

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

30.08.2017

Datum

Handwritten signature of Matthias Rudolf in black ink.

Unterschrift

DANKSAGUNG

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen jenen Personen bedanken, die mich bis hierhin begleitet haben. Insbesondere sind dies meine Eltern Brigitte und Anton, die mich immer unterstützt und gefördert haben und mir nach wie vor sehr viel ermöglichen. Ebenso gilt mein Dank dem Rest meiner Familie, insbesondere meinem Bruder Konstantin und meiner Schwester Theresa, meiner Taufpatin Petra und meinen vier Großeltern sowie meinem Firmpaten Gernot. Einen besonderen Dank möchte ich auch meiner Freundin Kerstin aussprechen, die jederzeit zu mir gehalten und mir auch über schwierige Phasen hinweggeholfen hat.

Ganz besonders möchte ich mich auch bei meiner Betreuerin Regina della Pietra bedanken, die unermüdlich Inputs und Anregungen geliefert hat und jederzeit ein offenes Ohr für Diskussionen und Fragestellungen fand. Auch Herrn Professor Tue möchte ich für die gute Betreuung und die wertvollen Diskussionen danken. Außerdem möchte ich mich bei allen anderen Mitarbeitern des Instituts für Betonbau für ihre Hilfestellungen zu unterschiedlichsten Problemen bedanken, allen voran Stefan Oberwalder, der mir insbesondere in der Phase der Modellierung und Berechnung der Brücken eine große Hilfe war.

Zu guter Letzt danke ich meinen Freunden und Studienkollegen, allen voran meinem langjährigen Freunden Stephan und Dominik, die mir immer wieder geholfen haben den Kopf frei zu bekommen.

KURZFASSUNG

Während einfeldrige, konventionell gelagerte, schiefwinklige Stahlbetonbrückentragwerke in ausreichender Weise hinsichtlich Kraftfluss und Bewehrungsführung untersucht wurden, gibt es kaum Erkenntnisse zu schiefwinkligen integralen Tragwerken dieser Art.

Die vorliegende Arbeit fasst die wesentlichen Literaturquellen im deutschsprachigen Raum zum Thema schiefwinklige und integrale Brücken zusammen. Auf Basis dieser Erkenntnisse werden detaillierte Parameterstudien durchgeführt, um die Auswirkung ausgewählter Randbedingungen, wie Änderung des Kreuzungswinkels, Einfluss der Gründungsnachgiebigkeit und Flügelwände, Änderung der Fundierung bzw. der Widerlagerausbildung auf den Kraftfluss dieser Tragwerke festzustellen. Die Auswertungen erfolgen anhand des Hauptmomentenbildes für zweifeldrige konventionell und integral gelagerte Brücken bei Änderung des Kreuzungswinkels unter Gleichlast.

Um die Auswirkungen der oben genannten Parameter auf die Höhe der Bewehrungsmenge festzustellen, erfolgt eine Auswertung der erforderlichen Bewehrungsmenge zufolge EC 1 gemäß DIN FB 101 für integrale Durchlaufbrücken bei Änderung des Kreuzungswinkels für zwei Bewehrungsmuster.

Die gewonnenen Erkenntnisse geben einen Überblick über vorhandene Problemstellungen und bilden eine Basis für weitere Untersuchungen zum Thema schiefwinklige integrale Brücken.

ABSTRACT

Skewed single span reinforced concrete bridges with conventional bearings have been discussed extensively regarding force distribution and reinforcement positioning. On the contrary skewed integral reinforced concrete bridges have rarely been mentioned.

In a first attempt this thesis summarizes the crucial references regarding skewed or integral bridges in German speaking countries. Based on the findings parameter studies are conducted, investigating influences such as skew angle, foundation flexibility, wing walls and type of foundation on the distribution of bending moments. The study is performed for two span bridges with conventional and integral bearings and various skew angles. As action the survey considered a uniformly distributed load. The results are outlined in figures, showing principal moments including their direction for different locations on the superstructure.

An additional parameter study is carried out to quantify the influence of the previous parameters on the reinforcement. Calculations are made for two span reinforced concrete bridges with integral bearings and actions according to the Eurocode 1 and the national application documents. Examined parameters are different skew angles and two types of reinforcement positioning.

This thesis gives an overview of existing problems of skewed integral bridges and provides a base for further research.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
2	INTEGRALE BRÜCKEN	2
2.1	BEGRIFFSDEFINITIONEN	2
2.2	VOR- UND NACHTEILE	3
2.3	TRAGVERHALTEN.....	4
2.4	NORMATIVE REGELUNGEN	10
3	BAUTEILVERHALTEN SCHIEFWINKLIGER PLATTENTRAGWERKE	11
3.1	BEMESSUNG.....	11
3.2	BEWEHRUNGSFÜHRUNG	16
3.3	OFFENE FRAGENSTELLUNGEN	21
4	KRAFTFLUSS AM KONVENTIONELLEN ZWEIFELDSYSTEM	23
4.1	ALLGEMEINES	23
4.2	EINFLUSS DES KREUZUNGSWINKELS BEI KONSTANTEM B/L_{ϕ} -VERHÄLTNIS	25
4.3	EINFLUSS DES KREUZUNGSWINKELS BEI KONSTANTEM B/L -VERHÄLTNIS.....	27
4.4	SCHLUSSFOLGERUNG.....	29
5	KRAFTFLUSS AM INTEGRALEN ZWEIFELDSYSTEM	32
5.1	ALLGEMEINES	32
5.2	EINFLUSS VON KREUZUNGSWINKEL BEI KONSTANTEN B/L_{ϕ} VERHÄLTNIS	35
5.3	EINFLUSS VON BETTUNG UND FLÜGELWÄNDEN	37
5.4	EINFLUSS DER GRÜNDUNGSVARIANTEN	40
5.5	EINFLUSS DER TEMPERATUR	41
5.6	SCHLUSSFOLGERUNG.....	44
6	UNTERSUCHUNGEN ZUR BEWEHRUNGSFÜHRUNG	46
6.1	ALLGEMEINES	46
6.2	EINWIRKUNGEN	47
6.3	EINFLUSS DER BEWEHRUNGSFÜHRUNG	54
6.4	SCHLUSSFOLGERUNG.....	61
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	63
8	LITERATUR	65
9	ANHANG	69

1 EINLEITUNG

Integrale Brücken rückten in den vergangenen Jahrzehnten verstärkt wieder in den Interessensbereich von Infrastrukturverantwortlichen. Der Grund hierfür liegt vor allem in der heute wesentlichen Betrachtung der Kosten auf die gesamte Lebensdauer (Life-Cycle-Costs). Neben den üblichen Entscheidungskriterien wie Errichtungskosten und Errichtungszeit verschiebt sich der Fokus immer stärker in Richtung Instandhaltungskosten, Ausfallszeiten und Lebensdauer. Da integrale Brücken einen stark reduzierten Instandhaltungsaufwand bedeuten und oft auch hinsichtlich Errichtungskosten günstiger sind, bilden sie eine interessante Alternative zu konventionellen Brücken. In Deutschland, Österreich und der Schweiz, aber auch international werden integrale Bauwerke im Entwurf vermehrt berücksichtigt. Gleichzeitig wird die Trassenführung von Verkehrswegen von immer mehr Bereichen beeinflusst. So entstehen vermehrt schiefwinklige Brücken, die in Kombination mit der integralen Bauweise zu einem komplexen System führen.

Unter integralen Brücken versteht man Tragwerke, welche ohne Bewegungsfuge oder Lager auskommen. Der Überbau ist hier nicht baulich vom Unterbau getrennt, sondern ist monolithisch mit diesem verbunden. Unter schiefwinkligen Brücken versteht man Bauwerke, die das Hindernis mit einem Kreuzungswinkel ungleich 90° schneiden. Die Brückenlängsachse und die Widerlagerwand stehen somit nicht orthogonal aufeinander. Sowohl die Schiefwinkligkeit, als auch die integrale Bauweise führt zu schwer vorhersagbaren Beanspruchungen auf das Tragwerk. Konkret kommt es zu einer nicht mehr vernachlässigbaren Interaktion des Bauwerkes mit dem anstehenden Erdkörper durch die integrale Bauweise an einem statisch unbestimmten System. Temperatur und Erddruck sind daher mit erhöhter Genauigkeit am Gesamtsystem zu betrachten. Schiefwinklige Brücken an sich weisen schon als Einfeldbrücken über die Breite komplexe Spannungsverteilungen auf. Außerdem muss teilweise ein zweiachsiger Lastabtrag berücksichtigt werden. Zusätzlich kommt es vermehrt zu einer Beanspruchungskonzentration in bestimmten Punkten. Durchlaufsysteme erhöhen die Komplexität bei schiefwinkligen Brücken aufgrund der entstehenden, unterschiedlich steifen Auflagerbereiche zusätzlich. Kombiniert man beide Bauweisen treffen viele, teilweise noch ungeklärte Einflüsse aufeinander.

Der erste Teil der Arbeit gibt in einer kurzen Literaturrecherche eine Übersicht über das Thema der integralen Brücken. Dazu sollen die wichtigsten Beweggründe für die Errichtung solcher Bauwerke sowie Einflussparameter auf das Tragverhalten und besondere Merkmale betrachtet werden. Im Anschluss erfolgt eine Zusammenfassung bisher verwendeter Erkenntnisse zum Thema schiefwinkliger Tragwerke. Hier wird insbesondere auf die Bewehrungsführung und die Momentenverteilung je Kreuzungswinkel α eingegangen. Der zweite Teil stellt eine Analyse einer zweifeldrigen, schiefwinkligen, unterschiedlich gelagerten Brücke dar. Mittels einer Parameterstudie soll geklärt werden, wie sich die einzelnen Randbedingungen unter Gleichlast auf das Tragwerk auswirken und wie sich die Bewehrungsführung, welche von der Fachliteratur für konventionell gelagerte, schiefwinklige Brücken vorgesehen ist, auf die Bewehrungsmenge im ULS für eine integrale schiefwinklige Brücke auswirkt. Zunächst wird die Momentenverteilung unter Gleichlast analysiert, um einen Rückschluss auf den Lastabtrag solcher Brücken zu ziehen. In einem weiteren Schritt werden wesentliche Einwirkungen auf schiefwinklige, integrale Mehrfeldbrücken betrachtet. Im Anschluss erfolgt die Analyse der notwendigen Bewehrungsmenge je Schiefwinkligkeit und Bewehrungsmuster für wesentliche Brückenlasten. Als Vorgabe für die Bewehrungsrichtungen werden die beiden Empfehlungen nach *Leonhardt, F.* [1979] für stark und mäßig schiefwinklige Brücken herangezogen und unter Berücksichtigung der Theorie nach *Baumann, T.* [1972] die Bewehrungsmenge mithilfe des Programmpakets SOFiStiK 2016 bestimmt.

Die Untersuchungen und die Ergebnisse werden ausschließlich auf Straßenbrücken bezogen. Die Resultate sind eingeschränkt auch für Bahn- und Fußgängerbrücken anwendbar, werden aber im Einzelnen nicht dahingehend betrachtet oder kommentiert. Untersucht werden nur jene Lasten, die für das jeweilige System definiert wurden. Sonstige Lasten wie Setzungen, Ermüdung oder außergewöhnliche Lastsituationen sind nicht Gegenstand dieser Arbeit. Die Analyse beschränkt sich ausschließlich auf die Menge der Längs- und Querbewehrung aus dem ULS-Nachweis. Etwaige Anpassungen aufgrund von SLS-Nachweisen, sowie eine etwaig notwendige Querkraftbewehrung wurden nicht berücksichtigt.

2 INTEGRALE BRÜCKEN

Das folgende Kapitel definiert den Begriff der integralen Brücken und geht auf Vor- und Nachteile der Bauweise ein. Anschließend werden die wesentlichen Kenn- und Einflussgrößen auf deren Tragverhalten erläutert. Zuletzt wird ein Überblick über den aktuellen Stand der Technik zu schiefwinkligen, integralen Brücken gegeben.

2.1 BEGRIFFSDEFINITIONEN

In diesem Abschnitt werden die Begrifflichkeiten *integrale* und *semi-integrale Brücke* sowie deren Abgrenzung zu *konventionellen Brückenbauwerken* mit Lagern und Fahrbahnübergängen für diese Arbeit festgelegt. Die vorliegende Definition bezieht sich auf die im deutschsprachigen Raum üblichen Begrifflichkeiten.

2.1.1 INTEGRALE BRÜCKEN

Das Wort ‚*integral*‘ wird in der deutschen Sprache auch als ‚zum Ganzen dazugehörend‘ sowie als ‚zusammenhängend‘ bezeichnet und leitet sich vom Mittel-Lateinischen ‚*integralis*‘ ab, was ‚ganz, vollständig‘ bedeutet. Im vorliegenden Fall bezieht sich das Wort ‚*integral*‘ auf den Über- und Unterbau, welche hier ein Ganzes bzw. eine Einheit bilden. (Vgl. Riecke, J. [2014, S.407])

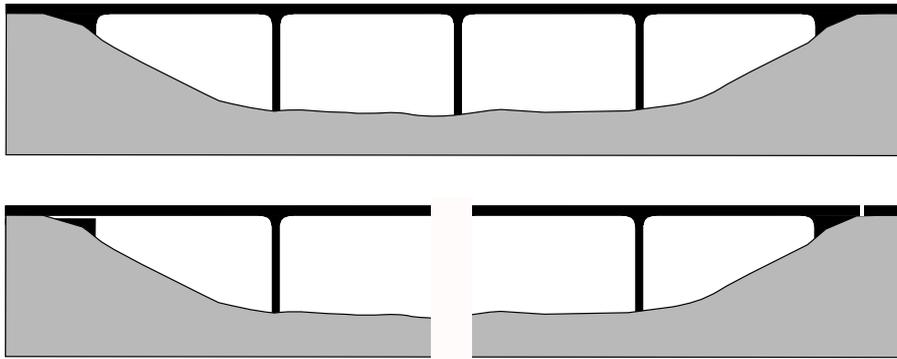


Abb. 1- Konzept der integralen (oben) und semi-integralen (unten) Brücke nach Engelsmann, S. et al. [1999]

Bei integralen Brücken existieren weder Bewegungsfugen zur Aufnahme etwaiger Horizontalbewegungen noch Lagerkonstruktionen, welche eine Verformung des Überbaus ermöglichen, wie in Abb. 1 ersichtlich ist. Diese monolithischen Tragwerke werden heute als integrale Brücken bezeichnet. (Vgl. Kaufmann, W. [2008, S.2]) Pioniere des modernen Stahlbetonbrückenbaus wie *Robert Maillart* oder *Christian Menn* haben den ganzheitlichen Charakter dieser Bauweise als Gestaltungsmerkmal wahrgenommen. Die schlanken, dem Kraftfluss folgenden Formen der von ihnen entworfenen integralen Brücken gelten als architektonische Merkmale und weisen auf einen eleganten und effizienten Lastabtrag hin. (s. Abb. 2)



Abb. 2 – Salginatobelbrücke von Robert Maillart (Vgl. Wikipedia [2008])

2.1.2 SEMI-INTEGRALE BRÜCKEN

Bei semi-integralen Brücken ist die Definition weniger eindeutig. ‚Semi‘ ist ein in den Ingenieurwissenschaften gerne verwendeter Begriff, um etwas Eindeutiges abzuschwächen. Im Sprachgebrauch kann ‚semi‘ mit ‚halb, fast‘ oder ‚teilweise‘ übersetzt werden. (Vgl. *Riecke, J.* [2014, S.774]) Es bestehen daher auch in der Fachliteratur unterschiedliche Definitionen für semi-integrale Brücken. Während auf internationaler Ebene laut *Kaufmann, W.* [2008, S.1] vor allem in den USA und Teilen Europas eine semi-integrale Brücke entweder ohne Lager oder ohne Bewegungsfuge auskommt, gilt laut *Schiefer, S. et al.* [2006, S.791] schon eine in den mittleren Pfeilerachsen monolithisch verbundene Lagerung als semi-integral. In Österreich spricht man von semi-integralen Brücken, wenn in der Widerlagerachse entweder Lager oder eine Bewegungsfuge vorgesehen werden. (Vgl. - *RVS 15.02.12* [2016, Kapitel 2]) Weitere teils ältere Definitionen finden sich in *Engelsmann, S. et al.* [1999], *Pötzl, M. et al.* [1996], *RVS 15.02.12* [2016].

2.1.3 ABGRENZUNG ZU KONVENTIONELLEN BRÜCKEN

Bei konventionellen Brücken sind die auftretenden Verformungen aus Kriechen, Schwinden, Temperatur oder sonstigen Einwirkungen über ein Dilatationskonzept aufzunehmen, sodass keine großen Zwangsspannungen entstehen können. Die strikte Trennung von Über- und Unterbau gilt hierbei als Grundvoraussetzung. Sie wird durch die Anordnung von wartungsintensiven Fahrbahnübergängen und Lagern realisiert. So können verformungsempfindliche Bereiche wie das anstehende Dammbauwerk geschont und relevante Zwangbeanspruchungen im Überbau reduziert werden. Gleichzeitig ist allerdings mit hohen Instandhaltungskosten zu rechnen. (Vgl. *Tue, N. V. et al.* [2016a, S.5f])

2.2 VOR- UND NACHTEILE

Die integrale Bauweise wirkt sich wesentlich auf das Tragwerk bzw. dessen Tragverhalten sowie den daran angrenzenden Boden aus. Die dadurch entstehenden Vor- und Nachteile sind bei der Entwurfsentscheidung unbedingt zu berücksichtigen. Nachfolgende Ausführungen wurden im Wesentlichen aus *Engelsmann, S. et al.* [1999, S.5-8], *Kaufmann, W.* [2008, S.37-39] und *RVS 15.02.12* [2016] entnommen.

2.2.1 VORTEILE

Der wesentlichste Vorteil der integralen Bauweise sind die fehlenden Lager- und Fugenkonstruktionen. Diese stellen bewegliche Teile dar und unterliegen oft gravierenden Verschleißerscheinungen. (s. Abb. 3) Als schwächstes Glied des Tragwerks geben sie somit den Instandhaltungsrhythmus vor. Je enger dieser aber getaktet werden muss, desto höher sind die Instandhaltungskosten und die oft noch höheren volkswirtschaftlichen Schäden durch Verkehrsbehinderungen.



Abb. 3 – beschädigtes Lager und Fahrbahnübergangskonstruktion der Steyregger Brücke (ÖÖ) (Vgl. Landesrat Steinkellner [2016])

Gewöhnliche Brücken sind in ihrer Geometrie, aufgrund zu berücksichtigender Instandhaltungsmaßnahmen und Richtlinien für Kontrollgänge, in der Errichtung aufwendig und komplex. Zusätzlich müssen Widerlager sowie Pfeiler und Pfeilerköpfe auf den Lastfall des Lagerwechsels bemessen werden, wodurch der Planer Pressstellflächen vorzusehen hat. (Vgl. - RVS 15.02.11 [2003]Kap. 3+4) Beides führt oft zu unwirtschaftlichen Abmessungen von Pfeilern und Widerlagern und kann durch die monolithische Bauweise vermieden werden.

Als Rahmensystem bringen integrale Brücken auch von statischer Seite Vorteile mit sich. Zum einen kann aufgrund der angehobenen Momentlinie ein schlankerer Querschnitt für den Überbau gewählt werden und zum anderen ermöglicht das statisch unbestimmte System Umlagerungen und insgesamt eine höhere Redundanz. Das Ergebnis sind geringere Überbauhöhen, welche sich sowohl auf das Erscheinungsbild als auch auf die notwendige Höhe des an eine Überführung anschließenden Rampenbauwerks positiv auswirken. So kann dasselbe Lichtraumprofil unter der Überführung mit niedrigeren Dammbauwerken erreicht werden. (Vgl. *Engelsmann, S. et al.* [1999, S.7])

Durch Weglassen der Punktlager wird ein kontinuierlicher Übergang geschaffen, welcher die Lasten gleichmäßig vom Über- in den Unterbau einleitet. So können auftretende punktuelle Spannungsspitzen und eine damit einhergehende komplexe Bewehrungsführung reduziert werden. Zudem hat der Planer größere Freiräume bei der Platzierung der Pfeiler, da die Flexibilität zur Wahl der Spannweiten der Randfelder deutlich größer ist. Hier wirkt das Eigengewicht der mit dem Überbau monolithisch verbundenen Widerlager einem etwaigen Abheben des Überbaus im Lagerbereich entgegen.

2.2.2 NACHTEILE

Da es zu einer teilweisen Behinderung der Verformung kommt, müssen entstehende Zwangbeanspruchungen in der Bemessung von integralen Tragwerken berücksichtigt werden. Die Anzahl und Komplexität der Parameter nimmt zu. So sind bei lagerlosen Brücken die sonst vereinfachten Lagerbereiche des Tragwerks wie der anstehende Boden mit größerer Genauigkeit zu betrachten. Auch die Baustoffeigenschaften des Verbundwerkstoffes Stahlbeton spielen eine größere Rolle. Aufgrund der größeren Unsicherheiten in der Bemessung ist mit einem erhöhten Berechnungsaufwand aufgrund der notwendigen Sensitivitätsanalysen und den komplexeren statischen Systemen zu rechnen.

Insbesondere die Boden-Bauwerks-Interaktion ist im Detail zu untersuchen. Durch die monolithische Verbindung ist der Widerlagerkopf gezwungen jeder Längsverformung des Überbaus zu folgen. Gerade in den Sommermonaten, in denen sich der Überbau ausdehnt, drückt so die Widerlagerwand gegen die Hinterfüllung, was einen Teil des passiven Erddrucks mobilisiert. Da diese Längsverformung sich im Jahreszyklus wiederholt, die Literatur spricht hier vom ‚Pump-Effekt‘, kommt es zu einer zunehmenden Verdichtung der Hinterfüllung, was den Erddruck mit der Zeit zunehmen lässt. Dieser erhöhte Erddruck muss in der Bemessung berücksichtigt werden. Hierzu muss die Steifigkeit des Bodens in Abhängigkeit der Bewegungszyklen bekannt sein, um den mobilisierten Erddruck quantifizieren zu können.

