3.2)

- Erforderliche Bewehrung bei Erstrissbildung (Kap. 7.3.2 (2) und Gl. 7.1):	$\text{erf } A_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{zul } \sigma_s =$	10,8 cm ²	maßgebend
mit: - Beiwert für Spannungsverteilung im Rechteckquerschnitt bei zentrischem Zwang (Gl. 7.2) (im Standardfall $\sigma_c = f_{ct,eff}$ ist $k_c = 1,0$):	$k_c =$	1,0 ($k_c = 1,0$ ist voreingestellt)	
- Effektive Zugfestigkeit 7.3.2 (2):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²	
- A_{ct} Fläche der Zugzone im Zustand I (anteilig für jede Bauteilseite und Bewehrungslage):	$A_{ct} = b \times h/2 =$	1.250 cm ²	
- Aufnehmbare Stahlspannung nach 7.3.3(2), Tab. 7.2 DE und Gl. 7.7 DE (abgeschl. Rissbild):	$\text{zul } \sigma_s = (w_k \times 3,48 \times 10^6 / \Phi_{sm}^2)^{1/2} =$	162,0 N/mm ²	
	$\leq \max \sigma_s =$	550,0 N/mm ²	
mit: $d_s^* = d_s^* = d_s \times \frac{8 \times (h-d)}{k_c \times k \times h_{cr}} \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}}$ < $d_s \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}}$	$= 26,5 \text{ mm}$ (7.7DE, wobei $h_{cr}=h$)		
- Erforderliche Bewehrung bei abgeschlossenem Rissbild (Kap. 7.3.2 (NA.5) und Gl. NA.7.5.1):	$\text{erf } A_s = f_{ct,eff} \times A_{c,eff} / \text{zul } \sigma_s =$	13,1 cm ²	nicht relevant
jedoch einzuhalten Stahlspannung $\sigma_s \leq f_{yk}$ bzw. $\leq 0,8 \times f_{yk}$ bei zusätzlicher äußerer Lastbeanspruchung (7.2(5)):	$\text{erf } A_s \geq k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \max \sigma_s =$	3,2 cm ²	nicht relevant

Direkte Berechnung der Rissbreite (Kap. 7.3.4)

Differenzdehnung Stahl/ Beton (Gl. 7.9):	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} =$	0,00020 $\geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0,00026 (maßgebend)
Maximaler Rissabstand (Gl. 7.11 und NA 7.3.4(3)):	$s_{r,max} = \frac{\Phi_s}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} =$	267 mm $\leq \frac{\sigma_s \cdot \Phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} =$	221 mm (maßgebend)
mit: - Vorhandene Stahlspannung im Erstriss nach 7.3.2 (2):	$\text{vorh } \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{vorh } A_s =$	87,0 N/mm ²	
<small>(σ_s wird um 15% verringert bei Verwendung von langsam erhärtenden Beton im Hydratationsfall)</small>			
- Effektive Zugfestigkeit (keine Berücksichtigung der Mindestbetonzugfestigkeit nach NA 7.3.2 (2)):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²	
- Effektiver Bewehrungsgrad (Gl. 7.10):	$\rho_{p,eff} = \text{vorh } A_s / A_{c,eff} =$	0,0166	
- Verhältnis E-Moduln:	$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	5,71	
Ergebnis: Rechnerische Rissbreite (Gl. 7.8):	$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	221 x 0,00026 =	0,06 mm nicht relevant

ZÜBLIN	Ed. Züblin AG Hauptverwaltung Stuttgart Zentrale Technik Abteilung TBK		V1.10
	Projekt	Alternativentwurf Brücke B2314	Bearbeiter Viktoriya Mihaylova
Bauteil	Steg	Datum	07.06.18

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 und NA:2013-04

Eingabe

- Geometrie:	Dicke h =	35,0	cm	Baustoffkennwerte:	$E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 3.1)
	Breite b =	100,0	cm		$f_{ctm} = 3,50 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 3.1)
- Betongüte:		C40/50			$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ (3.2.7 (4))
- Wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ (7.3.2 (2)): (früher / später Zwang)		50	%		
- Innerer Zwang (z.B. Hydratationswärmeabfluß) oder äußerer Zwang (z.B. Stützensenkung)		i	[innen / außen]	$\rightarrow k = 0,77$	(NA7.3.2(2))
- Verwendung langsam erhärtender Beton (7.3.2 (NA.6)) (Bedingung: $r = f_{cm2} / f_{cm28} \leq 0,3$)		nein	[ja / nein]	Hinweis: Keine Reduzierung der Bewehrung	
- Dauer der Einwirkung		l	[langzeitig oder Kurzzeitig]	$\rightarrow k_t = 0,4$	
(i.d.R. ist nach NA 7.3.4 (2) das langzeitige Verbundkriechen zu berücksichtigen, d.h. $k_t = 0,4$. Kurzzeitige Einwirkung mit $k=0,6$ darf nach Heft 600 DAFStb nur bei Nachweisen mit 'seltener Einwirkung' verwendet werden.)					
- Streckgrenze Betonstahl:	$f_{yk} =$	550	N/mm ²		
- Zusätzlich wirkende gleichartige (zentrischer Zug) äußere Lastbeanspruchung (7.2(5)) ?		nein	[ja / nein]	$\rightarrow \max \sigma_s = f_{yk} = 550,0 \text{ N/mm}^2$	
- Betondeckung der betrachteten Bewehrungslage:	$c_{nom} =$	4,0	cm		
- Gewählte Rissbreite (Tab. 7.1DE):	$w_k =$	0,20	mm		

Gewählte Bewehrung für eine Richtung und für eine Bauteilseite:

Durchmesser Φ_{s1} / Stababstand $s_1 =$	16	10,0	mm cm
Durchmesser Φ_{s2} / Stababstand $s_2 =$	0	15,0	mm cm
<small>(2. Stabdurchmesser Φ_{s2} mit 0,01mm eingeben, falls nicht verwendet)</small>			

Zusammenfassung der gewählten Bewehrung:

Mittlerer gewichteter Stabdurchmesser mit 7.3.3 (NA.7):	$\Phi_{sm} = (\Phi_{s1}^2 / s_1 + \Phi_{s2}^2 / s_2) / (\Phi_{s1} / s_1 + \Phi_{s2} / s_2) =$	16,0 mm
Gewählte Bewehrung je Bauteilseite:	vorrh $A_s =$	20,11 cm ²
Bewehrungsgrad:	$\rho = \text{vorrh } A_s / A_c =$	0,0115 = 1,15%
Randabstand Bewehrungsachse:	$d_1 = c_{nom} + \Phi_{sm} / 2 =$	4,8 cm
Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung (7.3.2(3)) mit $h_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE a)-d)	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \times b =$	1310 cm ²
	$\leq h/2 \times b =$	1750 cm ²
	$h / d_1 =$	7,3
	$h_{c,eff} / d_1 =$	2,7

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Kap. 7.3.2)