Auch die Gründung ist mit erhöhter Aufmerksamkeit zu betrachten. Treten bei schlechter Bodenqualität ungewollte Setzungen auf, kommt es bei integralen Brücken aufgrund des statisch unbestimmten Tragsystems zu zusätzlichen Zwangkräften. Außerdem sind Setzungen aus der zyklischen Widerlagerbewegung im Bereich der Hinterfüllung und die zusätzliche Längsbeanspruchung des Fahrbahnbelags am Übergang zur Brücke zu beachten.

2.3 TRAGVERHALTEN

Da integrale Brücken keine Lager oder Fugen besitzen, können die Brückenbestandteile für die Berechnung nicht mehr getrennt werden, wie jene einer konventionellen Brücke. Im Rahmen der Bemessung wirkt sich die jeweilige Ausbildung der einzelnen Abschnitte verstärkt auf die jeweils anderen aus, wobei das Hauptaugenmerk auf das Steifigkeitsverhältnis der einzelnen Komponenten zueinander zu legen ist.

2.3.1 EINFLUSS DER WERKSTOFFKENNWERTE

Wesentlichen Einfluss auf die Zwangkräfte in einem Bauteil hat dessen Steifigkeit. Materialeigenschaften spielen hierbei eine ausschlaggebende Rolle. Vor allem die Wärmedehnzahl und der E-Modul haben entscheidenden Einfluss auf die Höhe der entstehenden Zwangkräfte.

2.3.2 EINFLUSS DER GEOMETRIE

Der Kreuzungswinkel ϕ wird von *Leonhardt, F.* [1979, S.117], *Holst, R.* et al. [2014, S.304] und *Czerny, F.* et al. [1983, S.1-3] als Winkel zwischen Brückenlängsachse und Lagerachsen einer Brücke definiert und beschreibt deren Schiefwinkligkeit. Es wird darauf hingewiesen, dass noch weitere Einflussgrößen benötigt werden, um ein schiefwinkliges Brückentragwerk tatsächlich in Komplexität und Errichtungsaufwand bewerten zu können. Die wichtigsten Parameter neben dem Kreuzungswinkel sind das Verhältnis von effektiver Stützweite L und Brückenbreite B sowie die Lagerung der Konstruktion auf dem Unterbau. Bei Mehrfeldbrücken kommen weitere Faktoren hinzu.

Die effektive Stützweite L wird hierbei als orthogonaler Abstand zwischen den Auflagerachsen verstanden. Die Brückenbreite B wird rechtwinklig zur Längsachse definiert. (Vgl. *Leonhardt, F.* [1979, S. 117]) Hinsichtlich Lagerung wurden in der vorliegenden Literatur hauptsächlich Einzellager untersucht und darauf hingewiesen das steife Linienlager, wie sie bei integralen Brücken vorliegen, die Planung einer schiefwinkligen Brücke beträchtlich erschweren können. (Vgl. *Leonhardt, F.* [1979, S.124])

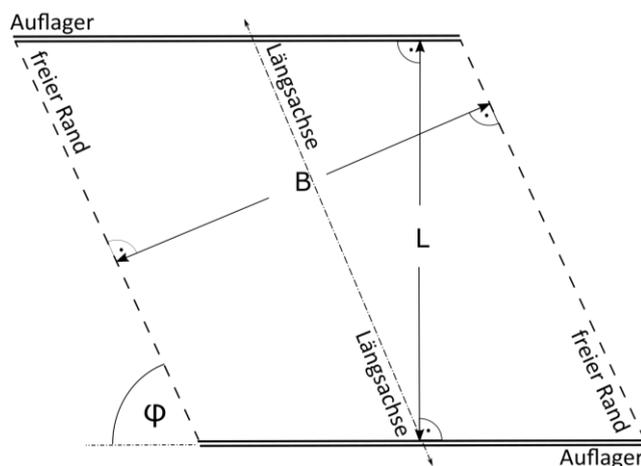


Abb. 4 – Definition des Kreuzungswinkels ϕ nach *Leonhardt, F.* [1979, 117]

Überbau

Parameter des Überbaus betreffen entweder dessen Längssteifigkeit oder die Trassenführung. Beide Bereiche können die Zwangbeanspruchung im gesamten integralen Tragwerk verändern und sind somit im Entwurfsprozess integraler Brücken zu berücksichtigen. Im Stahlbetonbau ist zusätzlich zu Material und Querschnitt der Risszustand des betrachteten Bauteilbereiches für dessen Längssteifigkeit relevant. Die Trassierung beeinflusst das Tragwerk über die Brückenlänge, den Kreuzungswinkel sowie die Krümmung in Grund- und Aufriss. (Vgl. *Tue, N. V.* et al. [2014b, S.13f]) Diese Einflüsse aus der Trassierung sind heute schwer zu umgehen, da der Trassierungsverlauf oberste Priorität hat und kaum an das Brückenbauwerk angepasst wird.

Die Querschnittsfläche wirkt sich in Kombination mit dem E-Modul direkt auf die Längssteifigkeit und damit einhergehend auf die Zwangkräfte aus. Laut *Kaufmann, W.* [2008, S.40] ist eine möglichst schlanke Ausbildung des Überbaus hinsichtlich einer Reduktion der Zwangbeanspruchung anzustreben. Für kurze Spannweiten bis 20 m bzw. bis 30 m bei Spannbetonbauten wird für die Errichtung ein Plattenquerschnitt als die wirtschaftlichste Bauform betrachtet. Für schiefwinklige Brücken sind Plattenquerschnitte besonders geeignet, da sie als Flächentragwerk eine vergleichsweise simple zweiachsige Lastabtragung in alle Richtungen erlauben. *Haveresch, K.* et al. [2010, S.147-149], (Vgl. *Leonhardt, F.* [1979, S.117], *Mehlhorn, G.* et al. [2010, S.342]) Ab einer

bestimmten Querschnittshöhe bieten sich insbesondere bei integralen Brücken Vouten an, welche einerseits die Bewehrungsverlegung im Rahmeneck erleichtern und andererseits die Ausbildung schlanker Querschnitte in Feldmitte erlauben, wodurch die Längssteifigkeit reduziert werden kann. (Vgl. *Tue, N. V. et al. [2016b, S.36]*)

Der Risszustand spielt ebenfalls eine wesentliche Rolle, da die Höhe von Zwangkräften von der Bauteilsteifigkeit beeinflusst wird, welche je nach Zustand des Betons stark variiert. (Vgl. *Zilch, K. et al. [2006, S.508]*) Verursacht werden diese Steifigkeitsänderungen durch das nichtlineare Werkstoffverhalten von Stahlbeton nach dem Erstriss. (Vgl. *Djouahra, G. [2008, S.37]*) Da nicht-lineare Materialmodelle einen nicht vertretbaren Rechenaufwand nach sich ziehen, darf die Steifigkeit für die Berechnung integraler Brücken beschränkter Länge laut *RVS 15.02.12 [2016, 4.3.2]* auf Basis der Bauteilsteifigkeit im Zustand I vereinfacht bestimmt werden. Zusätzlich zur Brückengesamtlänge ist der Bewehrungsgrad der Bauteile, und ob die Nachweisführung im ULS oder SLS geführt wird zu berücksichtigen. (s. Tab. 1)

Tab. 1- Anteil der linear-elastischer Zwangsschnittgrößen der bei integralen Brückentragwerken anzusetzen ist. (Vgl. - *RVS 15.02.12 [2016]*)

Gesamtlänge der Brücke	Nachweis im SLS in %	Nachweis im ULS in %
$L < 30 \text{ m}$	40	0
$30 \text{ m} < L < 120 \text{ m}$	60	40
$L > 120 \text{ m}$	100	60

Krümmungen im Grundriss sind bei integralen Bauwerken von Vorteil. So kann der in Grund- oder Aufriss gebogene Verlauf der Brückenlängsachse genutzt werden, um dem Bauwerk die Möglichkeit zu geben, sich den auftretenden Zwangkräften teilweise zu entziehen. Wie gut dieser Effekt ausgenutzt werden kann, hängt von mehreren Parametern wie etwa dem Öffnungswinkel, Steifigkeit der Stützen in radialer Richtung, der Querbiegesteifigkeit des Querschnitts sowie von der Steifigkeit der gewählten Gründung ab. Der Öffnungswinkel, als das Verhältnis von Brückenlänge zu Krümmungsradius, kann hierbei als Entscheidungskriterium für den weiteren Entwurf und daraus folgende Einflussfaktoren herangezogen werden. (Vgl. *Pötzl, M. et al. [2005]*) Die Krümmung im Aufriss hat theoretisch dieselbe Wirkung, allerdings ist die erforderliche Ausrundung und damit einhergehende Längsneigung nur bei Fußgängerbrücken realisierbar. (Vgl. *Kaufmann, W. [2008, S.27]*) Abschätzungen zur Größe der Auswirkungen dieses Krümmungseffekts finden sich unter anderem in *Pötzl, M. et al. [1996, S.23-30]*.

Unterbau

Als Unterbau werden die Widerlager sowie die Stützen, Pfeiler und die dazugehörigen Gründungen bezeichnet. Die monolithische Verbindung von Über- und Unterbau führt zu Dehnungs- und Verkrümmungsbehinderung des Überbaus. Hierdurch entstehen Zwangbeanspruchungen. Die Ausbildung jeder Komponente hat über deren Steifigkeit Einfluss auf das gesamte Tragwerksverhalten. Da die Zwangbeanspruchung und die Verformung antagonistisch zueinander arbeiten, aber durch dieselben Parameter beeinflusst werden, entsteht ein Zielkonflikt in der Konstruktion. (Vgl. *Engelsmann, S. et al. [1999, S.27]*, *Pötzl, M. et al. [1996, S.73f]*)

Widerlager bilden die Schnittstelle des Tragwerks indem sie die Gründung, den Überbau und die anschließende Fahrbahn verbinden. Je nach geometrischer Ausbildung und Lage des Widerlagers im anstehenden Dammbauwerk kann dieser als starrer Körper betrachtet werden oder ist als elastisches Bauteil zu berücksichtigen. So hat die Biegesteifigkeit eines kleinen, gedrungenen, flachgegründeten Widerlagers weniger Auswirkung auf die Gesamtverformung als die Biegesteifigkeit eines Pfahles bei einer tiefen Pfahlgründung. (Vgl. *Engelsmann, S. et al. [1999, S.22]*, *Kaufmann, W. [2008, S.23]*, *Tue, N. V. et al. [2014b, S.15]*)

Monolithisch mit dem Überbau verbundene Pfeiler müssen dessen Horizontalverformungen folgen. So entstehen je nach Abstand vom Festpunkt, jenem Punkt, an welchem keine Horizontalverformung auftritt, Zwangbeanspruchungen für beide Brückenkomponenten. (Vgl. *Engelsmann, S. et al. [1999, S.60]*, *Pötzl, M. et al. [1996, S.19]*) Wesentlich für die Höhe der Beanspruchung ist hierbei das Verhältnis der Steifigkeiten der beiden Bauteile. Um die Steifigkeit der Vertikalkomponente anzupassen, können die Geometrie, die Materialsteifigkeit sowie alle Einflüsse auf den Risszustand im entsprechenden Rahmen modifiziert werden. (Vgl. *Engelsmann, S. et*

al. [1999, S.60], Kaufmann, W. [2008, S.23], Tue, N. V. et al. [2014b, S15]) Stabilitätsprobleme treten im Vergleich zu konventionell gelagerten Brücken nur in geringerem Maße auf, da die Pfeiler durch die beidseitige teilweise Einspannung eine günstige Knicklänge aufweisen. Somit sind schlankere Pfeilerquerschnitte möglich und die Verformungsfähigkeit kann optimiert werden. (Vgl. Engelsmann, S. et al. [1999, S.60]) Durch Auflösen der Pfeiler in mehrere schlanke Stützen mit Anordnung der starken Achse in Querrichtung sowie eine Reduktion der Spannweiten kann die Nachgiebigkeit und Duktilität von geraden Brücken in horizontaler Längsrichtung weiter verbessert werden ohne an Tragfähigkeit in Vertikalrichtung einzubüßen. (Vgl. Engelsmann, S. et al. [1999, S.60f], Pötzl, M. et al. [1996, S.30-37]) Unabhängig von der Stützenkonstruktion ist bei der Bemessung integraler Tragwerke ein oberer und ein unterer Grenzwert für die Horizontalsteifigkeiten zu berücksichtigen. So wird eine Über- und Unterschätzung der jeweiligen Zwangkräfte sowohl im Überbau als auch in den Pfeilern vorgebeugt. (Vgl. Kaufmann, W. [2008, S.23]) Für im Grundriss gekrümmte und schiefwinklige Brücken ist die Querschnittsform der Stützen zu beachten. Kreisquerschnitte weisen hier große Vorteile auf, da sie in jede Richtung dieselbe Biegesteifigkeit besitzen und somit auch bei nicht achsgerechten Überbauverschiebungen eine entsprechende Biegesteifigkeit angenommen werden kann. (Vgl. Mehlhorn, G. et al. [2010, S.677]) Bei gekrümmten Grundrissen sollte zusätzlich darauf geachtet werden, dass die Pfeiler keine allzu hohe Quersteifigkeit aufweisen. Sie würde die Verformung in Querrichtung behindern und zu unnötigen Zwangbeanspruchungen im Überbau führen. (Vgl. Pötzl, M. et al. [1996, S.25])

Die Art der Gründung wirkt sich über die Boden-Bauwerks-Interaktion immer auf die Gesamtsteifigkeit des Unterbaus aus und ist je nach Baugrundverhältnissen zu wählen. Sie bestimmt wie die auftretenden Horizontalkräfte abgetragen werden. So wird der notwendige horizontale Widerstand bei Flachgründungen grundsätzlich durch Sohl- und Wandreibung erzeugt, bei Tiefgründungen durch horizontale Bettungsspannungen an den Bohrpfählen. (Vgl. Mehlhorn, G. et al. [2010, S.680]) Zusätzlich wird der Verformungswiderstand in horizontaler Richtung durch das anstehende Erdreich und den mobilisierten Erddruck begrenzt. Bei der Ermittlung fließt neben der Belastungsgeschichte und der Lagerungsdichte des Bodens vor allem der Bewegungsmodus der Gründungsart mit ein. Dieser beschreibt, ob die Bewegung der Widerlagerwand einer parallelen Verschiebung, einer Verdrehung am Fuß- oder Kopfpunkt oder Kombinationen daraus entspricht. (Vgl. Engelsmann, S. et al. [1999, S.23]) Die Bedeutung der Gründungssteifigkeit wird mit zunehmender Biegesteifigkeit der Widerlager- bzw. Pfeiler größer, da die Nachgiebigkeit zunehmend durch die Gründung gewährleistet sein muss. (Vgl. Pötzl, M. et al. [1996, S.74]) Für die Zwangbeanspruchung der Brückenkomponenten haben die Wand- und Sohlreibung vernachlässigbare Auswirkungen. (Vgl. Engelsmann, S. et al. [1999, S.25f]) Hier spielt vor allem bei Flachgründungen der Erddruckwiderstand eine wesentlich größere Rolle. Bei Flachgründungen von Stützen kann durch Zulassen einer klaffenden Fuge bei ausreichender zulässiger Sohlpressung die mögliche Pfeilerkopferschiebung deutlich erhöht und die Zwangkräfte somit reduziert werden. (Vgl. Pötzl, M. et al. [1996, S.83]) Tiefgründungen sollten bei Widerlagern und Pfeilern einreihig angeordnet werden, um so eine höhere Nachgiebigkeit durch höheres Rotationsvermögen zu schaffen. (Vgl. Pötzl, M. et al. [1996, S.78], Tue, N. V. et al. [2016a, S.7]) Zusätzlich kann bei Pfahlgründungen die Steifigkeit der Bohrpfähle selbst das Verformungsverhalten der Gründung beeinflussen. Schlanke duktile Pfähle sind hier gedrungener vorzuziehen. (Vgl. Pötzl, M. et al. [1996, S.83])

Unabhängig von der Art der Gründung müssen Bodenkennwerte bestimmt werden, um die Boden-Bauwerks-Interaktion beschreiben zu können. Wesentliche Bodenkennwerte zur Bestimmung des Gründungsverhaltens sind der Steifemodul, die zulässige Bodenpressung und die dazugehörige Setzung. (Vgl. Geier, R. [2011, S.109]) Wird die Sohlreibung bzw. Wandreibung der Widerlager benötigt, muss zusätzlich der Wandreibungswinkel vom Bodengutachter angegeben werden. Insbesondere die Ermittlung des Steifemoduls stellt aufgrund der Verdichtung des Bodens über die Zeit durch die zyklischen Horizontalbewegungen eine Herausforderung dar. Grundsätzlich wird für alle Gründungsarten die Ermittlung eines oberen und unteren Grenzwertes empfohlen, um Steifigkeiten mit entsprechenden Sicherheitsreserven bei positivem und negativem Einfluss einer hohen Bodensteifigkeit zu erhalten. (Vgl. Berger, D. et al. [2004, S.300], Engelsmann, S. et al. [1999, S.23], Kaufmann, W. [2008, S.23]) In Kaufmann, W. [2008, S.21] wird zusätzlich darauf hingewiesen, dass die Bodenparameter für

die Bemessung einer Tiefgründung üblicherweise größeren Schwankungen unterliegen als jene von Flachgründungen, welche nur mit oberflächennahem und künstlichem Baugrund in Kontakt sind.

Übergang Straße-Brücke

Eine kontinuierliche Trassenführung erfordert oft größere Spannweiten bzw. Brückengesamtlängen, welche sich wiederum entsprechend auf die Zwangkräfte auswirken. Je nach Temperaturgangkurve und damit einhergehenden Temperaturverformungen variieren die realisierbaren Tragwerkslängen integraler Brückenbauwerke. Um ungewollte Fahrbahnschäden im Übergangsbereich der Brücke zum Dammbauwerk zu verhindern, müssen die auftretenden horizontalen Längsverformungen des Tragwerks kontinuierlich in den anstehenden Boden eingeleitet werden. Dies ist für kurze Bauwerke sowohl in der Planung als auch in der Ausführung einfacher zu handhaben und erfolgt beispielsweise durch Vorsehen einer Belagsdehnfuge in der Fahrbahn oder eines simplen Trennschnitts im Übergangsbereich. Für Brücken mittlerer Länge sollten entsprechende Schlepplattenkonstruktionen, für besonders lange Brücken zusätzlich Fahrbahnübergänge vorgesehen werden. (Vgl. *Kollegger, J. et al. [2016, S.5f]*) Die optimale Lösung ist im Einzelnen vom planenden Ingenieur festzulegen. In *Berger, D. et al. [2004, S.301]* werden Konstruktionsdetails zur Lösung dieses Problems in Abhängigkeit des Dehnweges des Überbaues vorgeschlagen. Weitere Möglichkeiten sind in *Mahlo, G. et al. [2015]*, *Pötzl, M. et al. [2005]* sowie in *Tue, N. V. et al. [2014a]* und *Kollegger, J. et al. [2016]* zu finden. Grundsätzlich stellen Übergangskonstruktionen immer eine Schwachstelle dar und sollten, wenn möglich, vermieden werden.

2.3.3 BESONDERHEITEN BEI SCHIEFEN INTEGRALER BRÜCKEN

Schiefwinkligkeit bei Brücken führt bereits bei konventionell gelagerten Brücken zu zusätzlichen Beanspruchungen, auf die in Kapitel 3 näher eingegangen wird. Bei integralen Brücken kommt es aufgrund des eingespannten Systems zu zusätzlichen Effekten, welche sich wie folgt ergeben.

Bei schiefwinkligen Brücken entsteht aufgrund der nicht-orthogonalen Eckausbildung ein Einspanneffekt des freien Randes, der über die Lagerlänge abnimmt. (Vgl. *Haveresch, K. et al. [2010, S.149]*) Damit einhergehend steigt die Querkraftbeanspruchung an der stumpfen Ecke, da aufgrund der monolithischen Verbindung eine Reduktion der Auflagerkraft durch Abheben der spitzen Ecke verhindert wird. (Vgl. *Leonhardt, F. [1979, Bild 12.21]*) Nach *Leonhardt, F. [1979, S.124]* ist ein Betongelenk oder ein durchgehendes Neoprenlager bei starker Schiefwinkligkeit (Kreuzungswinkel $\varphi < 40^\circ$) und geringer Brückenbreite (Breite $B < 10\text{ m}$) zu vermeiden.

Die monolithische Verbindung führt im Fall einer Tragwerkausdehnung zu einer Mobilisierung des Erddruckes und so zu einer Druckkraft auf die Widerlagerwand. Die Erddruckresultierende ($E_{\text{Ph,mob}}$) wirkt dabei immer orthogonal auf die Lagerachse. Bei schiefwinkligen Brücken entsteht dadurch eine Exzentrizität f_0 , die ein Moment in der Plattenebene erzeugt, siehe Abb. 5. Dem entgegen wirken die sich in der Lagerachse bildenden Reibungskräfte T_{RF} und T_{RW} . Reichen das Moment zufolge der Reibungskräfte aus, um das Moment aus Exzentrizität auszugleichen, befindet sich die Brücke im Gleichgewicht. Ist die Exzentrizität zu groß, dreht sich die Brücke, der Erddruck verlagert sich und die Erddruckresultierende wandert in Richtung des stumpfen Ecks, wodurch die Exzentrizität f_0 bei gleichbleibendem Moment aus Reibung reduziert wird. Ab einer bestimmten Verdrehung stellt sich automatisch wieder ein Gleichgewicht ein. (Vgl. *Mahlo, G. et al. [2015, S.433f]*)

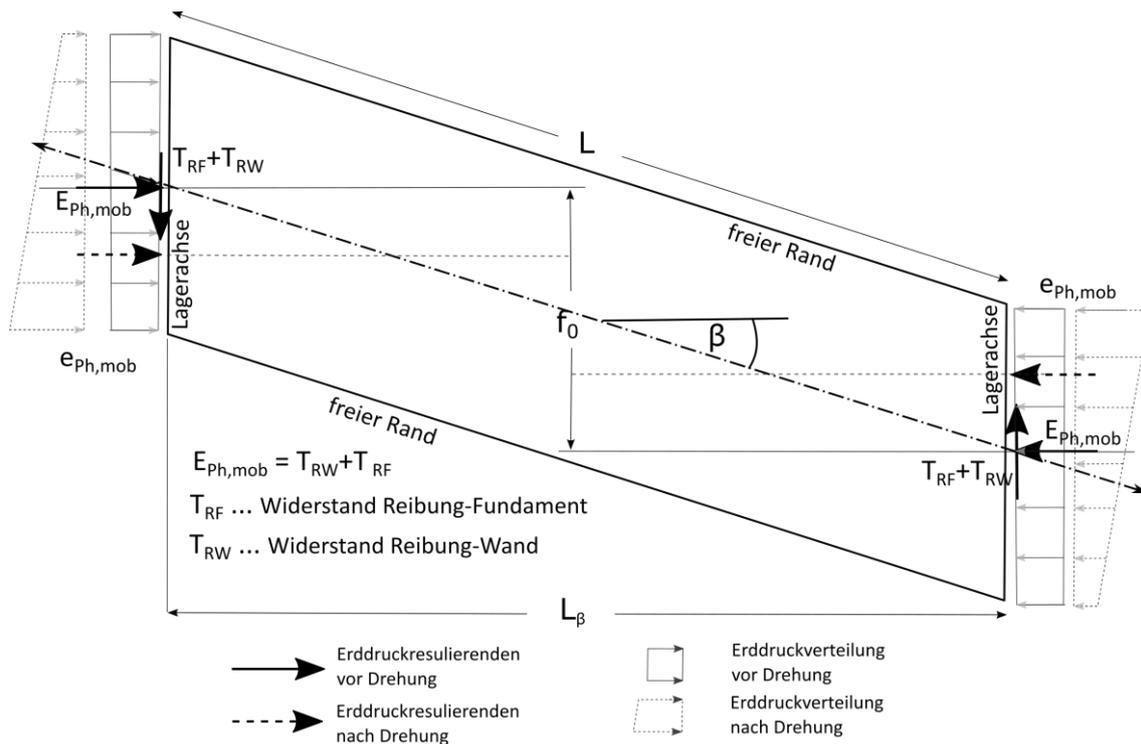


Abb. 5 - Reaktionskräfte einer schiefwinkligen integralen Brücke unter Temperaturexpansion und Näherungsformeln für die zulässige Schiefwinkligkeit nach Mahlo, G. et al. [2015, S.433]

In Mahlo, G. et al. [2015, S.433] wird eine Abschätzung der zulässigen Schiefwinkligkeit β in Abhängigkeit des Wandreibungswinkels des Widerlagers und dem Verhältnis der Reibungskräfte an der Widerlagersohle und der Widerlagerwand angegeben. (s. Glg. 1+Glg. 2) Die angeführten Formeln gelten für Einfeldbrücken und setzen identische Bodenkennwerte für Hinterfüllung und den anstehenden Boden für beide Widerlagerseiten voraus. Auch der kleinere Hebelarm der Fundamentreibungskraft wird vernachlässigt und somit die Brückenlänge L_β als einheitlicher Hebelarm angenommen. Der mobilisierte Erddruck an der Widerlagerwand wird näherungsweise als konstant betrachtet.

$$\beta_{zul} = \arctan[\tan \delta_a * (1 + n_{RF})] * \frac{1}{\gamma_R} \quad \text{Glg. 1}$$

$$n_{RF} = \frac{T_{RF}}{T_{RW}} \geq 0 \quad \text{Glg. 2}$$

mit:

- $\beta_{B,zul}$... zulässige Schiefwinkligkeit
- δ_a ...Wandreibungswinkel
- n_{RF} ...Verhältnis der Reibungskräfte T_{RF} und T_{RW}
- γ_R ...Sicherheitsbeiwert
- T_{RF} ... Reibungswiderstand Fundament
- T_{RW} ... Reibungswiderstand Widerlagerwand

2.4 NORMATIVE REGELUNGEN

Schiefwinklige Brücken sind in der heutigen Verkehrsinfrastruktur essentiell, da sich die Trassenführung auch ohne Berücksichtigung des Kreuzungswinkels ausreichend komplex gestaltet und schiefwinklige Tragwerke oft unumgänglich sind. Bisher wurden schiefwinklige Brücken oft konventionell gelagert, um die durch die Schiefwinkligkeit entstehenden Spannungsspitzen durch das Zulassen von Verformungen abzufangen. Integrale schiefwinklige Brücken hingegen werden in den Regelwerken kaum behandelt. In den meisten Ländern wird der zulässige Kreuzungswinkel beschränkt, um etwaige Unsicherheiten in der Bemessung bei starker Schiefwinkligkeit zu vermeiden. Tab. 2 zeigt einen Überblick über aktuelle normative Regelungen für schiefwinklige integrale Tragwerke. Es zeigt sich, dass teils große Unterschiede auftreten und eine einheitliche Linie schwer festgemacht werden kann.

Tab. 2 - Übersicht über Normen für integrale Brücken und die Begrenzung des Kreuzungswinkels für die monolithische Bauweise

LAND	NORM	Kreuzungswinkel
Österreich	(Vgl. - <i>RVS 15.02.12</i> [2016])	Die erhöhte Widerlagersteifigkeit und Torsion des Bauwerks im Grundriss ist zu beachten. Es werden keine expliziten Grenzwerte angeführt.
Deutschland	(Vgl. - <i>RE-ING (T2/Ab5)</i> [2013])	Ein abnehmender Kreuzungswinkel reduziert die mögliche Spannweite oder erhöht die Schwierigkeitsklasse.
Schweiz	(Vgl. - <i>ASTRA 12 004</i> [2011])	Der Kreuzungswinkel wird nur über dessen Auswirkung auf die horizontale Verschiebung berücksichtigt.
Großbritannien	(Vgl. - <i>The Design of Integral Bridges</i> Vol 1/Sek. 3/Part 12 BA42/96)	Der kleinste zulässige Kreuzungswinkel für integrale Brücken laut Richtlinie beträgt 60°.
USA und Canada je nach Bundesstaat und Provinz	(Vgl. <i>Kunin, J. et al.</i> [1999, S.108 - Table 2])	Der zulässige Kreuzungswinkel geht von 0° bis zu „kein Limit“. Der Großteil der vorgegebenen Winkel liegt zwischen 70-60°.

Schiefwinklige integrale Brücken gibt es bereits in unterschiedlichsten Bauweisen und Ausführungsvarianten. Diese reichen von einfachen Plattenbrücken, wie den zahlreichen Autobahnüberführungen, über Rahmenbauwerke mit komplexen Querschnittsverläufen, wie das von Schüller in Schüller, M. [2004, S.778-780] beschriebene Bauwerk 5 (s. Abb. 6 a) in Winnenden (Deutschland) bis hin zu komplexen Großbrückenbauwerken aus vorgespannten Fertigteilträgern mit flexiblen Widerlagern für eine Rollbrücke (s. Abb. 6 b) wie in Steiger, H. et al. [2012] erläutert.



Bauwerk 5 in Winnenden (Deutschland) Schüller, M. [2004, S.779]



Rollbrücke Flughafen Frankfurt Steiger, H. et al. [2012, S.181]

Abb. 6 – Beispiele von schiefwinkligen integralen Brücken

3 BAUTEILVERHALTEN SCHIEFWINKLIGER PLATTENTRAGWERKE

Brücken mit einem Kreuzungswinkel φ kleiner 90° verhalten sich in ihrem Tragverhalten auch bei konventioneller Lagerung anders als ein gerades Tragwerk. Dies muss bei entsprechender Nachweisführung und bei der Bewehrungsanordnung berücksichtigt werden. Schiefwinklige Brücken mit integralen Widerlagern werden in der Literatur nicht explizit behandelt, weshalb sich der folgende Abschnitt ausschließlich auf konventionell gelagerte Brücken bezieht.

3.1 BEMESSUNG

Schiefwinklige Brücken weisen im Vergleich zu geraden Bauwerken ein wesentlich komplexeres Tragverhalten auf, was sich vor allem auf die Momenten- und Querkraftverteilung aber auch auf den Normalkraftverlauf auswirkt. Beim Festlegen der Bewehrungsrichtungen und der anschließenden Bemessung sind diese Abweichungen zu berücksichtigen, um hohe Bewehrungsmengen und unerwünschte Rissbildung zu vermeiden.

3.1.1 KRAFTFLUSS

Kraftfluss bei Einfeldbrücken mit Plattenquerschnitt

Gerade Brücken tragen ihre Last fast ausschließlich über die Längsachse ab. Die Hauptmomente in Querrichtung sind je nach Spannweite in der Regel von untergeordneter Bedeutung. Bei schiefwinkligen Tragwerken stellt sich aufgrund der verdrehten Lagersituation teilweise ein zweiachsiger Lastabtrag ein. Je nach Randbedingungen und betrachtetem Punkt verdreht sich die Hauptmomentenrichtung und das Moment in Querrichtung nimmt zu. (Vgl. *Holst, R. et al. [2014, S.303f]*, *Leonhardt, F. [1979, S.117f]*) Somit müssen beide Tragrichtungen ab einer bestimmten Schiefwinkligkeit separat berücksichtigt werden. Für Brücken mit einem Kreuzungswinkel $\varphi < 75^\circ$ laut *Holst, R. et al. [2014, S.304]*, *Mehlhorn, G. et al. [2010, S.232]* und mit $\varphi < 70^\circ$ laut *Leonhardt, F. [1979, S.117]* ist die Auswirkung der Schiefwinkligkeit in der Schnittkraftberechnung zu berücksichtigen. Darüber ist die Schiefstellung laut Literatur vernachlässigbar und die Brücke kann analog zu einem geraden Tragwerk bemessen werden.

Aufgrund des richtungsneutralen Tragverhaltens, der verhältnismäßig freien Bewehrungsführung und des homogenen Querschnitts kann ein Plattenquerschnitt die zweiachsigen, verdrehten Momentenlinien am effizientesten abtragen. (Vgl. *Leonhardt, F. [1979, S. 117]*) Für schiefwinklige Brücken ist ein solcher Querschnitt somit vorteilhaft, sofern die Spannweite eine Ausführung als Platte zulässt. Der Lastabtrag wird deshalb in weiterer Folge anhand des Plattenquerschnitts diskutiert.

Grundsätzlich ändert sich die Ausrichtung der Hauptmomente bei zweiachsigem Lastabtrag in jedem Punkt der Platte. Der Drehwinkel α der Hauptachsen zu den globalen Koordinaten gibt die Richtungsänderung an und kann über die lokalen Biegemomente ($m_{xx} + m_{yy}$) und das Drillmoment (m_{xy}) berechnet werden. (Vgl. *Holst, R. et al. [2014, S.304]*, *Leonhardt, F. [1979, S.118f]*)

Die geometrischen Randbedingungen (B/L-Verhältnis) bestimmen den Einfluss der Schiefwinkligkeit auf den Verlauf der Hauptmomentenlinien. Je breiter die Platte im Vergleich zur Spannweite ist (B/L >) und je größer der Kreuzungswinkel φ wird, desto gravierender ändert sich der Verlauf der Hauptmomente. Bei breiten Platten (B/L >>) verlaufen ein Großteil der Trajektorien in Feldmitte (*Punkt B*) orthogonal zur Auflagerachse. Je schmaler die Platte wird, desto stärker verdrehen sich die Hauptmomentenlinien im *Punkt B* in Richtung des freien Randes. Direkt am freien Rand (*Punkt A*) verlaufen die Hauptmomente nahezu parallel zur Brückenlängsachse. (s. Abb. 7)

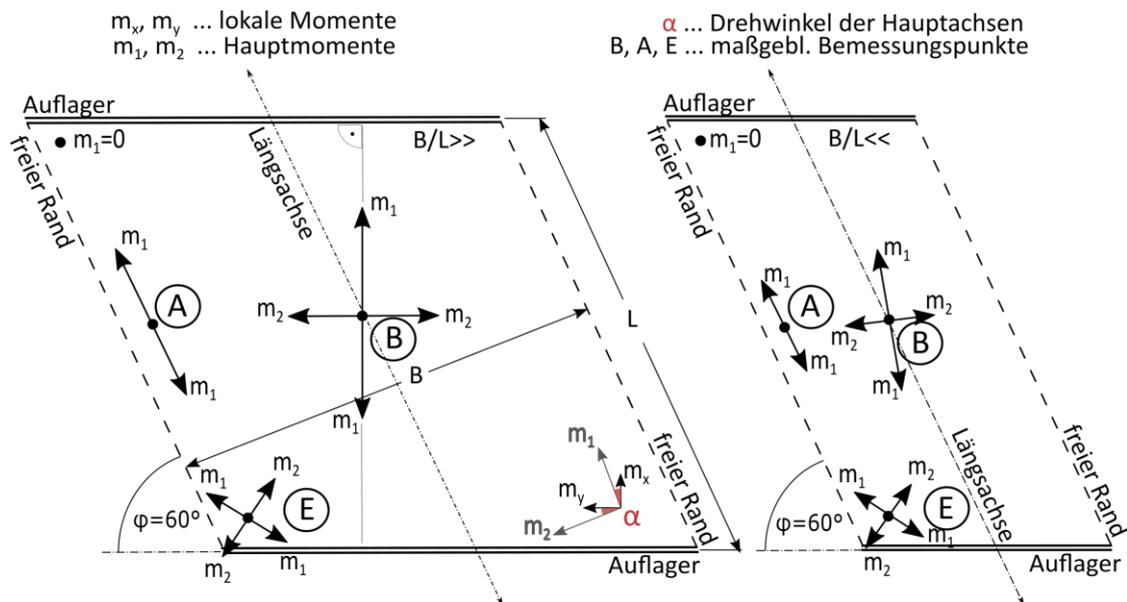


Abb. 7 – Hauptmomentenrichtungen in den Bemessungspunkten für einen Kreuzungswinkel ϕ von 60° nach Leonhardt, F. [1979] ¹

An der spitzen Ecke folgen die Momentenlinien bei einer Einfeldbrücke parallel dem freien Rand (m_1) oder der Auflagerachse (m_2) und drehen direkt am Auflager in Richtung stumpfes Eck. Dies lässt darauf schließen, dass die Momentenbelastung des spitzen Ecks verhältnismäßig klein ist, während sie sich im Bereich des Auflagers im stumpfen Eck konzentriert (s. Abb. 8). Der Verlauf entsteht, da sich die Platte aufgrund der Schiefwinkligkeit nicht frei um die Lagerachse drehen kann. So bilden sich Einspannmomente im Eckbereich der Platte aus. Die Literatur spricht hier auch von einer Einspannung der Platte bedingt durch die Schiefstellung. Das Hauptmomentenbild ähnelt hier jenem einer vierseitig gelagerten Platte im Eckbereich. (Vgl. Holst, R. et al. [2014, S.305f], Leonhardt, F. [1979, S.119])

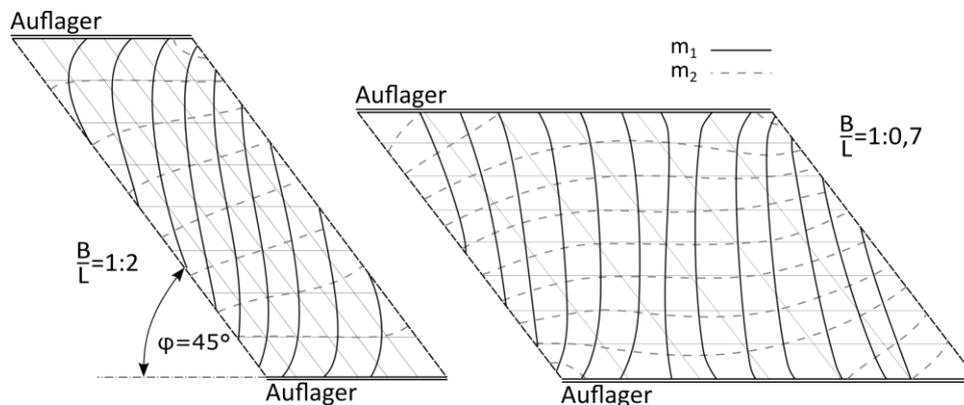


Abb. 8 – Hauptmomentenlinien und Auflagerkräfte einer schiefwinkligen Brücke unter Gleichlast nach Leonhardt, F. [1979, S.118]

Durch die Momentenkonzentration im stumpfen Eck entstehen hohe Druckkräfte in den vertikalen Auflagern, während sich die spitzen Eckbereiche unter Gleichlast sogar abheben können. Die Verteilung der Querkraft bildet sich somit je nach Auflagersteifigkeit und Schiefwinkligkeit stark inhomogen aus. (Vgl. Czerny, F. et al. [1983, S.35], Holst, R. et al. [2014, S.306], Leonhardt, F. [1979, S.120], Mehlhorn, G. et al. [2010, S.410f]) Die Spannungskonzentrationen am Auflager sind laut Leonhardt, F. [1979, S.120-126] und Czerny, F. et al. [1983, S.35f] durch einen ausreichend weiten Einzellerabstand und durch nachgiebige Lager zwar reduzierbar, eine gleichmäßig Belastung über die Auflagerlänge kann jedoch nicht erreicht werden. Werden feste Linienlager

¹ Anmerkung: Um die Übersichtlichkeit zu bewahren, wurden die Bezeichnungen der Bemessungspunkte nach Leonhardt durch jene nach Czerny ersetzt. Die Punkte m, r und s werden so zu den Punkten B, C und E. Der Punkt A wird bei Leonhardt nicht in jedem Fall betrachtet.

ausgeführt, sollte die Schiefwinkligkeit einen Kreuzungswinkel von $\varphi=40^\circ$ laut *Leonhardt, F.* [1979, S.124] nicht unterschreiten und mindestens eine Brückenbreite B von etwa 10 m vorhanden sein.

Kraftfluss bei Mehrfeldbrücken mit Plattenquerschnitt

Mehrfeldrige Brücken weisen noch komplexere Momentenbilder auf. Sowohl *Leonhardt, F.* [1979, S.130] als auch *Holst, R. et al.* [2014, S.317] empfehlen die Anwendung eines FE-Programms mit entsprechend genauer Kontrolle für die Berechnung, da die Momentenverläufe und Richtungen für unterschiedliche Laststellungen ein schwer überschaubares Ausmaß annehmen. Der Grund dafür sind die unterschiedlichen Lagersteifigkeiten von Rand und Mittelaufleger. Während die beiden Widerlager meist ähnliche Steifigkeiten aufweisen, entsteht durch die Durchlaufwirkung eine Einspannung der Platte im Mittelaufleger. Randfelder werden somit von unterschiedlich steifen Widerlagern begrenzt. Durch die Einspannung der einen Seite wird die Platte im Lagerbereich des Widerlagers auf der gegenüberliegenden entlastet. Die für Einfeldplatten sonst typische Last- und Momentenkonzentration im stumpfen Eck des Widerlagers tritt somit nur in abgeschwächter Form auf. (Vgl. *Molin, G.* [1988, S. 159]) Die Last konzentriert sich stattdessen vermehrt im stumpfen Eck des Mittelauflegers. (s. Abb. 9) Aufgrund der Mittelaufleger ist der Einfluss von nicht benachbarten Plattenfeldern auf das betrachtete Plattenfeld mit zunehmender Schiefwinkligkeit φ immer mehr vernachlässigbar. Die meisten schiefen Mehrfeldsysteme können laut *Schleicher, C. et al.* [1968, S. 61 (6.)] somit auf zwei- und dreifeldrige Plattensysteme heruntergebrochen werden.

Aufgrund der oben beschriebenen Effekte bildet sich das maximale Moment in x-Richtung im Feld bei schiefwinkligen Durchlaufplatten vornehmlich am freien Rand aus. Die Maximalwerte über die Brückenbreite betrachtet, bilden hierbei eine s-förmige Linie, deren Bögen zum jeweiligen spitzen Eck des Feldes zeigen. (s. Abb. 9) (Vgl. *Schleicher, C. et al.* [1968, S. 60(4.)]) Auch im Stützquerschnitt tritt die maximale Momentenbeanspruchung bedingt durch die Schiefwinkligkeit am Rand auf und stellt aufgrund der oben beschriebenen hohen Steifigkeit des Mittelauflegers das absolute Momentenmaximum auf der Platte dar. Die stumpfen Ecken der Randaufleger weisen eine vergleichsweise geringe Momentenkonzentration auf. (s. Abb. 9) Eine Zusammenfassung älterer Tabellenwerke und eine nähere Beschreibung des Verhaltens schiefwinkliger Durchlaufplatten kann *Schleicher, C. et al.* [1968] entnommen werden. Aktuellere Untersuchungen unter Zuhilfenahme von Rechenprogrammen für Momenten- und Querkraftverläufe sind in *Molin, G.* [1988], *Molin, G.* [1983] veröffentlicht.