- Erforderliche Bewehrung bei Erstrissbildung (Kap. 7.3.2 (2) und Gl. 7.1):	$\text{erf } A_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{zul } \sigma_s =$	14,6 cm ²	nicht relevant
mit: - Beiwert für Spannungsverteilung im Rechteckquerschnitt bei zentrischem Zwang (Gl. 7.2) (im Standardfall $\sigma_c = f_{ct,eff}$ ist $k_c = 1,0$):	$k_c =$	1,0 ($k_c = 1,0$ ist voreingestellt)	
- Effektive Zugfestigkeit 7.3.2 (2):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²	
- A_{ct} Fläche der Zugzone im Zustand I (anteilig für jede Bauteilseite und Bewehrungslage):	$A_{ct} = b \times h/2 =$	1.750 cm ²	
- Aufnehmbare Stahlspannung nach 7.3.3(2), Tab. 7.2 DE und Gl. 7.7 DE (abgeschl. Rissbild):	$\text{zul } \sigma_s = (w_k \times 3,48 \times 10^6 / \Phi_s^*)^{1/2} =$	162,1 N/mm ²	
	$\leq \max \sigma_s =$	550,0 N/mm ²	
mit: $\Phi_s^* = d_s^* = d_s \times \frac{8 \times (h-d)}{k_c \times k \times h_{cr}} \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} < d_s \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} =$	26,5 mm (7.7DE, wobei $h_{cr}=h$)		
- Erforderliche Bewehrung bei abgeschlossenem Rissbild (Kap. 7.3.2 (NA.5) und Gl. NA.7.5.1):	$\text{erf } A_s = f_{ct,eff} \times A_{c,eff} / \text{zul } \sigma_s =$	14,1 cm ²	maßgebend
jedoch einzuhalten Stahlspannung $\sigma_s \leq f_{yk}$ bzw. $\leq 0,8 \times f_{yk}$ bei zusätzlicher äußerer Lastbeanspruchung (7.2(5)):	$\text{erf } A_s \geq k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \max \sigma_s =$	4,3 cm ²	nicht relevant

Direkte Berechnung der Rissbreite (Kap. 7.3.4)

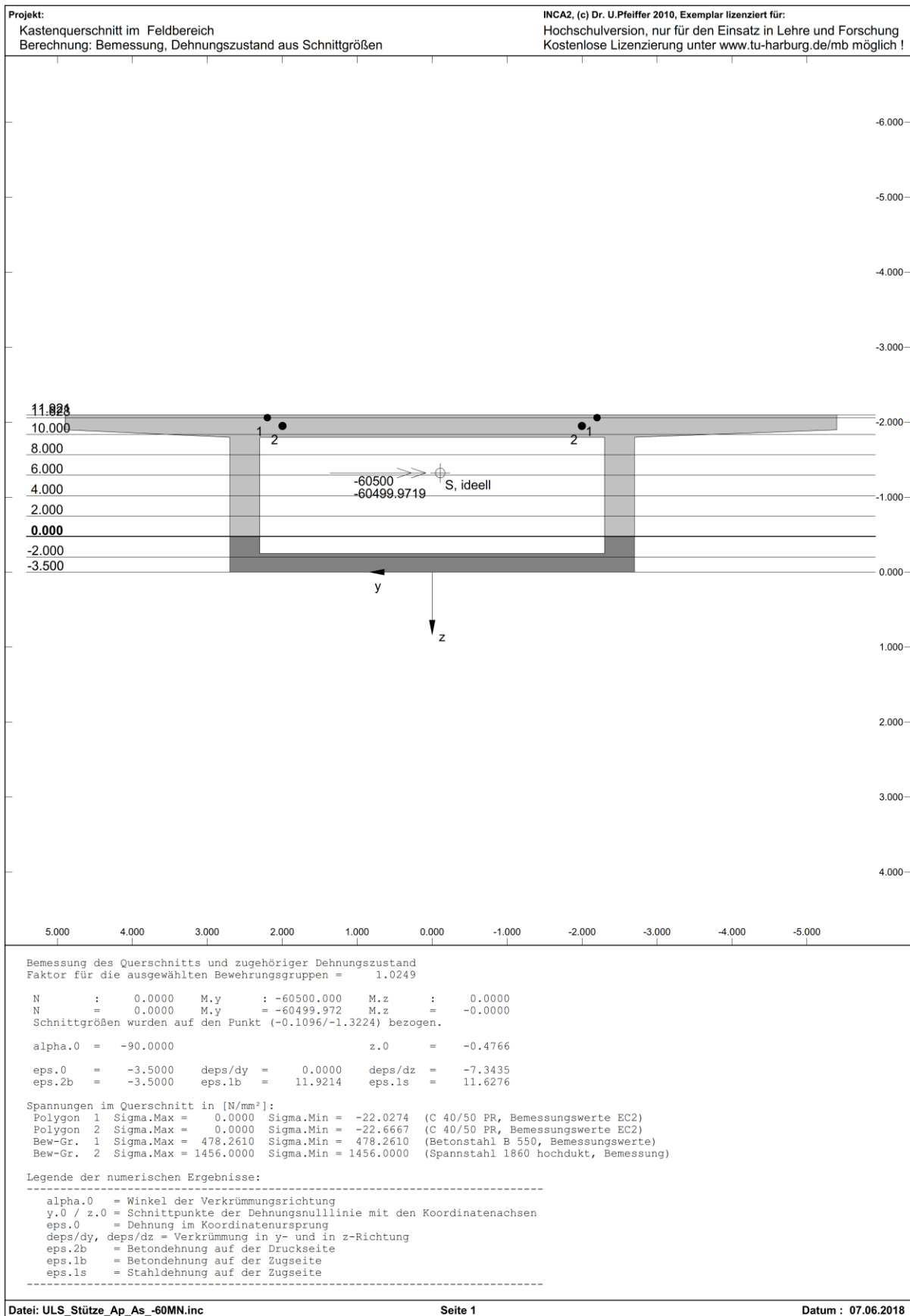
Differenzdehnung Stahl/ Beton (Gl. 7.9):
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,00034 \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00035$$
 (maßgebend)

Maximaler Rissabstand (Gl. 7.11 und NA 7.3.4(3)):
$$s_{r,max} = \frac{\Phi_s}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} = 289 \text{ mm} \leq \frac{\sigma_s \cdot \Phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = 298 \text{ mm}$$
 (maßgebend)

mit: - Vorhandene Stahlspannung im Erstriss nach 7.3.2 (2):	$\text{vorrh } \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{vorrh } A_s =$	117,3 N/mm ²
(σ_s wird um 15% verringert bei Verwendung von langsam erhärtenden Beton im Hydratationsfall)		
- Effektive Zugfestigkeit (keine Berücksichtigung der Mindestbetonzugfestigkeit nach NA 7.3.2 (2)):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²
- Effektiver Bewehrungsgrad (Gl. 7.10):	$\rho_{p,eff} = \text{vorrh } A_s / A_{c,eff} =$	0,0153
- Verhältnis E-Moduln:	$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	5,71

Ergebnis: Rechnerische Rissbreite (Gl. 7.8):
$$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 289 \times 0,00035 = 0,10 \text{ mm}$$
 nicht relevant