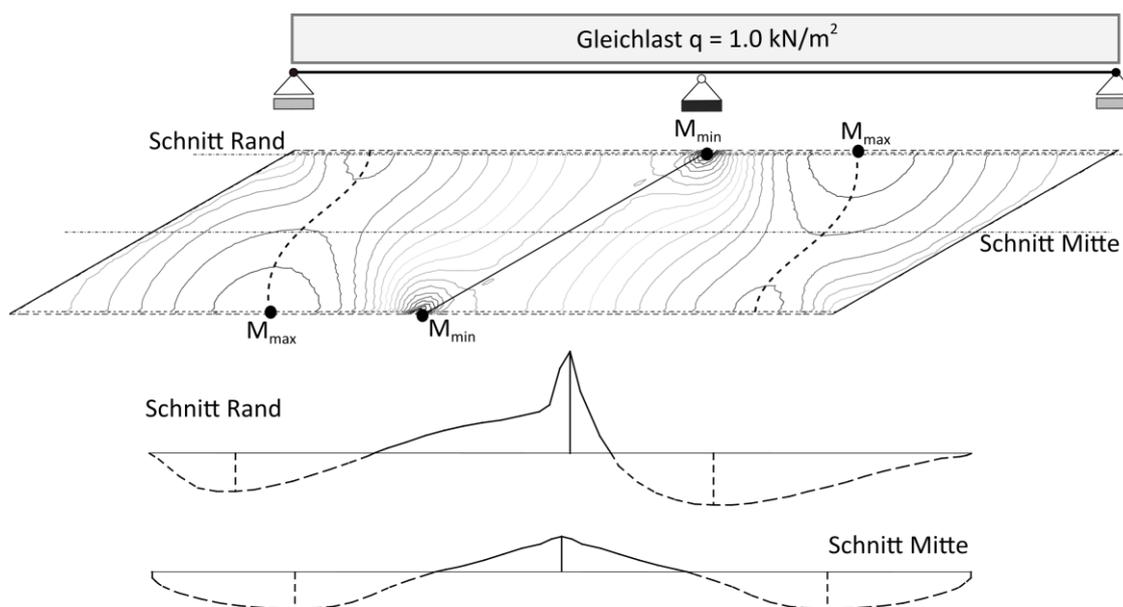


Abb. 9 – Momentenverlauf für m_{xx} am Beispiel einer 2-feldigen Brücke mit Linienlagerung unter Gleichlast

Momententransformation in die Bewehrungsrichtung

Da die Bewehrung aus praktischen Gründen nicht in jedem Punkt an die Richtung der Beanspruchung angepasst werden kann, muss bei der Bemessung eine Abweichung der Richtungen von Einwirkung und Widerstand berücksichtigt werden. Dies wirkt sich auf die Effizienz der eingelegten Bewehrung aus. Stimmen die Hauptmomentenlinien und die Bewehrungsrichtungen in einem Punkt überein, kann die Bewehrung optimal genutzt werden. Das Bemessungsmoment für die einzelnen Bewehrungsscharen ist für diesen Fall laut *Baumann, T.* [1972] gleich den Hauptmomenten. Weichen diese ab spricht *Czerny, F.* et al. [1983, Anhang1/S.1] vom Transformieren der Bemessungsmomente in die Bewehrungsrichtungen. Die heute gebräuchlichste Lösung ist jene nach *Baumann, T.* [1972, S. 32-37]. Andere Autoren wie *Kuyt, B.* [1964] oder *Ebner, F.* [1963] führen ebenfalls Lösungsmöglichkeiten an, bestimmen die dafür notwendigen Unbekannten aber nicht durch eine Verträglichkeitsbedingung, sondern legen die fehlenden Parameter frei fest. Im Programmpaket SOFiSTiK 2016 erfolgen die notwendige Berechnungen zur Anpassung der Einwirkung an die Bewehrungsrichtung nach *Baumann, T.* [1972].

Baumann, T. [1972] leitet die Formel zur Bestimmung der Bewehrungsmenge unter Zuhilfenahme von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen her. Für die Praxis werden sieben Bewehrungsvarianten mit ein bis drei Scharen sowie maximal einer Betondruckstrebe angegeben, welche je nach Zusammenspiel von Kreuzungswinkel α zwischen Bewehrung und Hauptmoment I sowie dem Normalkraft- bzw. Momentenverhältnis k festzulegen sind.(s. Abb. 10) Aus diesen Widerstandskräften werden in Kombination mit den äußeren Einwirkungen die Gleichgewichtsbedingungen formuliert.

Zeile	$k = \frac{N_2}{N_1}$	Grenzen β^*	Richtung γ
1	$0 < k < 1$	$\alpha < \beta < \gamma_{0y}$	$\gamma_{0y} < \gamma < \gamma_{0x}$
2		$\gamma_{0y} < \beta < \pi$	$\gamma_{0x} < \gamma < \gamma_{0y}$
3		-	$\gamma = \gamma_{0y}$
4		$\alpha + \frac{\pi}{2} < \beta < \gamma_{0y}$	$\gamma = \frac{\alpha + \beta}{2}$
5	$-\tan^2(\alpha) \leq k \leq 0$	$\alpha + \frac{\pi}{2} < \beta < \pi - \alpha$	$\gamma = \frac{\alpha + \beta}{2}$
6	$k < -\tan^2(\alpha)$	$\alpha + \frac{\pi}{2} < \beta < \pi - \alpha$	$\gamma = \frac{\alpha + \beta}{2}$
7			$\gamma = \gamma_{0y}$

* lt. Czerny gilt $\alpha + \frac{\pi}{2} < \beta < \frac{2}{3}\pi - \alpha$

N_1, N_2 ... Hauptnormalkräfte aus $M = N_i z_m$

$(x), (y)$... Richtung der Bewehrung für $k < 0$

(z) ... erwartete Richtung der aussteifenden Druckkraft

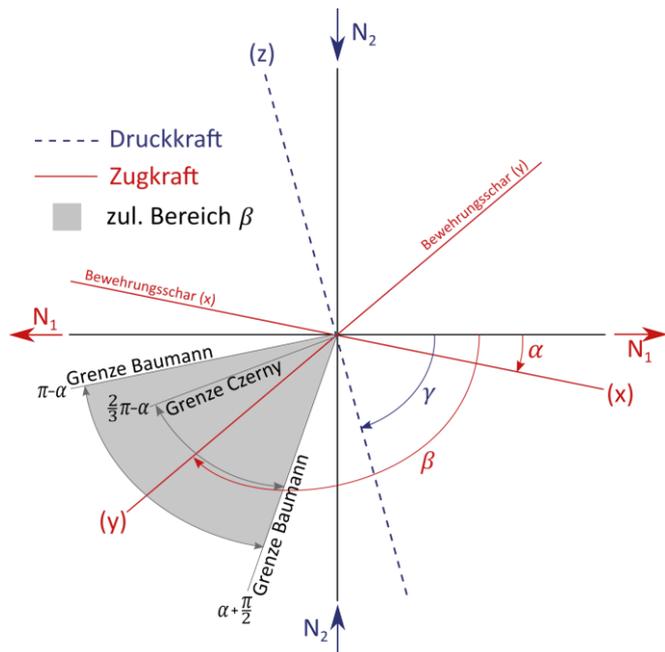


Abb. 10 –Fälle der Bewehrungsführung nach *Baumann, T.* [1972, Tab. IV/S.35] und Definition der zugehörigen Winkel für Zeile 4, 5 und 6

Laut *Czerny, F.* et al. [1983, Anhang 1/S. 6] sind für schiefwinklige Platten hauptsächlich die Fälle fünf bis sieben für $k < 0$ relevant, wobei in untergeordneten Bereichen auch die anderen vier Fälle auftreten können. Die ersten beiden Fälle stellen einen hydrostatischen Spannungszustand bei reiner Zugkraft dar und können rein durch drei Bewehrungsscharen aufgenommen werden. Die Fälle vier bis sechs bestehen ebenfalls aus drei in Wechselwirkung stehenden Kräften, wobei eine Druck- und zwei Zugkräfte für das Gleichgewicht angesetzt werden. Der vierte und der siebente Fall stellen eine sogenannte Bewehrung nach konjugierten Richtungen dar und bildet einen Sonderfall bei welchem nur zwei Widerstandsrichtungen, zwei Bewehrungsscharen oder eine Bewehrungsschar und eine Druckstrebe benötigt werden. (Vgl. *Baumann, T.* [1972, S.35]). *Czerny, F.* et al. [1983, Anhang 2] empfiehlt für solche Fälle eine zweite bzw. dritte Bewehrungsschar konstruktiv vorzusehen. Um die Verträglichkeitsbedingungen einzuhalten wird in *Baumann, T.* [1972, Tab. IV/ S.36] ein Bereich vorgegeben, in welchem die Bewehrungsschar (y) verlegt werden darf. Der Winkel β zwischen zweiter Bewehrungsschar und

Hauptmoment I gibt diese Lage an. Die Grenzen fordern einen Kreuzungswinkel zwischen den beiden Bewehrungsscharen im Bereich der Druckeinwirkung N_2 von mindestens 90° , da laut *Baumann, T.* [1972, S.36] für die Verifizierung kleinerer Kreuzungswinkel in diesem Bereich zu wenig Versuche vorliegen. (untere Grenze) Zusätzlich muss ein Maximalwert von 180° für den Winkel zwischen den Bewehrungsscharen (x) und (y) eingehalten werden, dies entspricht einer Deckung beider Bewehrungsrichtungen. (obere Grenze) *Czerny, F.* et al. [1983, Anhang 1/S.6] empfiehlt etwas restriktiver den Kreuzungswinkel für die obere Grenze nicht unter $120 (\frac{2}{3}\pi)$ zu wählen, um etwaige unbeachtete Effekte zu vermeiden. Werden alle Bedingungen eingehalten sind laut *Baumann, T.* [1972, S.29] theoretisch Abweichungen der ersten Bewehrungsschar von der Hauptmomentenrichtung von bis zu 45° möglich. (s. Abb. 10) Voraussetzung ist die Verwendung von gerippten Stahl, einhalten der Mindestbewehrung und ein Verhältnis der beiden Bewehrungsscharen nicht kleiner als 0,2. Sowohl *Leonhardt, F.* [1979, S.126] als auch *Czerny, F.* et al. [1983, S.2] empfehlen, dass ein Abweichen der Bewehrung von der Hauptmomentenlinien von mehr als 20° vermieden werden sollte, da dies hohe Bewehrungsmengen und Modellungenauigkeiten mit sich bringt.

3.1.2 MABGEBENDE BEMESSUNGSPUNKTE

Im Gegensatz zu geraden Brücken ergeben sich die relevanten Bemessungspunkte bei schiefwinkligen Brücken nicht immer nach dem exakt gleichen Schema. Vielmehr wandern die Punkte mit der maximalen Beanspruchung wie in Abschnitt 3.1.1 ausgeführt zwischen den stumpfen Ecken bzw. den Auflagern sowie in der Breite hin und her. Hinzu kommt das der Maximalwert für das Hauptmoment I nicht zwingend an derselben Stelle wie das Maximum des Hauptmoments II liegen muss.

Zur Definition der Bemessungspunkte für schiefwinklige Einfeldplatten, in der Literatur auch mit Aufpunkte bezeichnet, gibt es ausreichende Untersuchungen. Die Maße und Definitionen der in *Czerny, F.* et al. [1983, S.2] verwendeten Punkte sowie zugehörige Einflussflächen können *Rüsch, H.* et al. [1969, S.7f] entnommen werden. Nach *Czerny, F.* et al. [1983, S.2] sind die Aufpunkte A, B, C und E nach Abb. 11 zu betrachten. Der Punkt C hat hier besondere Bedeutung, da er sich mit den gewählten Einflussparametern B/L und φ ändert. Ab einem Kreuzungswinkel $\varphi \geq 60^\circ$ kann er vernachlässigt werden, da das Moment im Punkt A annähernd gleich groß ist. (Vgl. *Rüsch, H.* et al. [1969, S.8])

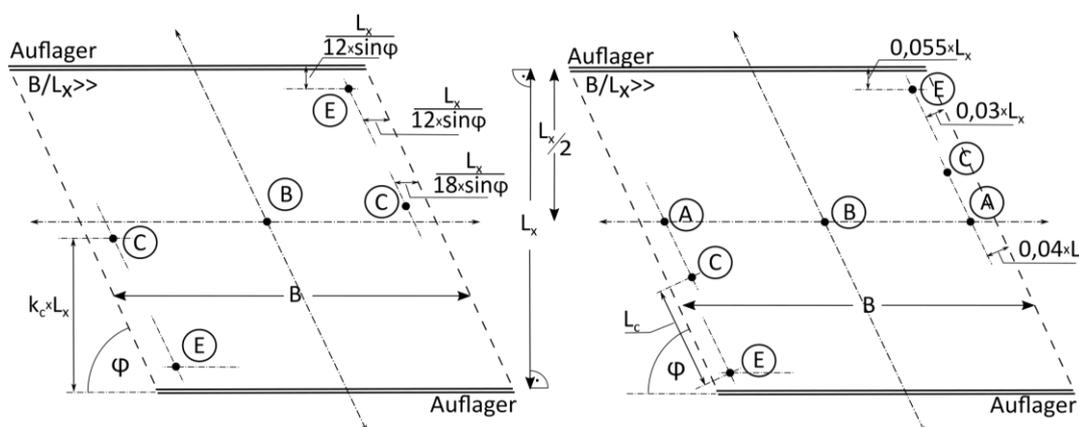


Abb. 11 – Bemessungspunkte nach *Leonhardt, F.* [1979, 119] (links) und *Czerny, F.* et al. [1983, 2] (rechts)

Ein Vergleich der Beiwerte für die Position des Punktes C sind in Abb. 12 angegeben. Die Werte sind für unterschiedliche Kreuzungswinkel φ zwischen 90° und 30° aufgetragen. *Leonhardt, F.* [1979, S.119] berücksichtigt nur die drei Aufpunkte B, A und E. Deren geometrische Lage entnimmt er *Homberg, H.* et al. [1958].

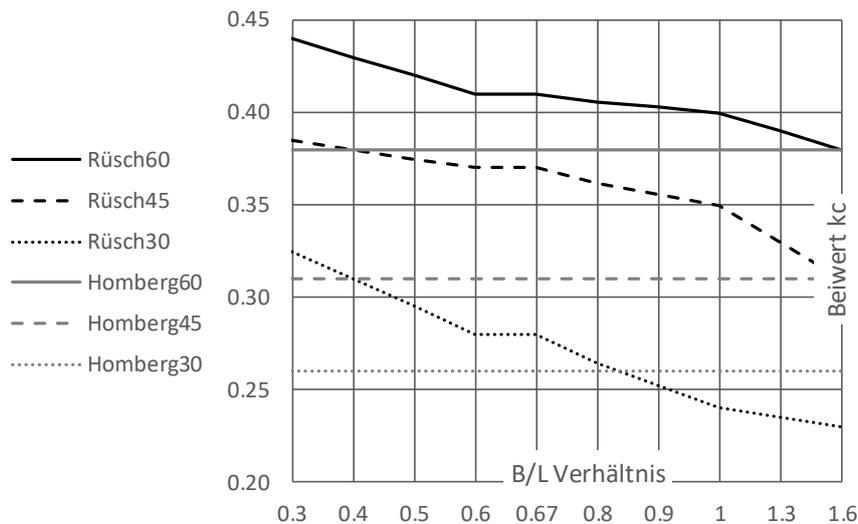


Abb. 12 - Beiwert k_c nach Rüschi, H. et al. [1969] und Homberg, H. et al. [1958] (aus Leonhardt, F. [1979, Bild12.19])

3.2 BEWEHRUNGSFÜHRUNG

Im anschließenden Vergleich werden die Angaben von Czerny, F. et al. [1983] den Grenzen von Leonhardt, F. [1979] gegenübergestellt und in die Kategorien *Netzbewehrung* sowie *Randbewehrung* unterteilt. Betrachtet wird in beiden Werken die untere Bewehrungslage. Czerny, F. et al. [1983, S.13+15] geht zudem kurz auf das obere Bewehrungsnetz ein, Leonhardt, F. [1979] gibt für das untere und obere Bewehrungsnetz die gleichen Richtlinien vor. Die beiden Autoren haben beim Festlegen der Bewehrungsmuster unterschiedliche Herangehensweisen. Während Leonhardt, F. [1979, S.117-132] den Schwerpunkt auf die praktische Anwendung legt, folgt in Czerny, F. et al. [1983] die Bewehrung stärker den Hauptmomentenlinien. Beide Autoren legen zuvor Bemessungspunkte fest, nach welchen die Bewehrung in Richtung und Menge auszurichten ist. (s. Abschnitt 3.1.2)

3.2.1 NETZBEWEHRUNG

Folgende Varianten der unteren Netzbewehrung sind in Leonhardt, F. [1979, S.126f] und Czerny, F. et al. [1983] angeführt. Eine Übersicht findet sich in Tab. 3.

Variante I

Bei Kreuzungswinkeln ($\varphi > 60^\circ$) und einer Brückengeometrie ($B/L > 1/2$) darf nach *Leonhardt, F.* [1979, S.126f] die Hauptbewehrungsrichtung parallel zum freien Rand verlegt werden. Die Querbewehrung ist über die gesamte Länge parallel zu den Auflagerachsen anzuordnen. Das Bewehrungsnetz orientiert sich somit an den Achsen der Brücke. (s. Abb. 14)

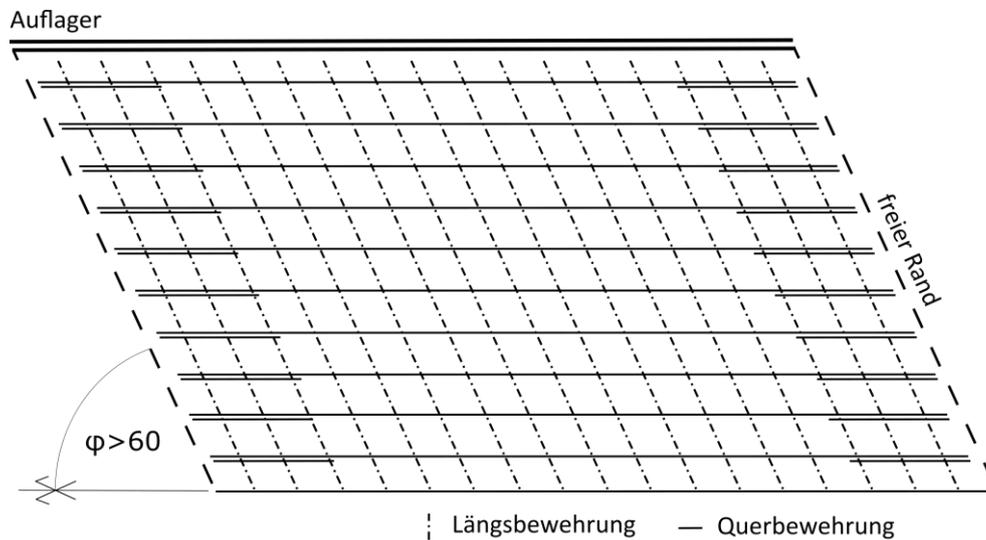


Abb. 13 – Bewehrungsführung Variante I nach *Leonhardt, F.* [1979, S.127]

Variante II_A

Bei einem Kreuzungswinkel ($\varphi < 60^\circ$) und ausreichender Brückenbreite ($B/L > 1/2$) weicht der Verlauf der Hauptmomentenlinien immer stärker von der Brückenlängsachse ab. *Leonhardt, F.* [1979] ordnet die Längsbewehrung daher orthogonal zur Auflagerachse an und sieht zusätzlich eine Randbewehrung vor. Die Querbewehrung wird weiterhin über die Länge parallel zur Auflagerachse geführt. (s. Abb. 14)

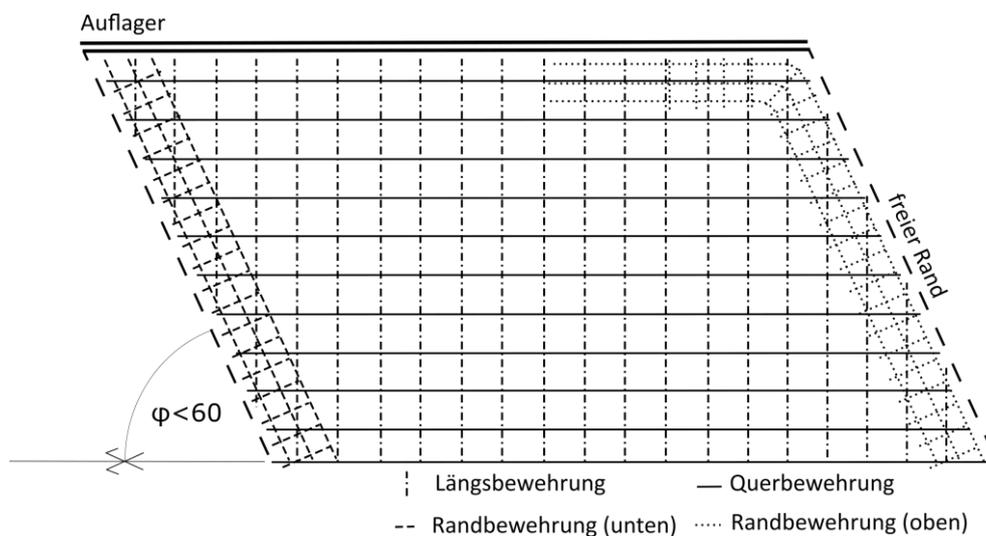


Abb. 14 – Bewehrungsführung Variante II_A nach *Leonhardt, F.* [1979, S.127]

Variante II_B

Ähnlich der Variante II_A ist die Längsbewehrung im Bereich I (s. Abb. 15) etwa orthogonal zur Auflagerachse verlegt. Für den exakten Winkel sind die Hauptmomentenrichtungen nach den Bemessungspunkten B, C und E zu beachten. Im Bereich II hingegen sollte laut Czerny, F. et al. [1983, S.3f] die Längsbewehrung zum Rand hin aufgefächert werden (Empfehlung 1). Hier wird die Bewehrung an den Punkten A und C ausgerichtet. Die Querbewehrung muss bis zu einem Kreuzungswinkel $\varphi > 45^\circ$ parallel zur Auflagerachse verlegt werden. Bei Kreuzungswinkeln $\varphi < 45^\circ$ geht die Variante II_B in die Variante IV über. (s. Abb. 16) Diese Variante ist laut Czerny, F. et al. [1983, S.3] für breite Brücken heranzuziehen.

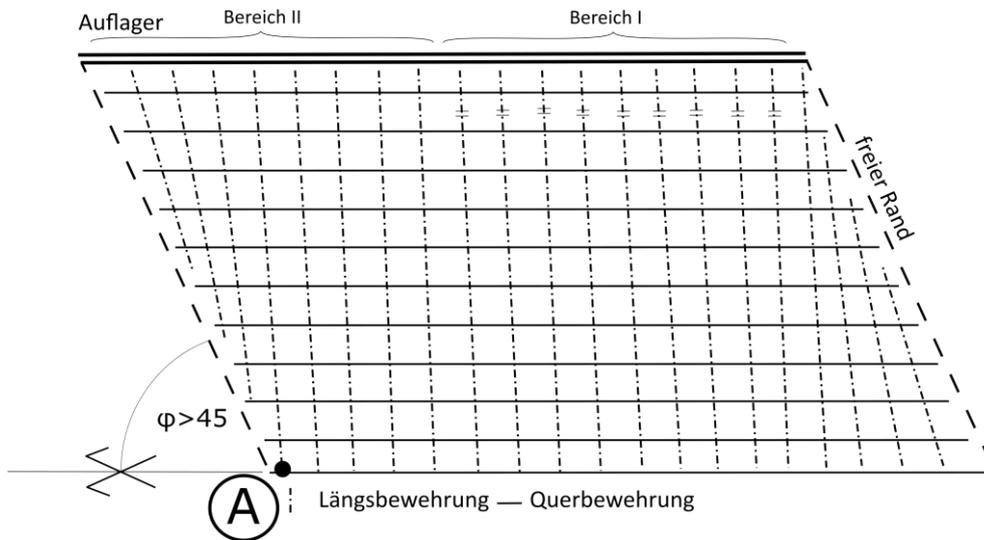


Abb. 15 – Bewehrungsführung Variante II_B nach Czerny, F. et al. [1983, S.3f] Empfehlung 1

Variante III

Bei Variante III wird die Hauptbewehrung parallel zum freien Rand angeordnet. Die Querbewehrung in Feldmitte liegt orthogonal dazu und fächert zum Rand hin in Richtung Auflagerachse auf. Czerny, F. et al. [1983] empfiehlt diese Bewehrungsanordnung für schmale Brücken mit mäßig kleinem Kreuzungswinkel ($\varphi > 60^\circ$) ohne ein B/L-Verhältnis anzugeben. Leonhardt, F. [1979] hingegen legt nur das maximale B/L-Verhältnis fest und beschränkt den Kreuzungswinkel nicht ($B/L < 1/2$). Die Variante spielt bei beiden Autoren eine untergeordnete Rolle.

Variante IV

Variante IV ist ähnlich der Variante II_B, jedoch werden sehr kleine Kreuzungswinkel berücksichtigt ($\varphi < 45^\circ$). Die Längsbewehrung entspricht jener der Variante II_B, die Querbewehrung hingegen ist zwischen beiden Auflagern zu verschwenken, sodass sie den Hauptmomentenlinien in Feldmitte angepasst werden kann und ein entsprechend großer Kreuzungswinkel zwischen Längs- und Querbewehrung ($\varphi \geq 60^\circ$) vorhanden ist. (Vgl. Czerny, F. et al. [1983, S. 5f])

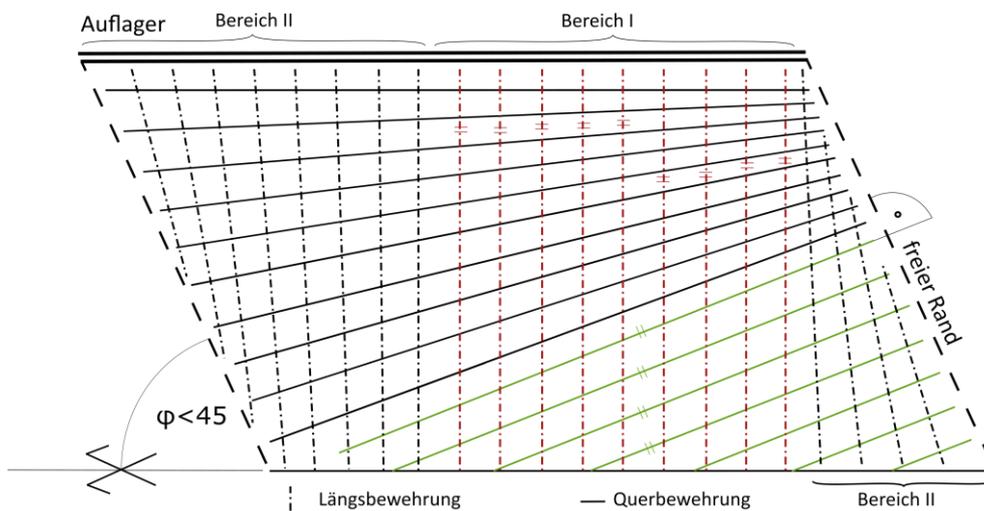


Abb. 16 – Bewehrungsführung Variante IV nach Czerny, F. et al. [1983, S.3f+5f]

Variante V

Czerny, F. et al. [1983, 4] spricht hier von einem „normalen“ L/B-Verhältnis der Brücke, gibt aber keine genaueren Grenzen an. Die Bewehrung wird dabei in den maßgebenden Punkten an den Hauptmomentenlinien ausgerichtet und dazwischen aufgefächert. Da sich im stumpfen Eck (Punkt E) die Hauptbewehrungsrichtung am stärksten dreht, sind hier Zulagen anzuordnen.

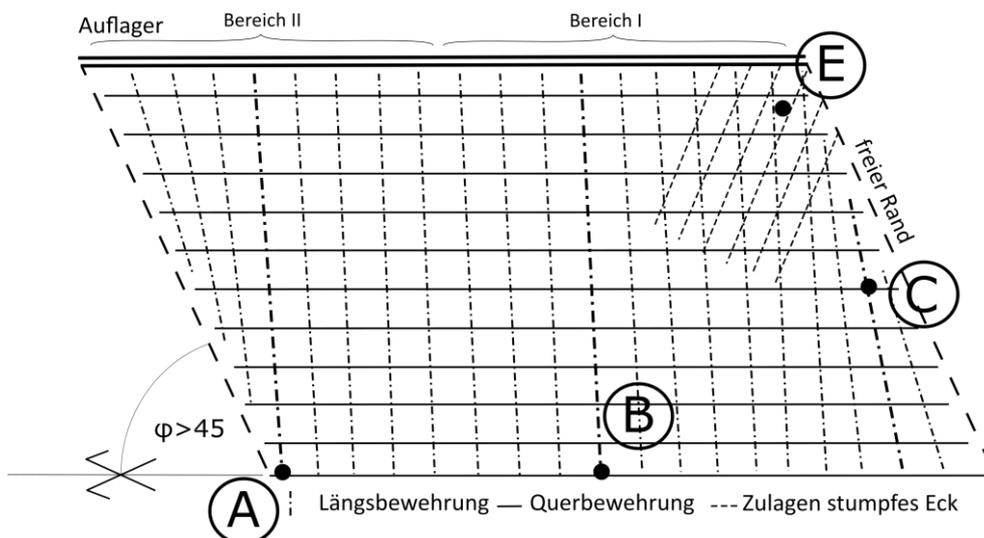


Abb. 17 – Bewehrungsführung Variante V nach Czerny, F. et al. [1983, S.4f] Empfehlung 2

Variante VI

Variante VI entspricht hinsichtlich der Hauptbewehrung der Variante V, allerdings empfiehlt Czerny, F. et al. [1983, S.5f] bei einem Kreuzungswinkel $\varphi < 45^\circ$ die Querbewehrung zusätzlich zur Hauptbewehrung aufzufächern, sodass diese sich auch in Feldmitte an den Hauptmomentenlinien orientieren kann. (s. Querbewehrung Variante IV).

3.2.2 RANDBEWehrUNG

Leonhardt, F. [1979] ordnet unabhängig vom Kreuzungswinkel und B/L-Verhältnis Bügel am freien Rand der Brücke an. Bei Variante II_b wird zusätzlich auf einer Breite gleich der Plattenhöhe (h_{Platte}) eine Längsbewehrung parallel eingelegt. Der obere Teil dieser zusätzlichen Randbewehrung ist um das stumpfe Eck der Platte zu führen und parallel zum Auflagerbalken zu verankern.

Czerny, F. et al. [1983, S.7-11] betrachtet die Randbewehrung separat von der sonstigen Bewehrungsführung. Er empfiehlt im Lagerbereich auf einer Breite der einfachen bis eineinhalbfachen statischen Nutzhöhe d ($b_{\text{Randbereich}} = d \div 1.5 \cdot d$) Bügelbewehrung vorzusehen und zusätzlich Längsbewehrung parallel zum freien Rand einzulegen, welche auf das maximale Feldmoment in Punkt C zu bemessen ist. Details zu den Angaben sind Czerny, F. et al. [1983, S.7] und Leonhardt, F. [1979, S.126f] zu entnehmen.

3.2.3 GEGENÜBERSTELLUNG

Netzbewehrung

Beide Autoren versuchen das Bewehrungsnetz bestmöglich an die Hauptmomentlinien anzupassen. Leonhardt, F. [1979] legt hierbei deutlich mehr Wert auf die praktische Umsetzung, während Czerny, F. et al. [1983] in gewissen Bereichen eine komplexere Bewehrungsführung wählt. Tab. 3 stellt die Bewehrungsvarianten der beiden Autoren mit einem geschätzten Verlegeaufwand gegenüber.

Der praktischer Zugang von Leonhardt, F. [1979], eine einfache Bewehrungsführung je nach Randbedingung anzuordnen, dürfte insgesamt zu einem geringeren Verlegeaufwand führen. Der Zugang von Czerny, F. et al. [1983] mit genauerer Ausrichtung der Bewehrung an den Hauptmomentenlinien und einer komplexeren Bewehrungsführung führt wahrscheinlich zu einem höheren Verlegeaufwand. Laut Czerny, F. et al. [1983, S.2] ist in jedem relevanten Punkt das Bemessungsmoment nach Baumann, T. [1972] zu bestimmen, um die tatsächliche Belastung der Bewehrung richtig zu erfassen. Grundsätzlich gilt, je stärker die Bewehrungsführung von der Richtung der Hauptmomente in einem Punkt abweicht, desto ineffizienter ist sie. Nach Leonhardt, F. [1979, S.126] sind Abweichungen bis 20° in einzelnen Punkten erlaubt, darüber hinaus verweist er auf die Bemessung nach Leonhardt, F. et al. [1975, Kap. 1], welches im Wesentlichen ebenfalls der Theorie nach Baumann, T. [1972] folgt.

Tab. 3 –Verlegeaufwand der Bewehrung schiefwinkliger Brücken nach Leonhardt, F. [1979] (links) und Czerny, F. et al. [1983] (rechts)

Leonhardt				Kreuzungswinkel	Verlegeaufwand	Czerny			
I/b-Verhältnis	>60	<60	>45			<45	I/b-Verhältnis	>60	<60
>1/2 (breit)	I	IIa			gering	breit	IIb		IV
>1/2 (normal)	I	IIa			moderat	normal	V		VI
<1/2 (schmal)	III				hoch	schmal	III	k.A.	

Randbewehrung

Bei beiden Autoren muss die Bügelbewehrung sämtliche Längsbewehrung umschließen. Laut Leonhardt, F. [1979] ist die zusätzliche Längsbewehrung am Rand außerhalb der Hauptbewehrung, daher näher an der Oberfläche des Bauteils, zu führen. Czerny, F. et al. [1983, S.8f] bietet zwei Varianten für die Bewehrungsführung der Randbewehrung. In Variante 1 wird die Randbewehrung, wie bei Leonhardt, außen, in Variante 2 teilweise innerhalb der Hauptbewehrung geführt.

3.3 OFFENE FRAGENSTELLUNGEN

Aus der Literaturrecherche ergeben sich für die Bemessung von schiefwinkligen integralen Tragwerke folgende Fragestellungen:

Kraftfluss bei schiefen mehrfeldrigen Brückentragwerken

Die Durchlaufsysteme führen laut *Molin, G.* [1988] bei schiefwinkligen Platten zu unterschiedlich steifen Auflagerbereichen, da im Mittelaufleger bei symmetrischer Lastaufbringung einer Flächenlast eine Einspannung entsteht. Wie sich diese Einspannung im Vergleich zum Rahmeneck verhält und welchen Einfluss die Gründung auf die Drehsteifigkeit der beiden Auflager hat, gilt es zu untersuchen.

Die Ausführungen in *Leonhardt, F.* [1979, S.120-126] und auch in *Molin, G.* [1983] weisen darauf hin, dass eine Verformungsbehinderung des Auflagerrandes zu großen Zug- und Druckkräften entlang des Auflagers führt. Da eine monolithische Verbindung zwischen Über- und Unterbau ein Nachgeben des Widerlagers im Übergangsbereich zwischen Über- und Unterbau ausschließt, dürfte dies große Querkraft- und Normalkraftbeanspruchungen in der Rahmenecke verursachen.

Im spitzen Eck tendiert die Ecke bei schiefwinkligen Tragwerken dazu abzuheben, was bei integralen Tragwerken nicht möglich ist. In diesem Bereich dürfte somit mit einer erhöhten Bewehrungsmenge zu rechnen sein, welche im Widerlager zu verankern ist. Kann sich die spitze Ecke nicht frei abheben, kommt es zu sehr hohen Druckkräften im stumpfen Eck, dies kann zu einer Überlastung des Betons führen. Eine Analyse der Querkräfte im Überbau und Normalkräfte im Unterbau für integrale Tragwerke ist daher von Interesse.

Bei Rahmenbrücken bildet sich im Eckbereich je nach Beanspruchung ein Einspannmoment aus. Gleichzeitig lassen die Ausführungen von *Leonhardt, F.* [1979] und *Czerny, F. et al.* [1983] darauf schließen, dass sich im stumpfen Eck eine zusätzliche Belastung durch die Schiefwinkligkeit ergibt. Ob die Schiefwinkligkeit bei integralen Brücken tatsächlich zu einer merklichen Konzentration des Moments im stumpfen Eck führt oder der Effekt im Vergleich zum Einspannmoment der Rahmenecke vernachlässigbar ist, ist nicht geklärt.

Integrale Tragwerke reagieren auf veränderte Bodenparameter. Die Kraftverteilung und der Lastabtrag insbesondere unter Temperaturlast dürfte mit abnehmendem Kreuzungswinkel maßgeblich beeinflusst werden. Außerdem könnte aufgrund der monolithisch verbundenen Brückenkomponenten die Art der Gründung eine wesentliche Rolle für die Belastung des Überbaus spielen. Die Auswirkungen dieser Parameter auf eine schiefwinklige, integrale Brücke dürften von den Erfahrungen mit geraden Brücken abweichen. Insbesondere die Verdrehung der Brücke und daraus resultierende Belastungskonzentrationen im stumpfen Eck könnten den Kraftabtrag beeinflussen (s. Abschnitt 2.3.3).

Bewehrungsführung schiefwinkliger Mehrfeldbrücken

Für schiefwinklige Mehrfeldplatten legen weder *Leonhardt, F.* [1979] noch *Czerny, F. et al.* [1983] gesonderte Bewehrungsempfehlungen vor. In *Rüsch, H. et al.* [1969, S.11] werden die grundsätzlich geringere Belastung des stumpfen Ecks bei Durchlaufplatten erwähnt, eine detaillierte Analyse zu schiefwinkligen Durchlaufplatten findet sich jedoch nicht. In *Schleicher, C. et al.* [1968, S.19-21] wird ein kurzer Überblick über die bis zu diesem Zeitpunkt durchgeführten Arbeiten zum Thema gegeben. Hier werden sämtliche verfügbaren Ergebnisse zusammengefasst, wobei angemerkt wird, dass die Güte der Angaben schwer überprüfbar ist. (Vgl. *Schleicher, C. et al.* [1968, S.21]) Wie sich eine schiefwinklige, integrale Durchlaufplatte verhält, ist noch nicht geklärt.

Einflussfaktoren

Zusammenfassend stellen zweifeldrige, integrale, schiefwinklige Brücken komplexe Tragwerke dar, die von vielen unterschiedlichen Parametern beeinflusst werden. Ein Teil dieser Parameter soll in der folgenden Sensitivitätsanalyse untersucht werden. Ziel ist die Relevanz der einzelnen Einflüsse auf das Gesamtsystem zu eruieren. Vergleicht man die vorliegende Brücke mit dem einfachsten statischen Fall einer einfeldrigen Plattenbrücke, beeinflussen folgende zusätzliche Parameter die Schnittgrößen. Diese sind u.a.:

- Durchlaufsystem
- Schiefwinkligkeit
- Stützen am Mittelaufleger
- Gründungsvarianten
- integrale Bauweise
- Bettung
- Flügelwände
- Kragarm

Die Aufzählung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Je nach Projekt und Bauwerk können viele weitere Parameter die Bemessung beeinflussen. Einige der hier aufgelisteten Randbedingungen werden in dieser Arbeit näher untersucht.

4 KRAFTFLUSS AM KONVENTIONELLEN ZWEIFELDSYSTEM

In diesem Kapitel wird zunächst auf eine in sämtlichen Auflagern drehbar gelagerte Platte eingegangen. Ziel der Betrachtung ist ein Einschätzen der Auswirkung der Schiefwinkligkeit bei Durchlaufbrücken generell. Vor allem der Einfluss des Kreuzungswinkels α und anderer damit einhergehender, geometrischer Parameter sollen hier untersucht werden. Grundsätzlich kann im Zuge zunehmender Schiefwinkligkeit entweder die effektive Spannweite L oder die Brückenläng L_φ konstant gehalten werden.

4.1 ALLGEMEINES

Der erste Teil dieses Unterkapitels geht auf das geometrische System ein und beschreibt die, durch die Schiefwinkligkeit beeinflussten Parameter näher. Im Anschluss wird auf die Auswertung der Ergebnisse eingegangen und die Darstellung der selben kurz erläutert.

4.1.1 SYSTEM

Das betrachtete System stellt eine Zweifeldbrücke unter Gleichlast ($p = 1.0 \text{ kN/m}^2$) dar, welche am Rand auf horizontal-verschieblichen und im Bereich des Mittelauflegers auf horizontal-fixierten Einzellagern aufliegt (s. Abb. 18). Alle Auflager sind als Punktlager in einem Abstand von 1.50-1.75 m je Schiefwinkligkeit modelliert, dies entspricht in etwa den Linienlagern nach *Molin, G.* [1988]. Die Platte hat eine konstante Dicke von 1.20 m. Die effektive Spannweite L ist definiert als kleinster Abstand zwischen zwei Punkten der Auflagerachsen, die Brückenlänge L_φ als gerade Verbindungslinien der Auflagermitten entlang der Brückenachse und die Breite B als kleinster Abstand zwischen den freien Rändern. L und L_φ lassen sich über Glg. 3 ineinander umrechnen.

$$L_\varphi = 2 * L / \sin(\alpha)$$

Glg. 3

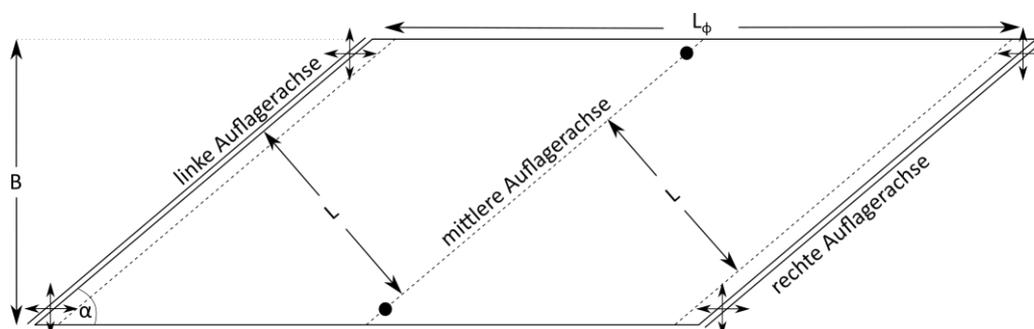


Abb. 18 – Definition der Abstände und statisches System

Die Modellierung wurde mithilfe des Programmpakets *SOFISTIK 2016* durchgeführt und stellt eine homogene Platte dar. Die Felder weisen durchgehend gleiche Spannweiten auf. Die für die Modellierung verwendeten Quad-Elemente liegen direkt an der Plattenoberseite. Der Raster für die Teilung der Platte in Querrichtung ergibt sich aus dem Bohrpfahlabstand der Gründung der später in Kapitel 5 betrachteten Brücke. In Längsrichtung wird die Brücke in 40 Abschnitte unterteilt. Die Betongüte des Überbaus wurde mit C30/37 gewählt.

4.1.2 AUSWERTUNG

An dem beschriebenen System wird der Einfluss der Schiefwinkligkeit auf die Lastabtragung und das Momentenbild analysiert. Gleichzeitig erfolgt eine Einschätzung der Auswirkung des Durchlaufsystems. Variiert wird die Schiefwinkligkeit in Form des Kreuzungswinkels α . Aufgrund der geometrischen Beziehungen kann dieser nicht verändert werden, ohne dass sich entweder das B/L -Verhältnis oder das B/L_φ -Verhältnis ändert. Zunächst wird die Brückenlänge L_φ und die Breite B konstant gehalten, sodass sich das B/L -Verhältnis in Form der effektiven Spannweite L ändert. (Brückenfläche bleibt konstant) In einer zweiten Auswertung bleibt das B/L -Verhältnis konstant, womit sich die Brückenlänge L_φ und somit die Brückenfläche mit dem Kreuzungswinkel α

ändert. Durch die beiden Betrachtungsweisen ist es möglich sowohl den Einfluss des B/L-Verhältnisses als auch jenen des B/L_φ -Verhältnisses auf den Momentenverlauf von schiefwinkligen Brücken zu untersuchen. Eine einflussfreie Betrachtung des Kreuzungswinkels α ist nicht möglich. Als Eingangswert für das Programm wird immer die entsprechende Brückenlänge L_φ und die Breite B herangezogen.

Das System wird anhand von Balkendiagrammen ausgewertet die zugehörigen Momentenbilder sind im Anhang enthalten. Dargestellt werden immer die Werte für je drei Punkte wobei je Punkt vier Werte für die vier untersuchten Kreuzungswinkel α aufgetragen sind. Die drei Punkte bilden jeweils eine Punktgruppe. Jede Punktgruppe repräsentiert einen Bereich der Brücke unterteilt in den Lagerbereich mit E_1 , R und E_2 , den Feldbereich mit F_1 , F_m und F_2 sowie den Stützbereich mit St_1 , St_m und St_2 . (s. Abb. 19).