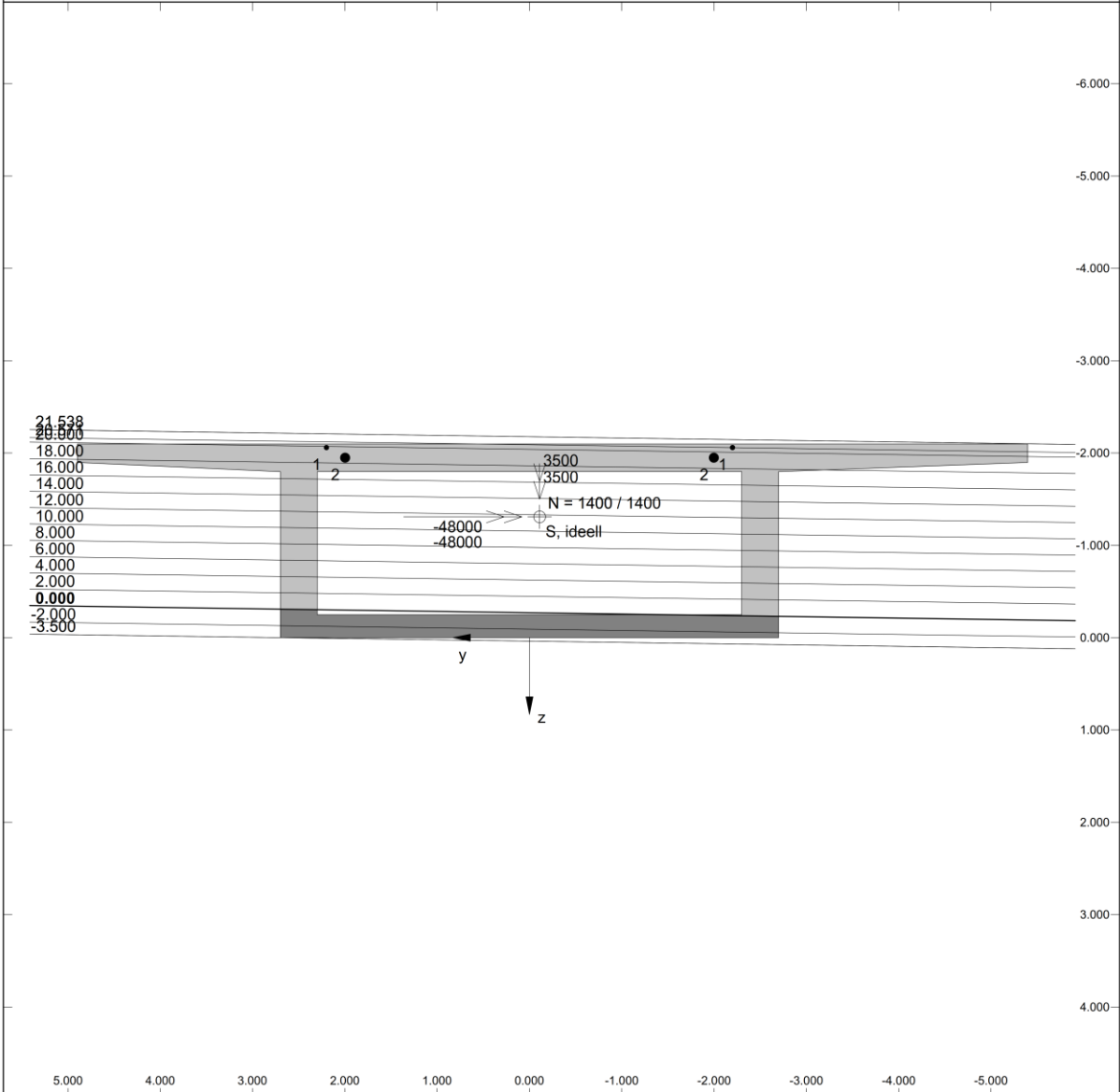
C.2 GZT Bemessung



INCA2 Version 2.80 vom 01.06.2011 00:33:50, (c) Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer 2009 Download im Internet unter http://www.u-pfeiffer.de Diese Version von INCA2 wurde lizenziert für: Hochschulversion, nur für den Einsatz in Lehre und Forschung Kostenlose Lizenzierung unter www.tu-harburg.de/mb möglich !	Pos: _____
	Seite: 1
Datum: 07.06.2018	
Bemessung des Querschnitts für die Bewehrungsgruppen: 1 Lastfall 1: $A_{s,ges} = 322.40 \text{ cm}^2$	
* Lastfall 1 *	
----- $N_x = 0.000 \text{ kN} / M_y = -60500.000 \text{ kNm} / M_z = 0.000 \text{ kNm}$ Bezugspunkt: Ideeller Schwerpunkt (Beton + Bewehrung) -----	
Die Bemessung ergibt folgende Bewehrungsmengen: Gruppe 1: $A_s = 142.40 \text{ cm}^2$ (Betonstahl B 550, Bemessungswerte) Gruppe 2: $A_s = 180.00 \text{ cm}^2$ (Spannstahl 1860 hochdukt, Bemessung) -----	
Gesamt $A_s = 322.40 \text{ cm}^2$ -----	
Numerische Ergebnisse (Dehnungszustand): $N = 0.0000 \quad M_y = -60499.972 \quad M_z = -0.0000$ Schnittgrößen sind auf den Punkt $(-0.1096/-1.3224)$ bezogen. $\alpha_0 = -90.0000 \quad z_0 = -0.4766$ $\epsilon_0 = -3.5000 \quad \Delta\epsilon / \Delta y = 0.0000 \quad \Delta\epsilon / \Delta z = -7.3435$ $\epsilon_{2b} = -3.5000 \quad \epsilon_{1b} = 11.9214 \quad \epsilon_{1s} = 11.6276$ -----	
Legende der numerischen Ergebnisse: ----- α_0 = Winkel der Verkrümmungsrichtung y_0 / z_0 = Schnittpunkte der Dehnungsnulllinie mit den Koordinatenachsen ϵ_0 = Dehnung im Koordinatenursprung $\Delta\epsilon / \Delta y, \Delta\epsilon / \Delta z$ = Verkrümmung in y- und in z-Richtung ϵ_{2b} = Betondehnung auf der Druckseite ϵ_{1b} = Betondehnung auf der Zugseite ϵ_{1s} = Stahldehnung auf der Zugseite -----	
Bemessung Datei: ULS_Stütze_Ap_As_-60MN.inc Kastenquerschnitt im Feldbereich	

Projekt: **Kastenquerschnitt im Feldbereich**
 Berechnung: **Bemessung, Dehnungszustand aus Schnittgrößen**

INCA2, (c) Dr. U.Pfeiffer 2010, Exemplar lizenziert für:
 Hochschulversion, nur für den Einsatz in Lehre und Forschung
 Kostenlose Lizenzierung unter www.tu-harburg.de/mb möglich !