Die Wahl der Systeme und der betrachteten Punkte basiert auf dem Verhalten schiefwinkliger Einfeldplatten. (s. Abschnitt 3.1.1) Sämtliche Auswertungspunkte sind somit für die schiefwinklige Variante angepasst. Abweichungen des Optimums für den geraden Fall werden nicht weiter berücksichtigt. Im Feld wird das Maximum anhand des Moments m_{xx} bestimmt. Alle anderen Werte werden am selben Element, unabhängig vom jeweiligen Maximum ausgelesen. Dies kann dazu führen, dass die betrachteten Hauptmomente nicht das exakte Maximum darstellen, worauf in der Auswertung hingewiesen wird.

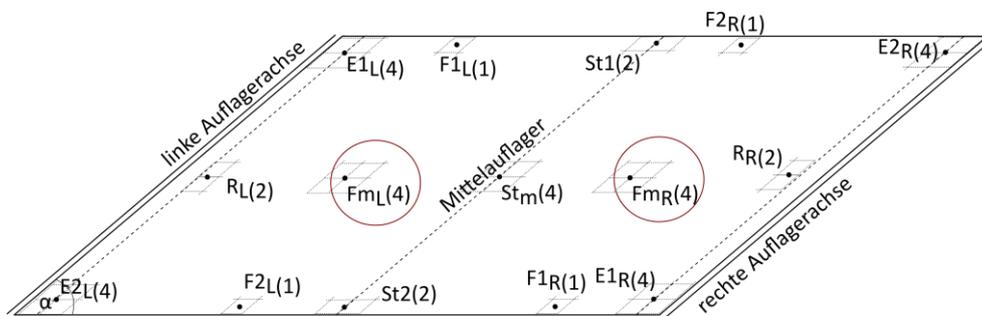


Abb. 19 – betrachtete Punkte auf der Platte

Ausgelesen werden die globalen Momente auf der Platte (m_{xx} , m_{yy} , m_{xy}), aus welchen anschließend die Hauptmomente m_I und m_{II} , sowie deren Richtung ψ bestimmt wird. Die Normalkräfte treten nur direkt am Rand des Mittelauflegers (St_1+St_2) aufgrund der Zwangssituation bei schiefwinkligen Brücken in relevanter Größe auf und werden hier nicht näher betrachtet. Um die Darstellung zu vereinfachen sind die Momentenwerte immer als Betrag abgebildet. Die beiden Hauptmomente m_I und m_{II} stellen jene Momentenrichtungen dar, in welchen kein zusätzliches Drillmoment m_{xy} zur Bildung des Gleichgewichts notwendig ist. Bei geraden Brücken entspricht das Hauptmoment m_I dem globalen Moment m_{xx} und das Hauptmoment m_{II} entspricht dem globalen Moment m_{yy} . Diese Richtung der Hauptmomente einer geraden Brücke wird als Ausgangsfall ($\alpha=90^\circ$) für die Analyse der Verdrehung der Hauptmomente herangezogen. (s. Abb. 20) Da der Winkel zwischen den beiden Hauptmomenten immer 90° beträgt reicht die Angabe eines Winkels für die Analyse aus. So kann eine Aussage über die Verteilung und Richtung der Hauptmomente über die Platte in Abhängigkeit der Schiefwinkligkeit erfolgen.

Der Drehwinkel wird nach *Leonhardt, F.* [1979, S.118] über Glg. 4 definiert. Die Definition des Ergebniswinkels ψ ist in Glg. 5 ersichtlich. Zu beachten ist das aufgrund der TAN-Funktion in der Formel der Ergebniswinkel ψ sowohl die Position ψ_1 also auch die Position ψ_2 bezeichnen kann. Um die Auswertung zu vereinfachen wird der Winkel ψ_2 mit Glg. 5 in den Winkel ψ_1 umgerechnet. Aus einem negativen Winkel ψ_2 , der die Position von m_{II} angibt, wird so ein positiver Winkel ψ_1 , welcher die Position von m_I darstellt. Die Angabe ψ bezieht sich somit immer auf das Hauptmoment m_I . Angegeben ist die vom jeweiligen Moment erzeugte Spannungsrichtung (m_I , m_{II}). Im Ausgangsfall einer geraden Brücke ohne Einfluss der Ecken (Punkt R) liegt m_I exakt auf der x-Achse und m_{II} auf der y-Achse. Ein Ausschlag nach unten bedeutet somit eine Verdrehung nach unten und umgekehrt.

$$\tan(2\psi) = 2m_{xy}/(m_x - m_y)$$

Glg. 4

$$\psi_1 = \pm\psi_2 \mp 90^\circ$$

Glg. 5

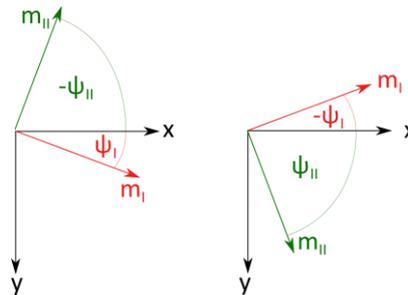


Abb. 20 – Definition des Drehwinkels für die Analyse des Lastabtrags

4.2 EINFLUSS DES KREUZUNGSWINKELS BEI KONSTANTEM B/L_ϕ -VERHÄLTNIS

Die erste Auswertung analysiert den Einfluss des Kreuzungswinkels α auf das Momentenbild bei konstanter Brückenlänge L_ϕ . Zunächst wird hierbei das B/L_ϕ -Verhältnis konstant gehalten, wodurch die effektive Spannweite L variiert und sich bei einem Kreuzungswinkel α von 30° auf die Hälfte der ursprünglichen Spannweite verkürzt. Die Brückenlänge L_ϕ wird mit 40 m angenommen.

Lagerbereich (Brückenende)

Direkt im Lagerbereich treten aufgrund der Linienlagerung theoretisch keine Momente auf. Da aber der ausgelesene Punkt etwas in das Feld hineinrückt, kann die Entwicklung der Hauptmomente betrachtet werden. In den beiden Eckbereichen kommt hinzu, dass aufgrund der Ecksituation das Moment hier auch direkt am Rand nicht gänzlich auf 0 fällt. Im Punkt E_1 und E_2 wird das Hauptmoment m_I mit zunehmender Schiefwinkligkeit zunehmend kleiner, wobei der Abfall im Punkt E_2 bereits bei großen Kreuzungswinkel α und bei E_1 bei kleineren erfolgt, dies deutet auf eine Umlagerung zum Punkt E_1 hin. Im Punkt R ist das Hauptmoment m_I für die gerade Brücke klein, steigt für den Kreuzungswinkel $\alpha = 60^\circ$ an und fällt dann wie im Punkt E_1 mit zunehmender Schiefwinkligkeit ab. Der Grund ist, dass das Moment mit zunehmender Schiefwinkligkeit weiter an den Rand heranrückt und das ausgelesene Moment zunächst steigt. Gleichzeitig kommt es insgesamt aber zu einer Verschiebung des Maximums am Lager in Querrichtung und das ausgelesene Element liegt zunehmend weiter vom Maximum entfernt.

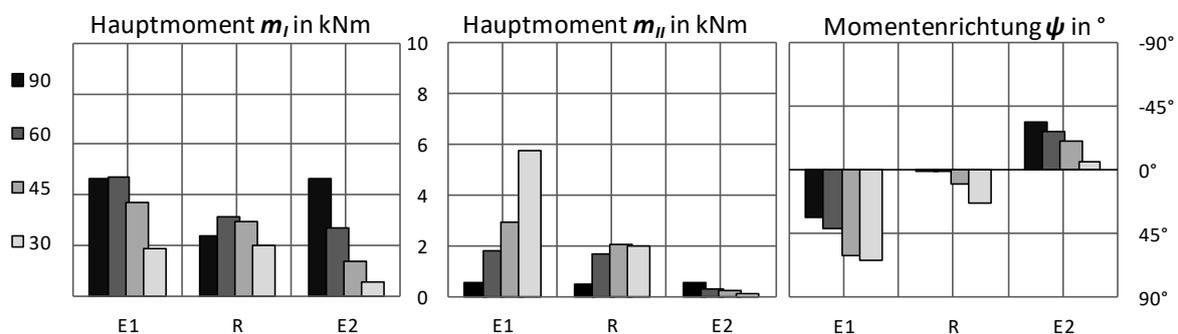


Abb. 21 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie der Drehwinkel ψ für die Punkte E_1 , R und E_2 im Lagerbereich

Betrachtet man ausschließlich m_I , ist das Moment bei starker Schiefwinkligkeit am kleinsten, da die effektive Spannweite L mit zunehmender Schiefwinkligkeit stark abnimmt. Das Hauptmoment m_{II} hingegen steigt mit zunehmender Schiefwinkligkeit im Punkt E_1 stark an, was die These unterstützt, dass es zu einer deutlichen Verlagerung des Moments ins stumpfe Eck kommt und der Lastabtrag zunehmend zweiachsig erfolgt. Im Punkt R nimmt das Hauptmoment m_{II} geringfügig zu, während es im Punkt E_2 abfällt. Insgesamt kommt es mit

zunehmender Schiefwinkligkeit zu einem zunehmenden Abtrag der Last in Richtung des Hauptmoments m_{II} und einen reduzierten Abtrag über das Hauptmoment m_I , was zusätzlich auf eine geänderte Abtragsrichtung schließen lässt.

Der Abtrag in Richtung des Hauptmoments m_{II} entsteht durch die Einspannwirkung des freien Randes in der stumpfen Ecke. Die Betrachtung des Drehwinkels ψ zeigt, dass im Ausgangsfall der geraden Brücke die Hauptmomente in den Punkten E_1 und E_2 in den Ecken leicht nach innen verdreht sind. ($\psi_{E1} > 0^\circ / \psi_{E2} < 0^\circ$) Im Punkt R verläuft das Hauptmoment m_I exakt in Brückenlängsrichtung. ($\psi_R = 0^\circ$) Mit zunehmender Schiefwinkligkeit drehen die Hauptmomente m_I und m_{II} im Punkt E_1 stark und im Punkt R leicht nach innen in Richtung der effektiven Spannweite L. (s. Abb. 18) Im Punkt E_2 stellen sich die Hauptmomente mit zunehmender Schiefwinkligkeit zunehmend gerade in Brückenlängsrichtung. ($\psi_{E1} \rightarrow 0^\circ / \psi_{E2} \rightarrow 0^\circ$)

Feldbereich

Im Feldbereich muss berücksichtigt werden, dass hier das Element mit dem maximalen Moment m_{xx} betrachtet wird, welches am Rand der Platte liegt. Die maximalen Hauptmomente m_I und m_{II} treten etwas Richtung Brückenachse nicht direkt am Rand auf.² Dargestellt werden somit die Hauptmomente m_I und m_{II} von jenem Element, in welchem das maximale globale Moment m_{xx} auftritt.

Das Hauptmoment m_I nimmt mit zunehmender Schiefwinkligkeit stark ab. Hier sind die Auswirkungen der reduzierten effektiven Spannweite L am deutlichsten. Das Hauptmoment m_{II} spielt nur im Punkt F_m eine Rolle, da ein Abtrag in Querrichtung in den Punkten F_1 und F_2 nur bedingt möglich ist, hier besteht auch bei kleinen Kreuzungswinkeln α nur ein geringfügig zweiachsiger Lastabtrag. Betrachtet man die ganze Platte rückt das Hauptmoment m_{II} mit zunehmender Schiefwinkligkeit von den stumpfen Ecken ausgehend etwas ins Feld herein, erreicht aber nie die betrachteten Maximalpunkte. (s. Momentenbilder im Anhang D.1) Für nah am stumpfen Eck liegende Punkte im Feld kann somit sehr wohl mit einem zweiachsigen Lastabtrag gerechnet werden. Die Hauptmomente sind bei $\alpha = 90^\circ$ in allen drei Punkten in Richtung der Brückenachse ausgerichtet. ($\psi = 0^\circ$) Mit zunehmender Schiefwinkligkeit drehen die Hauptmomente in allen drei Punkten nach unten. Die Verdrehung im Punkt F_m kann mit der neuen effektiven Spannrichtung L zwischen drehenden Auflagern erklärt werden. Der Punkt F_2 scheint von dieser Achse abzudrehen, Grund dafür ist der durch das stumpfe Eck des Mittelauflegers näherungsweise eingespannte freie Rand auf welchem der Punkt F_2 liegt. Durch die Einspannwirkung verdreht sich das Hauptmoment in dessen Richtung. Die Verdrehung im Punkt F_1 ist ebenfalls auf die Spannrichtung L zurückzuführen. Grundsätzlich orientieren sich die Hauptmomente im Feld an der orthogonal zum Auflager verlaufenden effektiven Spannweite L.

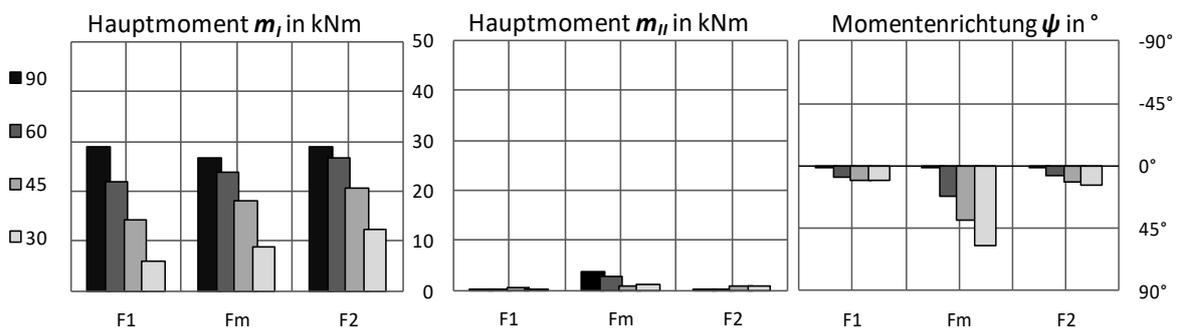


Abb. 22 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie der Drehwinkel ψ für die Punkte F_1 , F_2 und F_m im Feldbereich

² SOFISTIK lässt ein direktes Auslesen der Hauptmomente nicht zu, wodurch die Bestimmung des maximalen Hauptmoments sehr umständlich wäre, daher wurde diese Abweichung toleriert.

Stützbereich

Der Stützbereich verhält sich analog zum Feldbereich, wobei der Momentenabfall mit zunehmender Schiefwinkligkeit etwas geringer ausfällt und der Abtrag hauptsächlich über das Hauptmoment m_{II} erfolgt, welches sich hierzu in Richtung effektiver Spannweite L dreht. Das Hauptmoment m_I ist insbesondere in den Punkten am Rand klein und nimmt mit zunehmender Schiefwinkligkeit ebenfalls ab. Die Richtung des Hauptmoments m_{II} im geraden Fall ($\alpha=90^\circ$) entspricht jener der Brückenachse. In den Punkten St_1 und St_2 drehen sich die Hauptmomente bei zunehmender Schiefwinkligkeit gemäß Glg. 4 kaum. Grund ist die, durch die Schiefwinkligkeit bedingte hohe Steifigkeit in den Randpunkten, die eine Änderung der Spannrichtung kaum zulässt. Diese konstante Hauptmomentenrichtung unabhängig vom Kreuzungswinkel α gilt aber nur im unmittelbaren Nahbereich des Randes. Der Großteil des Mittelauflegers wird durch den Punkt St_m repräsentiert und orientiert sich an der effektiven Spannweite L . Um die betrachteten Maximalpunkte ordnen sich die Hauptmomente radial an.

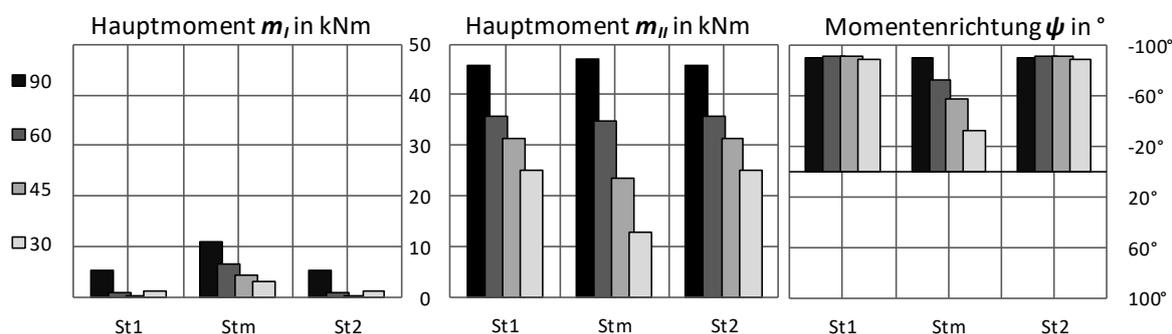


Abb. 23 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie der Drehwinkel ψ für die Punkte St_1 , St_2 und St_m im Stützbereich

4.3 EINFLUSS DES KREUZUNGSWINKELS BEI KONSTANTEM B/L-VERHÄLTNIS

Das Variieren von L_ϕ ermöglicht das B/L-Verhältnis konstant zu halten, womit der oben untersuchte Einfluss der effektiven Spannweite L ausgeschlossen werden kann. Gleichzeitig nimmt mit zunehmender Schiefwinkligkeit die Brückenlänge L_ϕ und die Brückenfläche zu. Die Werte für die gerade Brücke entsprechen noch exakt jenen aus den Betrachtungen in Abschnitt 4.2, da im geraden Fall sowohl Brückenlänge als auch effektive Spannweite ident sind. Die effektive Spannweite L wird für die folgenden Betrachtungen mit 20.0 m angenommen, die Brückenlänge L_ϕ nimmt auf den bis zu doppelten Wert zu. Das B/L-Verhältnis nach *Leonhardt, F.* [1979, S.117] bleibt hingegen konstant.

Lagerbereich (Brückenende)

In Abb. 24 ist ersichtlich, wie sich das ursprünglich symmetrische Momentenbild ($m_I|_{E_1} = m_{II}|_{E_2}$) mit zunehmender Schiefwinkligkeit immer stärker im Punkt E_1 konzentriert. Für das Hauptmoment m_{II} stellt sich dieses Verhalten noch deutlicher dar. Insbesondere im stumpfen Eck (Punkt E_1) steigt das Hauptmoment m_{II} bei zunehmender Schiefwinkligkeit stark an, während in den Punkten ($R+E_2$) nur ein geringer Momentenanstieg festzustellen ist. Der Anstieg im Punkt E_1 ist lokal beschränkt und setzt sich zur Auflagermitte hin erst bei großen Schiefwinkligkeit fort. Aussagekräftiger für eine große Plattenfläche ist der gleichzeitig Anstieg im Punkt R , da sich ein Großteil der Platte im Lagerbereich analog zu diesem Punkt verhält.

Während die Hauptmomente m_I und m_{II} in den Punkten E_1 und R insgesamt ansteigen, fallen sie im Punkt E_2 leicht ab. Eine Verlagerung des Gesamtmoments in Richtung des stumpfen Ecks (E_1) ist somit argumentierbar. Der starke Anstieg des Hauptmoments m_{II} lässt vor allem im Bereich der stumpfen Ecke (E_1) auf einen zunehmend zweiachsigen Lastabtrag schließen. Da die zweite Spannrichtung von der teilweisen Einspannung des freien Randes ausgeht, nimmt der Effekt zur stumpfen Ecke (E_1) hin zu. Anhand des Winkels ψ im Punkt R ist die Haupttragrichtung für den Rand der Brücke ersichtlich. In den Eckpunkten (E_1+E_2) drehen für die gerade Variante

die Hauptmomente wieder leicht nach innen. ($\psi < 0$) Mit zunehmender Schiefwinkligkeit richten sich die Hauptmomente immer weiter in Richtung des stumpfen Ecks des Mittelauflegers aus. Es stellt sich somit die Spannrichtung L (s. Abb. 18) zwischen den beiden Auflagern ein. Im Punkt E_2 hingegen wird die Verdrehung wiederum durch den näherungsweise im stumpfen Eck des Mittelauflegers eingespannten freien Rand erzeugt.

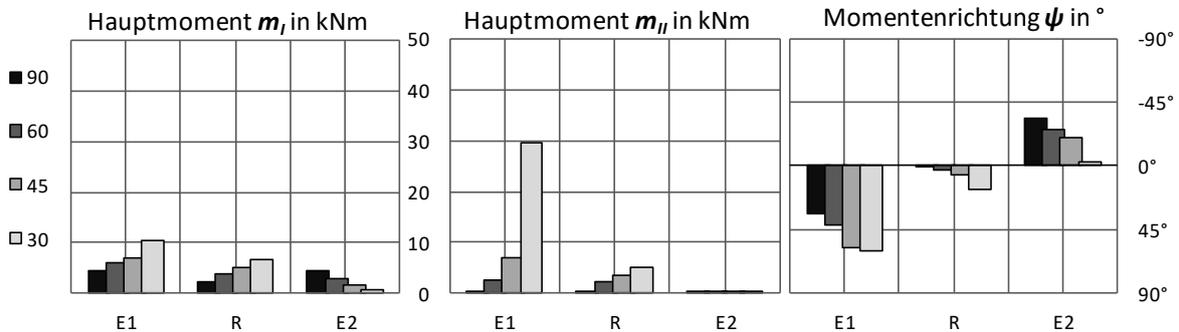


Abb. 24 – Hauptmomente m_I und m_{II} sowie der Drehwinkel ψ für die Punkte E_1 , R und E_2 im Lagerbereich

Feldbereich

Auch im Feld ist der Wechsel von einem symmetrischen zu einer asymmetrischen Momentverteilung über die Breite mit zunehmender Schiefwinkligkeit ersichtlich. Im Fall eines geraden Tragwerks sind die Momente im Feld (F_1, F_2, F_m) annähernd gleich groß. Je kleiner der Kreuzungswinkel α wird, desto größer wird die relative Differenz zwischen dem Moment in den Punkten F_2 und F_1 . Während die Momente am Rand nur geringfügig zunehmen, steigt es in F_m stärker an. Der Grund für dieses Verhalten ist das Einrücken der Momentenmaxima vom Rand. Ausgelesen wird immer an der Stelle des maximalen m_{xx} -Werts. Dieser deckt sich in der Regel jedoch nicht vollständig mit dem Hauptmomentenmaximum. Tatsächlich tritt dieses Maximum etwas eingerückt vom Rand nahe des stumpfen Ecks des Mittelauflegers auf. (s. Abb. 27) Hinzu kommt das in diesem Lagerbereich das Moment m_I stark ansteigt und so bereits geringe Abweichungen in der Lage relativ große Abweichungen verursachen. Auf Basis der Momentenbilder im Anhang D.1 ist aber davon auszugehen, dass das Hauptmoment m_I im Punkt F_2 jene im Punkt F_m übersteigt. Das Hauptmoment m_{II} spielt in diesem Bereich der Platte eine untergeordnete Rolle. Erst näher am Widerlager und dem Mittelaufleger, nimmt das Hauptmoment m_{II} wieder etwas zu.

In den Punkten F_m und F_1 verdrehen sich die Hauptmomente wie in Abschnitt 4.2 in Richtung des stumpfen Ecks des Mittelauflegers, wobei im Punkt F_m die stärkere Verdrehung erfolgt. Der Grund ist die Lage der Punkte F_1 und F_2 direkt am freien Rand, wo sich die Hauptmomente m_I und m_{II} geringfügig an diesem ausrichten. Im Punkt F_2 orientieren sich die Hauptmomente bei kleineren Kreuzungswinkeln α verstärkt zur stumpfen Ecke nahe des Punktes St_2 hin, da der daran angrenzende freie Rand eine teilweise Einspannung erfährt. Zusätzlich zur Drehung verschiebt sich die Lage der Maxima an den Rändern, wie auch bei schiefen Einfeldplatten (s. 3.1.2) mit zunehmender Schiefwinkligkeit in Längsrichtung zu den jeweiligen stumpfen Ecken. Der Punkt F_1 liegt somit näher am Widerlager, während der Punkt F_2 an das Mittelaufleger heranrückt. (s. Abb. 27) Insgesamt kann im Punkt F_m im Wesentlichen die Spannrichtung der Platte je Schiefwinkligkeit abgelesen werden.

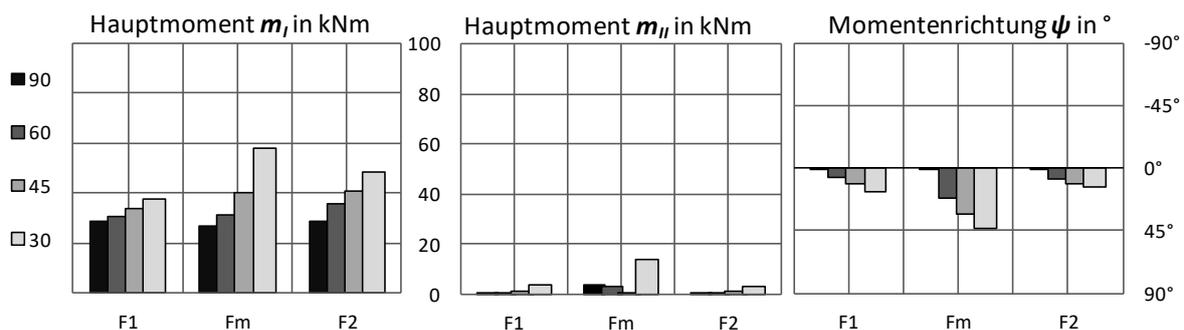


Abb. 25 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie der Drehwinkel ψ für die Punkte F_1 , F_2 und F_m im Feldbereich

Stützbereich

Entlang der Mittelauglerachse besitzt das Hauptmoment m_I einen geringen Anteil am Lastabtrag. Die Verteilung des Hauptmoments m_{II} bleibt symmetrisch, wobei es zu einer höheren Momentenkonzentration in den Lagerbereichen des Mittelauglers durch die Schiefwinkligkeit kommt. Ähnlich wie im Feld drehen die Hauptmomente in Richtung des stumpfen Ecks des Mittelauglers. ($\psi > 0$) Im Punkt St_m orientiert sich das maßgebliche Hauptmoment m_{II} somit wieder in Richtung der effektiven Spannweite L , während es sich in den Punkten St_1 und St_2 zum eingespannten freien Rand hin verdreht. Direkt am Rand entsteht, wie auch in *Molin, G.* [1988] festgestellt wurde, eine Momentenspitze, welche ähnlich wie die Belastung über einer punktgelagerten Stützen durch die elastisch Berechnung überschätzt werden. Insgesamt kommt es in den beiden Punkten St_1 und St_2 an beiden Stellen zu einer verglichen mit der Hauptspannrichtung des Tragwerks stärkeren Ausrichtung an der Brückenlängsachse. (s. Abb. 26)

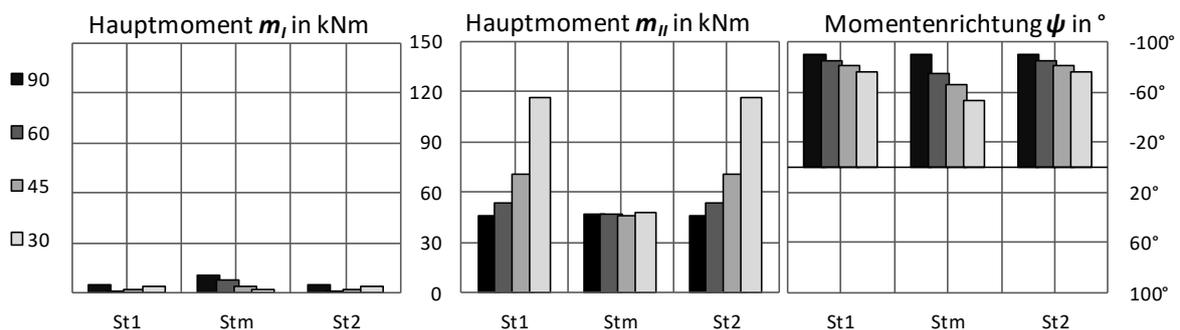


Abb. 26 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie der Drehwinkel ψ für die Punkte St_1 , St_2 und St_m im Stützbereich

4.4 SCHLUSSFOLGERUNG

Variiert man den Kreuzungswinkel α , muss entschieden werden, ob entweder das B/L -Verhältnis in Form der effektiven Spannweite L oder das B/L_φ -Verhältnis über die Brückenlänge L_φ variiert wird. Wesentliche Merkmale schiefwinkliger Brücken können bei beiden festgestellt werden. Die verstärkte Konzentration des Moments in lokalen Maximalbereichen, insbesondere den stumpfen Ecken, tritt in beiden Fällen auf und auch auf einen zweiachsigen Lastabtrag in bestimmten Arealen der Platte kann aus beiden Studien geschlossen werden. Aus beiden Abschnitten geht zudem hervor, dass sich die Hauptmomente mit zunehmender Schiefwinkligkeit, mit Ausnahme kleiner Bereiche, im Wesentlichen an der effektiven Spannweite L orientieren.

Der wichtigste Unterschied betrifft die Momentenbeanspruchung, die bei konstanter Brückenlänge L_φ deutlich abnimmt, während sie bei fixierter effektiver Spannweite L zunimmt. Eine isolierte Betrachtung des Einflusses des Kreuzungswinkels α ist nicht möglich. Das absolut größte Moment tritt an den Rändern des Mittelauglers auf. Gemeinsam mit den ausgelesenen Spannrichtungen weist dies auf eine hohe Steifigkeit des stumpfen Ecks des Mittelauglers hin. Was auch in *Schleicher, C. et al.* [1968, S.63] angeführt wird.

Lagerbereich (Brückenende)

Im Lagerbereich kommt es bei beiden Betrachtungsweisen zu einer Verlagerung des Moments vom Punkt E_2 nach E_1 . Im Vergleich mit einer Einfeldbrücke fällt der Effekt aber aufgrund der hohen Steifigkeit des Mittelauglers geringer aus. Gleichzeitig weisen beide Varianten stellenweise, insbesondere im stumpfen Eck (E_1), einen zweiachsigen Lastabtrag auf. Eine konstante Brückenlänge L_φ führt bei zunehmender Schiefwinkligkeit zu einem Momentabfall, was auf die stark abnehmende effektive Spannweite L zurückzuführen ist. Wird die effektive Spannweite L konstant gehalten, kommt es zu einem Momentenanstieg. Die Verdrehung der Hauptmomente ψ erfolgt fast unabhängig von den zusätzlich variierten Geometrieparametern L und L_φ . Die beiden Eckpunkte werden am stärksten von der Schiefwinkligkeit beeinflusst. Der Mittelpunkt R dreht sich bei beiden Varianten in Richtung der effektiven Spannweite L und kann als repräsentativ für die Hauptmomentenrichtung ψ in diesem Bereich betrachtet werden.

Feldbereich

Im Feld verhalten sich die Momente je nach betrachteten Parametern unterschiedlich. Einer Momentenzunahme durch zunehmende Schiefwinkligkeit bei variierter Brückenlänge L_φ steht einer Momentenabnahme bei variierter effektiver Spannweite L gegenüber. Grundsätzlich konzentrieren sich die Hauptmomente mit zunehmender Schiefwinkligkeit in zwei lokal beschränkten Bereichen, wodurch es zu einem Momentenanstieg bei Auslesen der Maxima kommt. Im Fall eines konstanten B/L_φ -Verhältnisses wird dieser Effekt durch die reduzierte Spannweite L überlagert, sodass es insgesamt zu einem Momentenabfall kommt. Die Werte der beiden Punkte F_1 und F_2 werden aufgrund des beschriebenen Problems beim Ermitteln des maximalen Hauptmoments nicht vollständig korrekt abgebildet und würde tatsächlich den Wert von F_m übersteigen. Es kommt also insgesamt zu einer Konzentration der Momente in Bereichen nahe der stumpfen Ecken. Die Hauptmomentenrichtung ψ verhält sich ähnlich wie im Lagerbereich. In den Punkten F_1 und F_m drehen die Hauptmomente m_I und m_{II} in Richtung der effektiven Spannweite L und im Punkt F_2 in Richtung des eingespannten freien Randes am stumpfen Eck des Mittelauflegers. ($\psi > 0$) Der Punkt F_m repräsentiert hierbei wieder das größte Areal auf der Platte.

Stützbereich

Auch im Stützbereich kommt es zu einer starken Momentenkonzentration im Lagerbereich. Hier tritt das absolute Hauptmomentenmaximum auf der Platte auf, was auch in *Molin, G.* [1988] veröffentlicht wurde. Im Fall einer veränderlichen effektiven Spannweite L kommt es, wie im Feld, zu einem starken Momentenabfall, während im Fall einer konstanten Brückenlänge L_φ das Moment bei kleinerem Kreuzungswinkel α zunimmt. Direkt in den Randmaxima (Punkte St_1 und St_2) stellt sich das Auslesen der Hauptmomentenrichtung ψ als schwierig heraus, da hier Momentenspitzen auftreten, die die Richtung etwas verzerren. Wie in den Bereichen zuvor kann die Spannrichtung der Brücke am besten im Mittelpunkt des Bereichs St_m abgelesen werden.

Aus den Erkenntnissen abgeleitete Bemessungspunkte

Bei geraden, einachsig gespannten Platten stellt sich eine klare Haupttragrichtung in x -Richtung (Brückenlängsrichtung) ein. Somit treten die maximalen Momente im Wesentlichen auf der gesamten Breite an der gleichen Stelle x auf und können anhand von m_{xx} , welches in diesem Fall dem Hauptmoment m_I entspricht, berechnet werden. Je größer die Schiefwinkligkeit der Brücke wird, desto stärker ändert sich das Tragverhalten. Insbesondere im stumpfen Eck (E_1) und Bereichen des Mittelauflegers (St_1 und St_2) kommt es zu einem vermehrt zweiachsigen Lastabtrag. Dadurch ändert sich auch die Position und Richtung der maximalen Momentenwerte und eine ausschließliche Betrachtung des Moments in x -Richtung ist für die Bemessung unzureichend.

Im Lagerbereich tritt das Maximum des Gesamtmoments wie auch bei schiefen Einfeldbrücken im stumpfen Eck auf, wobei der Effekt, wie beschrieben, verhältnismäßig klein ist. Somit sollte hier bei der Bestimmung der Bewehrungsrichtung vor allem das über größere Bereiche repräsentative Moment im Punkt R berücksichtigt werden. Der Lastabtrag erfolgt teilweise zweiachsig. Wobei die zweite Tragrichtung umso ausgeprägter wird, je näher man dem eingespannten freien Rand am stumpfen Eck (E_1) kommt.

Im Feld erfolgt der Lastabtrag nach wie vor maßgeblich über das Hauptmoment m_I . Dieses bildet aber im Gegensatz zur geraden Variante lokale Maxima aus und verläuft in Querrichtung nicht mehr gerade, sondern in einem leichten Bogen. (s. Abb. 9) Während die Maximalwerte für m_{xx} direkt am Plattenrand auftreten, ergibt sich für das maßgebende Hauptmoment m_I der Maximalwert weiter in Richtung Längsachse. Die beiden lokalen Momentenmaxima an den freien Rändern je Feld unterscheiden sich teils deutlich, wobei das Moment nahe des Mittelauflegers (F_2) in der Regel das globale Maximum darstellt. (s. Abb. 27)

Im Stützbereich tritt bei Linienlagerung das Maximum am Plattenrand auf. Hier kommt es zu teils beträchtlichen Momentenspitzen. Die beiden Maxima in St_1 und St_2 sind im Gegensatz zum Feld symmetrisch. Hier wird der Großteil der Last wie auch bei geraden Durchlaufbrücken, über das Hauptmoment m_{II} abgetragen. Direkt am Rand erfolgt der Lastabtrag bedingt zweiachsig. Die exakte Lage sämtlicher Punkte schwankt stark in Abhängigkeit von Geometrie, Belastung, Schiefwinkligkeit sowie der Art der Auflager und muss in jedem Fall gesondert berücksichtigt werden.

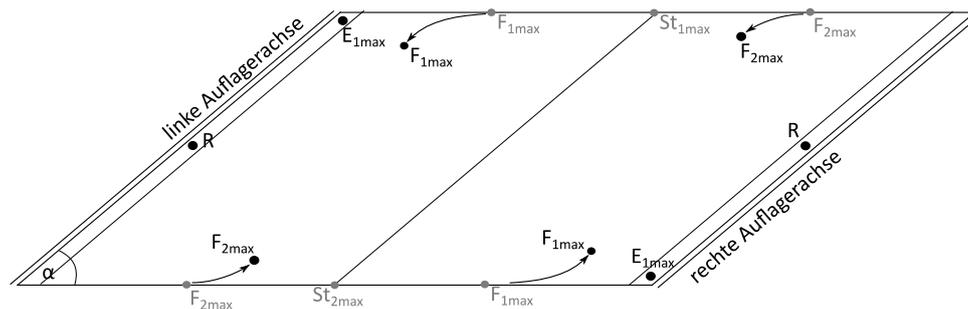


Abb. 27 – Änderung der Lage der Maxima im Feld von einer geraden zu einer schiefwinkligen Platte

In Abb. 28 sind die Höhengichtlinien für die Hauptmomente m_I und m_{II} angeführt. Hier ist die Verteilung und der jeweilige Lastabtrag gut erkennbar. Ebenfalls ersichtlich ist die starke Konzentration des Hauptmoments m_{II} in den stumpfen Ecken des Mittelaufagers und das verhältnismäßig geringe Moment m_{II} im stumpfen Eck der Widerlager. Weitere Momentenbilder können dem Anhang entnommen werden.

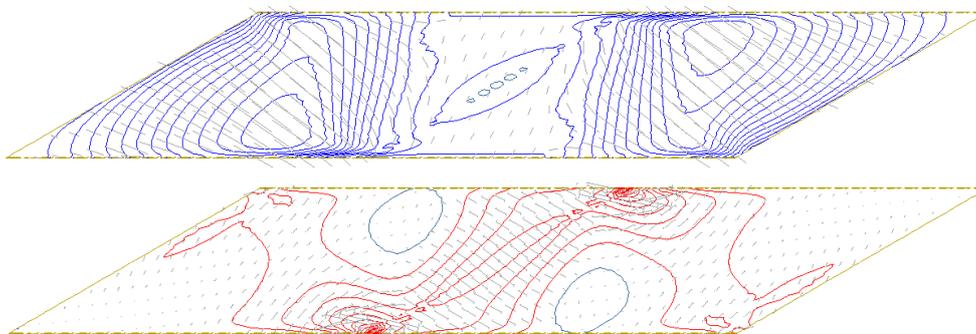


Abb. 28 – repräsentatives Momentenbild für die Momenten-Maxima m_I (oben) und m_{II} (unten) einer schiefwinkligen Durchlaufplatte mit einem Kreuzungswinkel $\alpha=30^\circ$

5 KRAFTFLUSS AM INTEGRALEN ZWEIFELDSYSTEM

Während in Kapitel 4 die Schiefwinkligkeit an einem Durchlaufsystem im Allgemeinen betrachtet wurde, werden in diesem Kapitel die Auswirkungen der Schiefstellung, der Bettung, etwaiger Flügelwände sowie der gewählten Gründungsart für die Widerlager betrachtet. Hierzu wird das konventionelle Durchlaufsystem durch ein Integrales ersetzt. Neben der Schiefwinkligkeit wirken sich so noch weitere geometrische Parameter, wie jene für die Widerlageraus- bzw. die Mittelauflageraus- bzw. die Mittelauflagerausbildung mit Stützen sowie der gevoutete freie Rand auf das Tragwerk aus. Außerdem reicht die zweidimensionale Betrachtung einer Platte nicht mehr aus. Vielmehr muss für die weiteren Parameterstudien auf ein durch Stäbe ergänztes räumliches Faltnetz zurückgegriffen werden.

5.1 ALLGEMEINES

Zunächst wird ein integrales Zweifeldsystem mit konstantem B/L_φ -Verhältnis unter Gleichlast betrachtet, um Parallelen und Unterschiede zum konventionell gelagerten System bei unterschiedlichen Kreuzungswinkeln abzuklären. Im Anschluss werden für dasselbe System weitere Parameter wie Bettung, Flügelwände und Gründungsart untersucht, um den Einfluss der gewählten Randbedingungen zu erfassen. Zuletzt folgt die Betrachtung einer integralen Brücke unter konstanter Temperaturlast.

5.1.1 SYSTEM

Bei dem betrachteten Bauwerk handelt es sich um eine zweifeldrige, schiefwinklige, integrale Brücke. Für die Betrachtung der Schiefwinkligkeit unter Gleichlast und der Temperaturbeanspruchung werden die bereits in Kapitel 4 untersuchten Kreuzungswinkel herangezogen. Für die Betrachtung der Bettung, Flügelwände und die Gründungsvarianten wird der Kreuzungswinkel α mit 40° gewählt. Die Gesamtlänge L_φ der Brücke bleibt mit 40 m bei allen Untersuchungen einheitlich. Als Überbauquerschnitt wird ein Plattensystem mit beidseitig gevouteten Kragarmen betrachtet. Die Plattendicke bleibt über die Brückenlängsachse konstant. Die Lagerachsen verlaufen parallel zueinander. Das mittlere Auflager besteht aus vier entlang der Achse gleichmäßig verteilten Stützen auf einem gemeinsamen Streifenfundament. Das Auflager ist entweder als flachgegründetes Kastenwiderlager konzipiert oder wird über eine einreihige überschnittene Bohrpfahlwand fundiert. Die Flügelwände bestehen ebenfalls aus Bohrpfählen. Ein Bohrpfahlrost verbindet die Platte mit sämtlichen Bohrpfählen.

Die Durchfahrtslichte beträgt 5,0 m. Die Plattenoberkante liegt unter Berücksichtigung der Plattendicke somit auf einer Höhe von 6,20 m. Die Basisdicke beträgt 1,20 m über die ganze Brückenlänge. Die Kragarme laufen von einer Höhe von 0,40 m auf 0,25 m zum Rand hin aus und besitzen eine Breite von 2,15 m laut Riz-ING [2015]. In beiden Auflagerbereichen sind Querträger über die gesamte Brückenbreite angeordnet, um die Kragarme zusammen mit der Hauptplatte in die Widerlager einzubinden. Die vier monolithisch mit der Platte verbundenen runden Stützen haben einen Durchmesser von 1,0 m und sind auf einem Streifenfundament mit einer Breite von 4,0 m flach gegründet. Das bohrpfahlgegründete Widerlager besteht aus einer überschnittenen Bohrpfahlwand mit einem Pfahldurchmesser von 1,20 m und einer Gründungstiefe von 12,0 m. Die anschließenden Flügelwände sind ebenfalls aus Bohrpfählen und binden 2,0 m in den gewachsenen Boden ein. Sämtliche Bohrpfähle sind mit einem Bohrpfahlrost ($B=1.50$ m) verbunden, welcher gleichzeitig den Auflagerbalken für die bohrpfahlgegründeten Plattenenden bildet. Das flachgegründete Widerlager besteht aus einer 1,2 m breiten Widerlagerwand mit anschließenden Hängeflügeln. Das gesamte Widerlager ist flach auf einem 4,0 m breitem Streifenfundament gegründet. Pläne zu den Angaben finden sich maßstäblich im Anhang.

Überbau

Die, für die Modellierung verwendeten Quad-Elemente liegen direkt an der Plattenoberseite. Der Raster für die Teilung der Platte in Querrichtung ergibt sich aus dem Bohrpfahlrastrer. In Längsrichtung wird die Spannweite in 40 Abschnitte unterteilt. Der Bohrpfahlrost wurde als Scheibe modelliert. Die Betongüte ist für sämtliche Überbaubauteile mit C30/37 der Bewehrungsstahl mit BSt500 gewählt.