Bemessung des Querschnitts und zugehöriger Dehnungszustand
 Faktor für die ausgewählten Bewehrungsgruppen = 1.0000

N : 1400.0000 M.y : -48000.000 M.z : 3500.0000
 N = 1400.0000 M.y = -48000.000 M.z = 3500.0000
 Schnittgrößen wurden auf den Punkt (-0.1112/-1.3110) bezogen.

alpha.0 = 269.1837 y.0 = -19.0346 z.0 = -0.2712

eps.0 = -3.0651 deps/dy = -0.1610 deps/dz = -11.3018
 eps.2b = -3.4999 eps.1b = 21.5383 eps.1s = 20.5710

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:
 Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -11.7180 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)
 Polygon 2 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -22.6667 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)
 Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 478.2610 Sigma.Min = 478.2610 (Betonstahl B 550, Bemessungswerte)
 Bew-Gr. 2 Sigma.Max = 1456.0000 Sigma.Min = 1456.0000 (Spannstahl 1860 hochdukt, Bemessung)

Legende der numerischen Ergebnisse:

 alpha.0 = Winkel der Verkrümmungsrichtung
 y.0 / z.0 = Schnittpunkte der Dehnungsnulllinie mit den Koordinatenachsen
 eps.0 = Dehnung im Koordinatenursprung
 deps/dy, deps/dz = Verkrümmung in y- und in z-Richtung
 eps.2b = Betondehnung auf der Druckseite
 eps.1b = Betondehnung auf der Zugseite
 eps.1s = Stahldehnung auf der Zugseite

INCA2Version 2.80 vom 01.06.2011 00:33:50, (c) Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer 2009
Download im Internet unter <http://www.u-pfeiffer.de>

Diese Version von INCA2 wurde lizenziert für:

Hochschulversion, nur für den Einsatz in Lehre und Forschung
Kostenlose Lizenzierung unter www.tu-harburg.de/mb möglich !

Pos: _____

Seite: 1

Datum: 07.06.2018

Bemessung des Querschnitts für die Bewehrungsgruppen: 1Lastfall 1: $A_{s,ges} = 195.30 \text{ cm}^2$ *** Lastfall 1 ***-----
 $N_x = 1400.000 \text{ kN} / M_y = -48000.000 \text{ kNm} / M_z = 3500.000 \text{ kNm}$
Bezugspunkt: Ideeller Schwerpunkt (Beton + Bewehrung)

Die Bemessung ergibt folgende Bewehrungsmengen:

Gruppe 1: $A_s = 15.30 \text{ cm}^2$ (Betonstahl B 550, Bemessungswerte)
Gruppe 2: $A_s = 180.00 \text{ cm}^2$ (Spannstahl 1860 hochdukt, Bemessung)-----
Gesamt $A_s = 195.30 \text{ cm}^2$

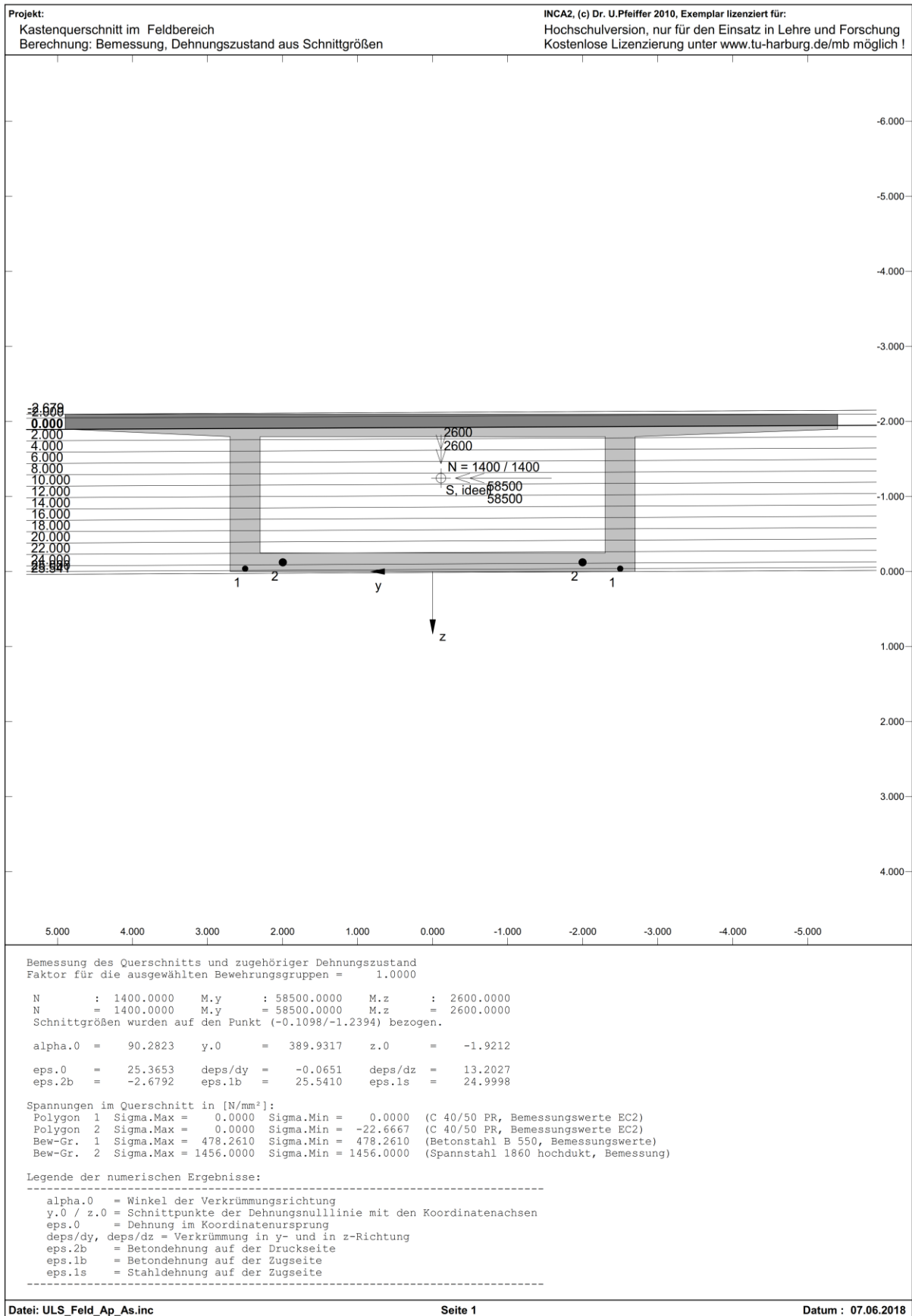
Numerische Ergebnisse (Dehnungszustand):

 $N = 1400.0002 \quad M_y = -48000.008 \quad M_z = 3500.0006$
Schnittgrößen sind auf den Punkt $(-0.1112/-1.3110)$ bezogen. $\alpha_0 = 269.1837 \quad y_0 = -19.0346 \quad z_0 = -0.2712$
 $\varepsilon_0 = -3.0652 \quad \Delta\varepsilon / \Delta y = -0.1610 \quad \Delta\varepsilon / \Delta z = -11.3024$
 $\varepsilon_{2b} = -3.5000 \quad \varepsilon_{1b} = 21.5395 \quad \varepsilon_{1s} = 20.5721$
-----**Legende der numerischen Ergebnisse:**-----
 α_0 = Winkel der Verkrümmungsrichtung
 y_0 / z_0 = Schnittpunkte der Dehnungsnulllinie mit den Koordinatenachsen
 ε_0 = Dehnung im Koordinatenursprung
 $\Delta\varepsilon / \Delta y, \Delta\varepsilon / \Delta z$ = Verkrümmung in y- und in z-Richtung
 ε_{2b} = Betondehnung auf der Druckseite
 ε_{1b} = Betondehnung auf der Zugseite
 ε_{1s} = Stahldehnung auf der Zugseite

Bemessung

Datei: ULS_Stütze_Ap_As_Endzustand.inc

Kastenquerschnitt im Feldbereich



INCA2 Version 2.80 vom 01.06.2011 00:33:50, (c) Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer 2009 Download im Internet unter http://www.u-pfeiffer.de Diese Version von INCA2 wurde lizenziert für: Hochschulversion, nur für den Einsatz in Lehre und Forschung Kostenlose Lizenzierung unter www.tu-harburg.de/mb möglich !	Pos: _____
	Seite: 1
Datum: 07.06.2018	
Bemessung des Querschnitts für die Bewehrungsgruppen: 1 Lastfall 1: $A_{s,ges} = 281.52 \text{ cm}^2$	
* Lastfall 1 *	
----- $N_x = 1400.000 \text{ kN} / M_y = 58500.000 \text{ kNm} / M_z = 2600.000 \text{ kNm}$ Bezugspunkt: Ideeller Schwerpunkt (Beton + Bewehrung) -----	
Die Bemessung ergibt folgende Bewehrungsmengen: Gruppe 1: $A_s = 101.52 \text{ cm}^2$ (Betonstahl B 550, Bemessungswerte) Gruppe 2: $A_s = 180.00 \text{ cm}^2$ (Spannstahl 1860 hochdukt, Bemessung) -----	
Gesamt $A_s = 281.52 \text{ cm}^2$ -----	
Numerische Ergebnisse (Dehnungszustand): $N = 1400.0000 \quad M_y = 58500.0017 \quad M_z = 2600.0001$ Schnittgrößen sind auf den Punkt $(-0.1098/-1.2394)$ bezogen. $\alpha_0 = 90.2823 \quad y_0 = 389.9317 \quad z_0 = -1.9212$ $\epsilon_0 = 25.3655 \quad \Delta\epsilon / \Delta y = -0.0651 \quad \Delta\epsilon / \Delta z = 13.2028$ $\epsilon_{2b} = -2.6792 \quad \epsilon_{1b} = 25.5411 \quad \epsilon_{1s} = 25.0000$ -----	
Legende der numerischen Ergebnisse:	
----- α_0 = Winkel der Verkrümmungsrichtung y_0 / z_0 = Schnittpunkte der Dehnungsnulllinie mit den Koordinatenachsen ϵ_0 = Dehnung im Koordinatenursprung $\Delta\epsilon / \Delta y, \Delta\epsilon / \Delta z$ = Verkrümmung in y- und in z-Richtung ϵ_{2b} = Betondehnung auf der Druckseite ϵ_{1b} = Betondehnung auf der Zugseite ϵ_{1s} = Stahldehnung auf der Zugseite -----	
Bemessung Datei: ULS_Feld_Ap_As.inc Kastenquerschnitt im Feldbereich	

D. Anhang D: Alternativentwurf Variante 2

D.1 GZG: Dekompression und Begrenzung der Spannungen

DEKOMPRESSION

QS-Werte		Vorspannung	
Beton C 40/50		VBT-BE 3x4-150-1860	
A	54,350 cm ²	f _{pk}	186,0 kN/cm ²
z _o	80,9 cm	f _{p0,1k}	160,0 kN/cm ² ... Fließgrenze
z _u	129,1 cm	f _{pd}	139,1 kN/cm ²
e _{o_vsp}	40,0 cm	E _p	19.500 kN/cm ²
e _{u_vsp}	35,0 cm	Ap _{Litze}	1,5 cm ² /Litze
I _y	347.100.000 cm ⁴	n _{Litzen}	12 Stk
W _{c_o}	-4.290.482 cm ³	Ap _{Spannglied}	18 cm ²
W _{c_u}	2.688.613 cm ³	σ _{p,max}	144,0 kN/cm ²
σ _{qs_zul}	1,80 kN/cm ² ... max. Betondruckspannung	P _{max}	2.591 kN ... Kraft während Vorspannen
f _{ctm}	0,35 kN/cm ² ... max. Betonzugfestigkeit	σ _{pm0}	128,0 kN/cm ²
		P _{pm0}	2303 kN
		r _{sup=r_inf}	1,00

Abschätzung der Spangliedanzahl (unten) im Feld			Abschätzung der Spangliedanzahl (oben) am Auflager		
M _{qs_F}	22.500 kNm	It RFEM	M _{qs_St}	-36.500 kNm	
M _{qs_F}	2.250.000 kNcm		M _{qs_St}	-3.650.000 kNcm	
e _{SpGl_UK}	35,0 cm		e _{SpGl_OK}	40,0 cm	
ep _u	94,1 cm		ep _o	-40,9 cm	
P _{k,sup_F}	15.672 kN	o... obere Randfz σ _u	P _{k,sup_St}	30.457 kN	
σ _{o_F}	-0,52 kN/cm ²	u...untere Randfaser	σ _{o_St}	0,85 kN/cm ²	
σ _{u_F}	0,84 kN/cm ²	F...Feld St...Stütze	σ _{u_St}	-1,36 kN/cm ²	
Verluste	0,10 -	Annahme: 10% Verluste	Verluste	0,10 -	
P _{m0_F}	17.413 kN		P _{m0_St}	33.841 kN	
Ap _{erf_F}	136,08 cm ²	erf. Spangliedfläche	Ap _{erf_St}	264,45 cm ²	
np _{erf_F}	91 Stk	erf. Litzenanzahl	np _{erf_St}	177 Stk	
n _{Spanngl_F}	7,6 Stk	erf. Spangliedanzahl	n _{Spanngl_St}	14,8 Stk	
n _{gew}	10,0 Stk		n _{gew}	10,0 Stk	
P _{gew_t0}	23.034 kN	nach Umsetzen der Spannkraft	P _{gew_F}	23.034 kN	
P _{gew_t∞}	18.427 kN	nach Verlusten	P _{gew_t∞}	18.427 kN	
Spannungskontrolle primär			Spannungskontrolle primär		
σ _{u_ges_t0}	-0,39 kN/cm ²	nach Umsetzen der Spannkraft t0	σ _{o_ges_t0}	0,21 kN/cm ²	
σ _{u_ges_t∞}	-0,15 kN/cm ²	nach Verlusten	σ _{o_ges_t∞}	0,34 kN/cm ²	

Dekompressionsnachweis im Feld für t=0			Dekompressionsnachweis am Auflager für t=0		
N _{vsp_F_t0}	-23.034 kN		N _{vsp_dir_St_t0}	-23.034 kN	
M _{vsp_dir_F_t0}	-2.167.522 kNcm		M _{vsp_dir_St_t0}	942.100 kNcm	
M _{Vsp_ind_t0}	10.000 kNm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M _{Vsp_ind_t0}	10.000 kNm	
M _{Vsp_ind_t0}	1.000.000 kNcm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M _{Vsp_ind_t0}	1.000.000 kNcm	
M _{Vsp_ges_t0}	-1.167.522 kNcm		M _{Vsp_ges_t0}	1.942.100 kNcm	
M _{qs_F}	22.500 kNm	It RFEM	M _{qs_St}	-36.500 kNm	
M _{qs_F}	2.250.000 kNcm		M _{qs_St}	-3.650.000 kNcm	
N _{qs_F}	0 kN		N _{qs_St}	0 kN	
σ _{o_F}	-0,68 kN/cm ²	✓ < 0 & σ _{qs_zul}	σ _{o_St}	-0,03 kN/cm ²	✓ < 0 & σ _{qs_zul}
σ _{u_F}	-0,02 kN/cm ²	✓ < 0 & σ _{qs_zul}	σ _{u_St}	-1,06 kN/cm ²	✓ < 0 & σ _{qs_zul}

Dekompressionsnachweis im Feld für t=∞			Dekompressionsnachweis am Auflager für t=∞		
N _{qs_F}	-23.034 kN		N _{St_Vsp}	-23.034 kN	
Verluste	0,10 -	15% Verluste RF-Tendon	Verluste	0,10 -	
N _{F_Vsp_t∞}	-20.731 kN		N _{F_Vsp_t∞}	-20.731 kN	
M _{Vsp_dir_t∞}	-1.950.770 kNcm	15% Verluste	M _{Vsp_t∞}	847.890 kNcm	
M _{Vsp_ind_t∞}	10.000 kNm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M _{Vsp_ind_t∞}	10.000 kNm	
M _{Vsp_ind_t∞}	1.000.000 kNcm	stat.unbest. Moment RF-Tendon	M _{Vsp_ind_t∞}	1.000.000 kNcm	
M _{Vsp_ges_t∞}	-950.770 kNcm		M _{Vsp_ges_t∞}	1.847.890 kNcm	
M _{qs_F_oVsp}	22.500 kNm	It RFEM	M _{qs_St_oVsp}	-36.500 kNm	
M _{qs_F}	2.250.000 kNcm		M _{qs_St}	-3.650.000 kNcm	
N _{qs_F}	0 kN		N _{qs_St}	0 kN	
σ _{o_F}	-0,68 kN/cm ²	✓ < 0 & σ _{qs_zul}	σ _{o_St}	0,04 kN/cm ²	✗ < 0 & σ _{qs_zul}
σ _{u_F}	0,10 kN/cm ²	✗ < 0 & σ _{qs_zul}	σ _{u_St}	-1,05 kN/cm ²	✓ < 0 & σ _{qs_zul}

Spannungsbegrenzung						
QS-Werte Beton			QS-Werte Spannstahl			
A	54.350 cm ³		Ap_Feld	137 cm ²	Ap_Stütz	266 cm ²
z_o	80,90 cm					
z_u	129,10 cm		Nvsp_F_t0	-23.034 kN	Nvsp_St_t0	-23.034 kN
e_o_vsp	40,0 cm		Mvsp_F_ges_t0	-1.167.522 kNcm	Mvsp_St_ges_t0	1.942.100 kNcm
e_u_vsp	35,0 cm					
Iy	347.100.000 cm ⁴		Nvsp_F_t∞	-20.731 kN	Nvsp_St_t∞	-20.731 kN
Wy,c_o	-4.290.482 cm ³		Mvsp_F_ges_t∞	-950.770 kNcm	Mvsp_St_ges_t∞	1.847.890 kNcm
Wy,c_u	2.688.613 cm ³					
Wcp_o	-8.486.553 cm ³					
Wcp_u	3.895.623 cm ³					

Zulässige Spannungen					
σ_ck_zul	2,40 kN/cm ²	... Betondruckspannung	σ_p	130,20 kN/cm ²	... Spannstahl
f_ctm	0,35 kN/cm ²	... Betonzugspannung			

Begrenzung der Spannungen im Feld für t=0				Begrenzung der Spannungen am Auflager für t=0			
Nvsp_F_t0		-23.034 kN		Nvsp_F_t0		-23.034 kN	
Mvsp_F_t0		-1.167.522 kNcm		Mvsp_F_t0		1.942.100 kNcm	
Mck_F	35.500 kNm			Mck_St	-45.000 kNm		
Mck_F	3.550.000 kNcm			Mck_St	-4.500.000 kNcm		
Nck_F	1.500 kN			Nck_St	1.200 kN		
σ_c,o_F	-0,95 kN/cm ²	✓ < σ_ck_zul		σ_c,o_St	0,19 kN/cm ²	✓ < f_ctm	
σ_c,u_F	0,49 kN/cm ²	✗ < f_ctm		σ_c,u_St	-1,35 kN/cm ²	✓ < σ_ck_zul	

Begrenzung der Spannungen im Feld für t=∞				Begrenzung der Spannungen am Auflager für t=∞			
Nvsp_F_t∞		-20.731 kN		Nvsp_St_t∞		-20.731 kN	
Mvsp_F_t∞		-950.770 kNcm		Mvsp_St_t∞		1.847.890 kNcm	
Mck_F	35.500 kNm			Mck_St	-45.000 kNm		
Mck_F	3.550.000 kNcm			Mck_St	-4.500.000 kNcm		
Nck_F	1.500 kN			Nck_St	1.200 kN		
σ_c,o_F	-0,96 kN/cm ²	✓ < σ_ck_zul		σ_c,o_St	0,26 kN/cm ²	✓ < f_ctm	
σ_c,u_F	0,61 kN/cm ²	✗ < f_ctm		σ_c,u_St	-1,35 kN/cm ²	✓ < σ_ck_zul	

D.2 GZG Begrenzung der Rissbreite zufolge Zwang

ZUBLIN

Ed. Züblin AG
Hauptverwaltung Stuttgart
Zentrale Technik
Abteilung TBK

V1.10

Projekt **Alternativentwurf Brücke B2314** Bearbeiter **Viktoriya Mihaylova**
Bauteil **Untere Gurtplatte** Datum **07.06.18**

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 und NA:2013-04

Eingabe

- Geometrie:	Dicke h = 25,0 cm	Baustoffkennwerte:	$E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 3.1)
	Breite b = 100,0 cm		$f_{ctm} = 3,50 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 3.1)
- Betongüte:	C40/50		$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ (3.2.7 (4))
- Wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ (7.3.2 (2)): (früher / später Zwang)	50 %		
- Innerer Zwang (z.B. Hydratationswärmeabfluß) oder äußerer Zwang (z.B. Stützensenkung)	i [innen / außen]	→ k =	0,80 (NA7.3.2(2))
- Verwendung langsam erhärtender Beton (7.3.2 (NA.6)) (Bedingung: $r = f_{cm2} / f_{cm2e} \leq 0,3$)	nein [ja / nein]	Hinweis: Keine Reduzierung der Bewehrung	
- Dauer der Einwirkung	I [langzeitig oder kurzzeitig]	→ $k_t =$	0,4
(i.d.R. ist nach NA 7.3.4 (2) das langzeitige Verbundkriechen zu berücksichtigen, d.h. $k_t=0,4$. Kurzzeitige Einwirkung mit $k=0,6$ darf nach Heft 600 DAfStb nur bei Nachweisen mit 'seltener Einwirkung' verwendet werden.)			
- Streckgrenze Betonstahl:	$f_{yk} =$ 550 N/mm ²		
- Zusätzlich wirkende gleichartige (zentrischer Zug) äußere Lastbeanspruchung (7.2(5)) ?	nein [ja / nein]	→ max $\sigma_s = f_{yk} =$	550,0 N/mm²
- Betondeckung der betrachteten Bewehrungslage:	$c_{nom} =$ 4,0 cm		
- Gewählte Rissbreite (Tab. 7.1DE):	$w_k =$ 0,30 mm		

Gewählte Bewehrung für eine Richtung und für eine Bauteilseite:

Durchmesser Φ_{s1} / Stababstand $s_1 =$	20 10,0 mm cm	
Durchmesser Φ_{s2} / Stababstand $s_2 =$	0 0,0 mm cm	(2. Zeile bei 2 verschiedenen Durchmessern / Abständen)
<small>(2. Stabdurchmesser Φ_{s2} mit 0,01mm eingeben, falls nicht verwendet)</small>		

Zusammenfassung der gewählten Bewehrung:

Mittlerer gewichteter Stabdurchmesser mit 7.3.3 (NA.7):	$\Phi_{sm} = (\Phi_{s1}^2 / s_1 + \Phi_{s2}^2 / s_2) / (\Phi_{s1} / s_1 + \Phi_{s2} / s_2) =$	20,0 mm
Gewählte Bewehrung je Bauteilseite:	vorh $A_s =$	31,42 cm²
Bewehrungsgrad:	$\rho = \text{vorh } A_s / A_c =$	0,0251 = 2,51%
Randabstand Bewehrungsachse:	$d_1 = c_{nom} + \Phi_{sm} / 2 =$	5,0 cm
Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung (7.3.2(3)) mit $h_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE a)-d)	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \times b =$	1250 cm²
	$\leq h/2 \times b =$	1250 cm²
	$h / d_1 =$	5,0
	$h_{c,eff} / d_1 =$	2,5
- Ermittlung h_{eff} nach Bild 7.1DE d):		

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Kap. 7.3.2)

- Erforderliche Bewehrung bei Erstrissbildung (Kap. 7.3.2 (2) und Gl. 7.1):	$\text{erf } A_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{zul } \sigma_s =$	9,9 cm² maßgebend
mit: - Beiwert für Spannungsverteilung im Rechteckquerschnitt bei zentrischem Zwang (Gl. 7.2) (im Standardfall $\sigma_c = f_{ct,eff}$ ist $k_c = 1,0$):	$k_c =$	1,0 ($k_c = 1,0$ ist voreingestellt)
- Effektive Zugfestigkeit 7.3.2 (2):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm²
- A_{ct} Fläche der Zugzone im Zustand I (anteilig für jede Bauteilseite und Bewehrungslage):	$A_{ct} = b \times h/2 =$	1.250 cm²
- Aufnehmbare Stahlspannung nach 7.3.3(2), Tab. 7.2 DE und Gl. 7.7 DE (abgeschl. Rissbild):	$\text{zul } \sigma_s = (w_k \times 3,48 \times 10^6 / \Phi_s^*)^{1/2} =$	177,5 N/mm²
	$\leq \text{max } \sigma_s =$	550,0 N/mm²
mit: $\Phi_s^* = d_s^* = d_s \times \frac{8 \times (h-d)}{k_c \times k \times h_{cr}} \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} < d_s \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} =$	33,1 mm (7.7DE, wobei $h_{cr}=h$)	
- Erforderliche Bewehrung bei abgeschlossener Rissbildung (Kap. 7.3.2 (NA.5) und Gl. NA.7.5.1):	$\text{erf } A_s = f_{ct,eff} \times A_{c,eff} / \text{zul } \sigma_s =$	12,3 cm² nicht relevant
jedoch einzuhalten Stahlspannung $\sigma_s \leq f_{yk}$ bzw. $\leq 0,8 \times f_{yk}$ bei zusätzlicher äußerer Lastbeanspruchung (7.2(5)):	$\text{erf } A_s \geq k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{max } \sigma_s =$	3,2 cm² nicht relevant

Direkte Berechnung der Rissbreite (Kap. 7.3.4)

Differenzdehnung Stahl/ Beton (Gl. 7.9):
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_p,eff} (1 + \alpha_e \cdot \rho_p,eff)}{E_s} = 0,00012 \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00017$$
 (maßgebend)

Maximaler Rissabstand (Gl. 7.11 und NA 7.3.4(3)):
$$s_{r,max} = \frac{\Phi_s}{3,6 \cdot \rho_p,eff} = 221 \text{ mm} \leq \frac{\sigma_s \cdot \Phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = 177 \text{ mm}$$
 (maßgebend)

mit: - Vorhandene Stahlspannung im Erstriss nach 7.3.2 (2):	vorh $\sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{vorh } A_s =$	55,7 N/mm²
(σ_s wird um 15% verringert bei Verwendung von langsam erhärtenden Beton im Hydratationsfall)		
- Effektive Zugfestigkeit (keine Berücksichtigung der Mindestbetonzugfestigkeit nach NA 7.3.2 (2)):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm²
- Effektiver Bewehrungsgrad (Gl. 7.10):	$\rho_p,eff = \text{vorh } A_s / A_{c,eff} =$	0,0251
- Verhältnis E-Moduln:	$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	5,71

Ergebnis: Rechnerische Rissbreite (Gl. 7.8): $w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 177 \times 0,00017 = 0,03 \text{ mm}$ **nicht relevant**

ZUBLIN	Ed. Züblin AG Hauptverwaltung Stuttgart Zentrale Technik Abteilung TBK		V1.10
	Projekt	Alternativentwurf Brücke B2314	Bearbeiter Viktoriya Mihaylova
Bauteil	Steg	Datum	07.06.18

Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite für zentrischen Zwang nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 und NA:2013-04

Eingabe

- Geometrie:	Dicke h =	35,0	cm	Baustoffkennwerte:	$E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$	(Tab. 3.1)
	Breite b =	100,0	cm		$f_{ctm} = 3,50 \text{ N/mm}^2$	(Tab. 3.1)
- Betongüte:		C40/50			$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$	(3.2.7 (4))
- Wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ (7.3.2 (2)): (früher / später Zwang)		50	%			
- Innerer Zwang (z.B. Hydratationswärmeabfluß) oder äußerer Zwang (z.B. Stützensenkung)		i	[Innen / Außen]	→ k =	0,77	(NA7.3.2(2))
- Verwendung langsam erhärtenden Beton (7.3.2 (NA.6)) (Bedingung: $r = f_{cm2} / f_{cm28} \leq 0,3$)		nein	[ja / nein]	Hinweis: Keine Reduzierung der Bewehrung		
- Dauer der Einwirkung		i	[langzeitig oder Kurzzeitig]	→ $k_t =$	0,4	
(i.d.R. ist nach NA 7.3.4 (2) das langzeitige Verbundkriechen zu berücksichtigen, d.h. $k_t=0,4$. Kurzzeitige Einwirkung mit $k=0,6$ darf nach Heft 600 DA/Stb nur bei Nachweisen mit 'seltener Einwirkung' verwendet werden.)						
- Streckgrenze Betonstahl:	$f_{yk} =$	550	N/mm ²			
- Zusätzlich wirkende gleichartige (zentrischer Zug) äußere Lastbeanspruchung (7.2(5)) ?		nein	[ja / nein]	→ $\max \sigma_s = f_{yk} =$	550,0 N/mm ²	
- Betondeckung der betrachteten Bewehrungslage:	$c_{nom} =$	4,0	cm			
- Gewählte Rissbreite (Tab. 7.1DE):	$w_k =$	0,30	mm			

Gewählte Bewehrung für eine Richtung und für eine Bauteilseite:

Durchmesser Φ_{s1} / Stababstand $s_1 =$	16	8,0	mm cm	
Durchmesser Φ_{s2} / Stababstand $s_2 =$	0	15,0	mm cm	(2. Zeile bei 2 verschiedenen Durchmesser / Abständen)
<small>(2. Stabdurchmesser Φ_{s2} mit 0,01mm eingeben, falls nicht verwendet)</small>				

Zusammenfassung der gewählten Bewehrung:

Mittlerer gewichteter Stabdurchmesser mit 7.3.3 (NA.7):	$\Phi_{sm} = (\Phi_{s1}^2 / s_1 + \Phi_{s2}^2 / s_2) / (\Phi_{s1} / s_1 + \Phi_{s2} / s_2) =$	16,0 mm
Gewählte Bewehrung je Bauteilseite:	vorh $A_s =$	25,13 cm ²
Bewehrungsgrad:	$\rho = \text{vorh } A_s / A_c =$	0,0144 = 1,44%
Randabstand Bewehrungsachse:	$d_1 = c_{nom} + \Phi_{sm} / 2 =$	4,8 cm
Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung (7.3.2(3)) mit $h_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE a)-d)	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \times b =$	1310 cm ²
	$\leq h/2 \times b =$	1750 cm ²
	$h / d_1 =$	7,3
	$h_{c,eff} / d_1 =$	2,7
- Ermittlung h_{eff} nach Bild 7.1DE d):		

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Kap. 7.3.2)

- Erforderliche Bewehrung bei Erstrissbildung (Kap. 7.3.2 (2) und Gl. 7.1):	$\text{erf } A_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{zul } \sigma_s =$	11,9 cm ²	nicht relevant
mit: - Beiwert für Spannungsverteilung im Rechteckquerschnitt bei zentrischem Zwang (Gl. 7.2) (im Standardfall $\sigma_c = f_{ct,eff}$ ist $k_c = 1,0$):	$k_c =$	1,0 ($k_c = 1,0$ ist voreingestellt)	
- Effektive Zugfestigkeit 7.3.2 (2):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²	
- A_{ct} Fläche der Zugzone im Zustand I (anteilig für jede Bauteilseite und Bewehrungslage):	$A_{ct} = b \times h/2 =$	1.750 cm ²	
- Aufnehmbare Stahlspannung nach 7.3.3(2), Tab. 7.2 DE und Gl. 7.7 DE (abgeschl. Rissbild):	$\text{zul } \sigma_s = (w_k \times 3,48 \times 10^6 / \Phi_s^*)^{1/2} =$	198,5 N/mm ²	
	$\leq \max \sigma_s =$	550,0 N/mm ²	
mit: $\Phi_s^* = d_s^* = d_s \times \frac{8 \times (h-d)}{k_c \times k \times h_{cr}} \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} < d_s \times \frac{2,9}{f_{ct,eff}} =$	26,5 mm (7.7DE, wobei $h_{cr}=h$)		
- Erforderliche Bewehrung bei abgeschlossenem Rissbild (Kap. 7.3.2 (NA.5) und Gl. NA.7.5.1):	$\text{erf } A_s = f_{ct,eff} \times A_{c,eff} / \text{zul } \sigma_s =$	11,6 cm ²	maßgebend
jedoch einzuhalten Stahlspannung $\sigma_s \leq f_{yk}$ bzw. $\leq 0,8 \times f_{yk}$ bei zusätzlicher äußerer Lastbeanspruchung (7.2(5)):	$\text{erf } A_s \geq k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \max \sigma_s =$	4,3 cm ²	nicht relevant

Direkte Berechnung der Rissbreite (Kap. 7.3.4)

Differenzdehnung Stahl/ Beton (Gl. 7.9):	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,00027 \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00028$	(maßgebend)
Maximaler Rissabstand (Gl. 7.11 und NA 7.3.4(3)):	$s_{r,max} = \frac{\Phi_s}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} = 232 \text{ mm} \leq \frac{\sigma_s \cdot \Phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} = 238 \text{ mm}$	(maßgebend)
mit: - Vorhandene Stahlspannung im Erstriss nach 7.3.2 (2):	vorh $\sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \text{vorh } A_s =$	93,8 N/mm ²
(σ_s wird um 15% verringert bei Verwendung von langsam erhärtenden Beton im Hydratationsfall)		
- Effektive Zugfestigkeit (keine Berücksichtigung der Mindestbetonzugfestigkeit nach NA 7.3.2 (2)):	$f_{ct,eff} =$	1,75 N/mm ²
- Effektiver Bewehrungsgrad (Gl. 7.10):	$\rho_{p,eff} = \text{vorh } A_s / A_{c,eff} =$	0,0192
- Verhältnis E-Moduln:	$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	5,71

Ergebnis: Rechnerische Rissbreite (Gl. 7.8):	$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 232 \times 0,00028 = 0,07 \text{ mm}$	nicht relevant
--	---	----------------

D.3 GZT Bemessung

Biegebemessung			
	Feldmitte	Stütze	
Med	60.500	47.500	kNm
Hebelarm	94	41	cm
Fed	64.293	116.137	kN
σ_c	1285,866	2322,738	kN/cm ²
Asp, vorh	216,0	216,0	cm ²
Fpd	28.123	28.123	kN
Pm [∞]	25.311	25.311	
Np,uls	26.067	26.067	
epy	0,179	0,179	‰
dp	175,00	170,00	cm
xb,lim,p	133,17	129,37	cm
xbp	9,49	18,10	cm
MRd	44.380	41.954	kNm
d	206	206	cm
xb,lim	98	98	cm
Fcd,lim	26.114	26.114	
Med,s1/2	68.581	56.884	kNm
xb	12,5	20,2	cm
As1/2	173	62	cm ²