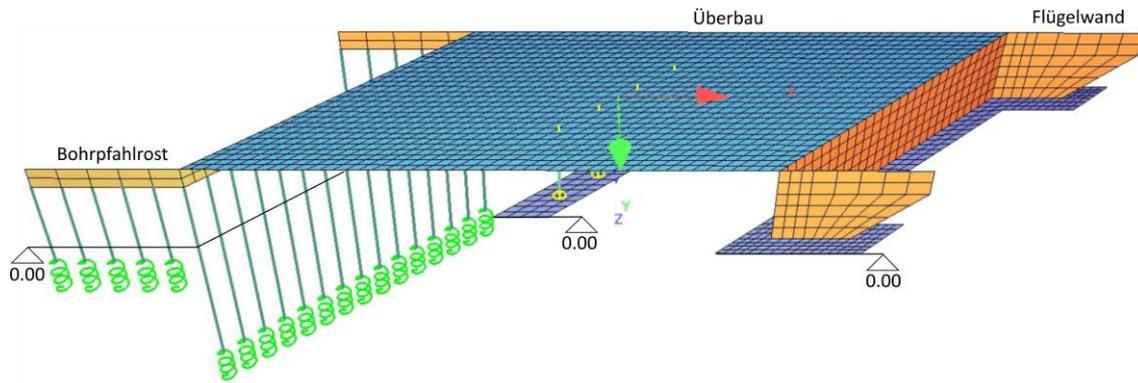


Abb. 29 – Modell der betrachteten Durchlaufplatte

Unterbau

Der Unterbau besteht aus Widerlager A, den Stützen als Mittelaufleger und dem Widerlager B. Als Material wird C30/37 und BSt 500 angenommen. Die Bohrpfahlgründung wird mit Stäben nachgebildet, welche ab dem Bereich des gewachsenen Bodens (Höhenkote = $\pm 0,00$) in Querrichtung gebettet sind. Modelliert werden nur die bewehrten Bohrpfähle. Die unbewehrten werden aufgrund ihres geringen Beitrages zu Gesamtsteifigkeit vernachlässigt. Im Bereich der Hinterfüllung ist für die Pfähle keine Bettung vorgesehen. Die Flügelwände werden ebenfalls in der Form von Stäben modelliert. Der als Scheibe modellierte Bohrpfahlrost verbindet sämtliche Bohrpfähle sowie die Platte miteinander. (s. Abb. 30) Die Flachgründung wird ebenfalls aus Scheibenelementen modelliert. Das Raster der einzelnen Elemente ordnet sich jenem des Überbaus unter. Auf einen Querträger wird hier verzichtet. Die Platte ist somit direkt mit der Widerlagerwand verbunden.

Die Stützen des Mittelauflegers werden als Stäbe modelliert und punktuell an den Überbau auf Höhe der Unterkante der Platte gekoppelt. Durch den Lasteinleitungsbereich entstehen Spannungsspitzen, welche bei der Auswertung entsprechend zu berücksichtigen sind. Ein exaktere Möglichkeit der Stützenmodellierung wird in *Rieger, M.* [2017, 8f] beschrieben und hier nicht näher untersucht. Die Gründung der Stützen erfolgt ausschließlich über ein Steifenfundament.

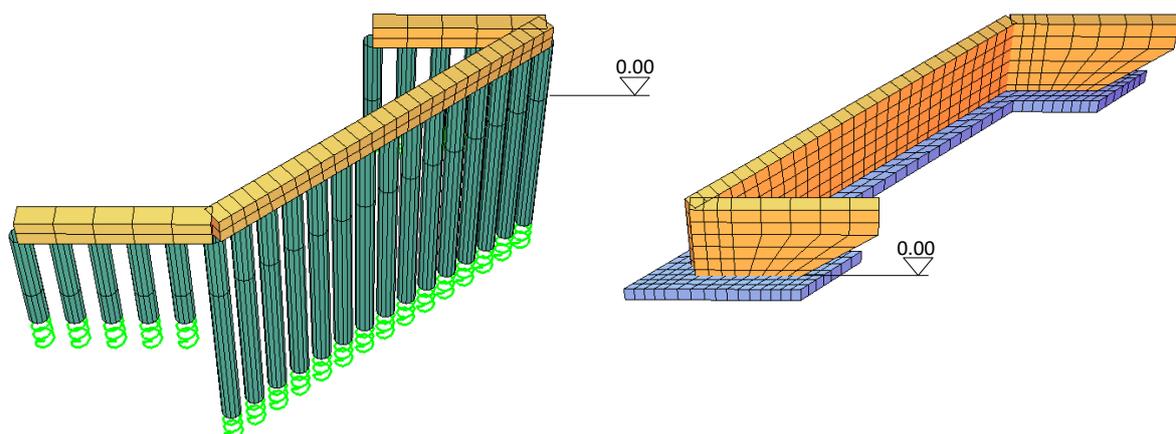


Abb. 30 - Modell der Widerlager

Modellierung der Gründung

Die Flachgründungen der Stützen und einer Variante des Widerlagers werden in Anlehnung an *Tue, N. V. et al.* [2016a, S.347f] vereinfacht mit einer einheitlichen Bettungssteifigkeit modelliert. Die vertikale Bettungssteifigkeit $k_{s,v}$ ergibt sich mit dem Bettungsmodulverfahren aus der zulässigen Bodenpressung σ_{zul} und der zugehörigen, wahrscheinlichen Setzung Δs_w aus dem Bodengutachten. (s. Glg. 6) Anschließend wird die horizontale Bettungssteifigkeit $k_{s,h}$ mit der Hälfte der vertikalen Bettungsspannung angenommen, dies stellt nach *Della Pietra, R. et al.* [2017, S.97] eine in der Praxis übliche Annahme dar.

$$k_{s,v} = \frac{\sigma_{zul}}{\Delta s_w} = 30000 \frac{kN}{m^3}$$

Glg. 6

$$\text{mit } \sigma_{zul} = 300 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta s_w = 10 \text{ mm}$$

Für die Querbettung der Pfahlgründung wird der Ansatz laut *DIN 1054* [2003, 8.4.5] herangezogen. Der Ansatz gilt nur für Horizontalverschiebungen $u_{xy} < \text{MIN}(20\text{mm}; 0,03 D)$, wobei D den Bohrpfahldurchmesser angibt. Die horizontale Bettungssteifigkeit der Pfähle wird in Abhängigkeit des Bohrpfahldurchmessers D und dem Steifemodul E_s der einzelnen Bodenschichten bestimmt. In vertikaler Richtung wird auf die Anwendung des Bohrprofils verzichtet und die Steifigkeit der Gründung mit Federn an den Bohrpfahlspitzen modelliert. In die Federsteifigkeit fließt sowohl die Mantelreibung als auch der Pfahlspitzendruck ein. Das nichtlineare Verhalten der Vertikalfeder in Abhängigkeit der auftretenden Setzung, wie in *Tue, N. V. et al.* [2016a, S.344-347] beschrieben, wird nicht berücksichtigt. Jeder Pfahl erhält somit unabhängig von der Verformung dieselbe Feder mit konstanter Federsteifigkeit. Eine nachvollziehbare Dokumentation des Rechengangs ist im Anhang zu finden.

Die Bettungssteifigkeit der Flachgründung in horizontaler Richtung wird über einen Faktor für die vertikale Bettung mitvariiert, die Steifigkeit der Bohrpfahlgründung über feste Auflager am Pfahlfuß. Die horizontale Bettung der Bohrpfähle wird nicht verändert. Jene der Flachgründung passt sich mit der Änderung der vertikalen Bettung entsprechend des verwendeten Lastmodells an. Die steifere Bettung entspricht einer unendlich steifen Lagerung in vertikaler Richtung. Die weiche Bettung ist die für das Projekt angenommene Bettung. Die Werte werden immer für alle Auflager gleichzeitig variiert. Als Belastung wird eine Gleichlast mit $q=1.0 \text{ kN/m}$ herangezogen.

5.1.2 AUSWERTUNG

Ausgelesen werden die Elementmittelwerte für m_{xx} , m_{yy} und m_{xy} von bis zu vier Elementen je Punkt. Wie viele Elemente je Punkt herangezogen wurden, ist für alle Parameterstudien mit Ausnahme der Temperatur in Abb. 31 ersichtlich (Klammerwerte). Die verwendeten Werte entsprechen jeweils dem Mittelwert der Elementgruppe. Aus den drei lokalen Momenten können anschließend die Hauptmomente m_I und m_{II} und die zugehörige Richtung ψ bestimmt werden. Bei symmetrischer Gründungsart entsprechen die Werte der Punkte aus dem linken Feld jenen aus dem Rechten. Hauptnormalkräfte treten fast ausschließlich bedingt durch den Übergangsbereich der Hauptplatte zum Kragarm auf und werden bei der Analyse der Systeme unter Gleichlast nicht berücksichtigt.

Für die Temperaturstudie wird in den Ecken nur das äußerste Element ausgelesen. Würde hier ein Mittelwert gebildet, würde eine Verzerrung der Hauptmomentenrichtung ψ entstehen. Weiters muss für die Betrachtung der Temperaturlasten auch die Hauptnormalkraft (n_I und n_{II}) ausgelesen werden, welche im Gegensatz zur Beanspruchung mit einer Gleichlast, bei Temperaturlast nicht nur punktuell auftritt, sondern für die gesamte Plattenfläche berücksichtigt werden muss.

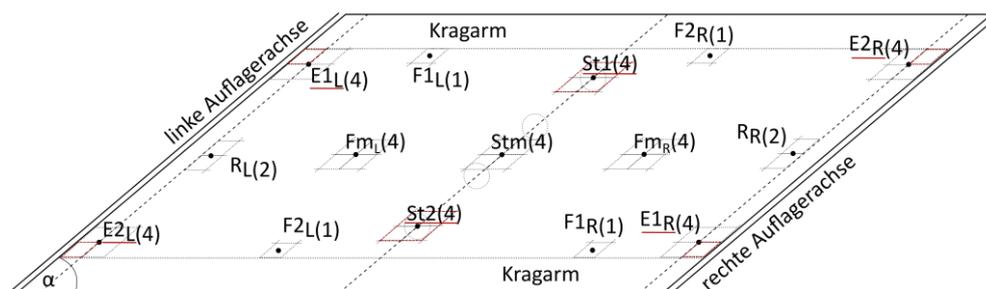


Abb. 31 – betrachtete Punkte auf der Platte für die Parameterstudien Kapitel 5.2, 5.3 und 5.4 (schwarz) sowie 5.5 (rot)

Das integrale System wird ebenfalls anhand von Balkendiagrammen analysiert. Die Einteilung je Diagramm erfolgt hierbei nach Bereich, wobei hier immer drei Punkte betrachtet werden. Zu jedem Unterkapitel können jeweils Momenten- bzw. Normalkraftbilder dem Anhang entnommen werden. Das erste Bild stellt immer die Haupteinwirkung I, das zweite die Haupteinwirkung II dar.

5.2 EINFLUSS VON KREUZUNGSWINKEL BEI KONSTANTEN B/L_{ϕ} VERHÄLTNIS

Wie in Kapitel 4.2 wird der Kreuzungswinkel α bei konstantem B/L_{ϕ} -Verhältnis variiert. Die effektive Spannweite L nimmt somit mit zunehmender Schiefwinkligkeit ab. (s. Kapitel 4.4) In der folgenden Betrachtung soll die daraus resultierende Auswirkungen auf ein zweifeldriges Rahmentragwerk ausgewertet werden. Als Gründungsart wird die Flachgründung untersucht. Um einen konsistenten Verlauf des Winkels ψ abzubilden, werden auch Winkel über 90° zugelassen. Die Betrachtungen werden mit den Ergebnissen aus dem Kapitel 4.2 verglichen.

Randbereich (Brückenende)

Wie zu erwarten ist die Momentenbelastung am Rand bei der integralen Platte erheblich größer als bei der gelenkig gelagerten Variante. Im Gegensatz zum Kraftfluss im gelenkig gelagerten System findet hier der Momentabtrag hauptsächlich über das Hauptmoment m_{II} statt. Die zweite Tragrichtung (Hauptmoment m_I) hat hier eine untergeordnete Bedeutung. (s. Abb. 32) Der Abtrag ähnelt hierbei jenem im Stützbereich der liniengelagerten Brücke, welche dort aufgrund des Durchlaufeffekts faktisch eingespannt ist. In den Punkten E_1 und E_2 kommt es mit zunehmender Schiefwinkligkeit zu einem Abfall des Hauptmoments m_{II} . Im Punkt R hingegen ändert sich das Hauptmoment m_{II} kaum. Die Schiefwinkligkeit hat hier nur auf die Eckpunkte einen Einfluss.

Im Punkt E_1 sinkt das Hauptmoment m_{II} im Vergleich zum Punkt E_2 stärker, gleichzeitig nimmt aber das Hauptmoment m_I im Punkt E_1 zu, während es im Punkt E_2 keine Rolle spielt. (s. Abb. 32) Insgesamt hält sich die Momentenbelastung in den Eckpunkten (E_1 und E_2) somit die Waage, mit dem Unterschied, dass sich im Punkt E_1 das Hauptmomente m_{II} mit zunehmender Schiefwinkligkeit etwas auf die zweite Hauptmomentenrichtung m_I verlagert. Gleichzeitig ist auf den Momentenbildern im Anhang erkennbar, dass sich das Moment im stumpfen Eck mit zunehmender Schiefwinkligkeit auf einen sehr kleinen Bereich konzentriert, während es im spitzen Eck stärker auffächert. Die Einflussweite des stumpfen Ecks nimmt somit ab, während jene des spitzen Ecks zunimmt. Zusammenfassend verursacht die stumpfe Ecke weiterhin eine Momentenkonzentration. Bei integralen Brücken beschränkt diese sich aber auf einen sehr kleinen Bereich und hat dadurch keinen gleichzeitigen Momentenabfall im spitzen Eck zur Folge. Wie auch bei in Abschnitt 4.2 nimmt die Momentenbelastung mit zunehmender Schiefwinkligkeit insgesamt ab, was aber nur für die geometrisch beeinflussten Eckbereiche gilt.

Die Hauptmomentenrichtung ψ ist beim Ausgangsfall bei einem Kreuzungswinkel α von 90° etwa um 90° verdreht, was bei Haupttragrichtung m_{II} einer Ausrichtung entlang der Brückenlängsachse entspricht. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit drehen die Hauptmomente mit den Auflagern in allen Punkten nach unten. Die Tragrichtung der Brücke richtet sich vor allem im Punkt E_2 stärker orthogonal an der Widerlagerwand aus als bei einem gelenkig gelagerten System, welches sich stärker an der stumpfen Ecke des Widerlagers orientiert und

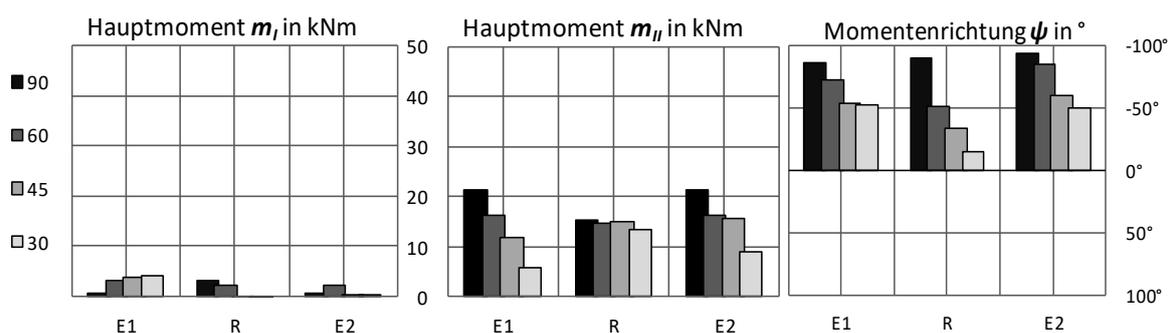


Abb. 32 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie Hauptmomentenrichtung ψ für die Punkte E_1 , R und E_2 im Randbereich

somit stärker dreht. Im Punkt R ist die Verdrehung der Hauptmomente m_I und m_{II} am größten. Bei einem Kreuzungswinkel α von 30° verlaufen diese fast in Richtung Brückenlängsachse. Der Grund ist die Einspannung des Überbaus im Unterbau in Kombination mit einer sehr steifen stumpfen Ecke des Mittelaufagers.

Feldbereich

Wie in Abb. 33 ersichtlich verhält sich der Feldbereich ähnlich wie jener der liniengelagerten Brücke aus Abschnitt 4.2. Die Konzentration des Moments bei zunehmender Schiefwinkligkeit findet nach wie vor im Punkt F_2 statt. Wie anhand der Bilder im Anhang ersichtlich, bildet sich bei der Rahmenbrücke das maximale Hauptmoment, ähnlich wie das maximale Moment in x-Richtung, direkt am Rand aus, weshalb der Abfall der Momente in F_1 und F_2 wie er in Abb. 22 ersichtlich war, in Abb. 33 entfällt. Der Abfall der Hauptmomente erfolgt langsamer als am gelenkigen System. Die zweite Tragrichtung, das Hauptmoment m_{II} , hat im Vergleich zu gelenkigen Variante einen größeren Einfluss, was an der beidseitigen Einspannung liegt. Die Verdrehung der Hauptmomente erfolgt bei der integralen Variante asymmetrisch. Während im Punkt F_2 faktisch gar keine Verdrehung im Feldbereich stattfindet, kommt es in F_1 und F_m zu einer Verdrehung in Richtung der effektiven Spannweite L . Insgesamt richten sich die Hauptmomente am integralen System ähnlich an der Orthogonale auf die Widerlagerachsen aus, wie jene am gelenkig gelagerten System.

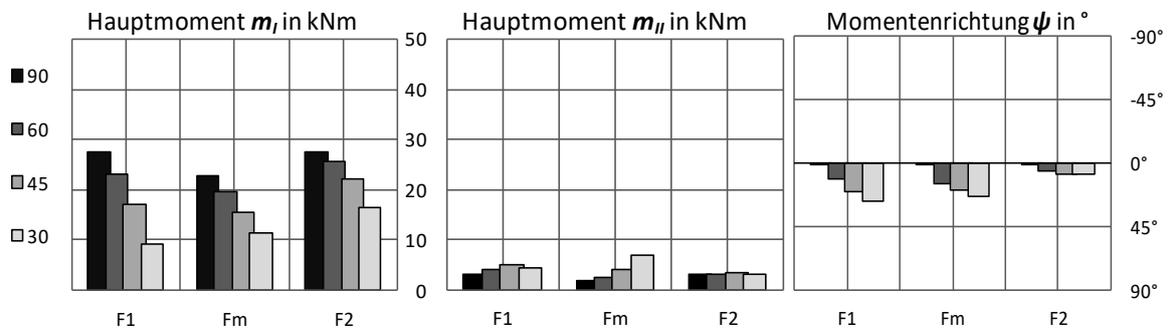


Abb. 33 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie die Hauptmomentenrichtung ψ für die Punkte F_1 , F_m und F_2 im Feldbereich

Stützbereich

Im Stützbereich treten ähnlich wie im Randbereich deutliche Unterschied zwischen den beiden Systemen auf, da aus der ursprünglich gelenkigen Linienlagerung ein in Stützen eingespanntes Mittelauflager wird. Gemeinsam sind den Systemen die Symmetrie der beiden Randpunkte St_1 und St_2 sowie der dominierende Lastabtrag über das Hauptmoment m_{II} . Hier kommt es zu einem fast exakt gleichen Abfall des Hauptmoments m_{II} mit zunehmender Schiefwinkligkeit. Im Punkt St_m findet hierbei ein stärkerer Abfall statt, was wie auch am gelenkigen System zu der Annahme einer Konzentration der Hauptmomente in den Randstützen führt. Wie beim Vergleich von Abb. 23 und Abb. 34 ersichtlich treten Unterschiede vor allem beim Lastabtrag und bei den Momentenrichtungen auf. Während am gelenkigen System die zweite Tragrichtung m_I wenig ausgeprägt ist, tritt am integralen System, vor allem im Bereich der Stützenköpfe, ein nicht vernachlässigbares Hauptmoment m_I auf, was für einen zweiachsigen Lastabtrag über den Stützenköpfen bezeichnend ist.

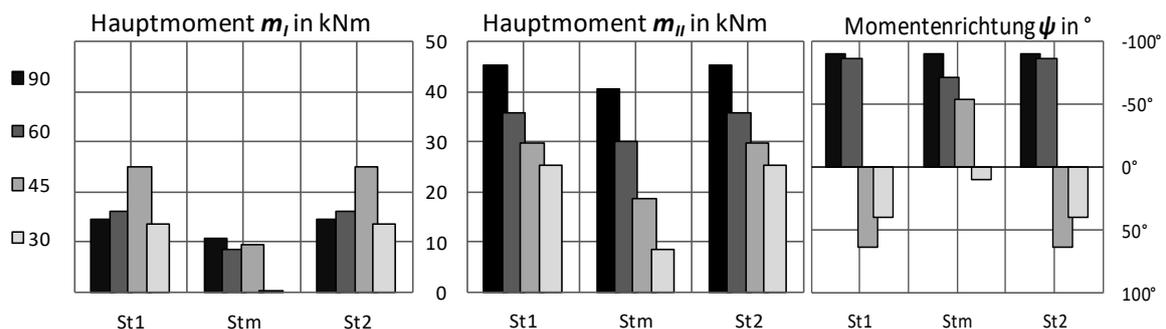


Abb. 34 - Hauptmomente m_I und m_{II} sowie die Hauptmomentenrichtung ψ für die Punkte St_1 , St_m und St_2 im Stützbereich

Bis zu einem Kreuzungswinkel α einschließlich 60° verhält sich das Tragwerk analog zur gelenkig gelagerten Variante. Nimmt der Kreuzungswinkel weiter ab, kommt es zu einer starken Änderung des Abtragverhaltens durch die gegenseitige Beeinflussung der Auflager. Zunächst beginnen bei einem Kreuzungswinkel α von 45° die Hauptmomente m_I und m_{II} über den Stützen zu drehen. Die Ausrichtung erfolgt hierbei verstärkt zum freien Rand hin, welcher durch die Schiefwinkligkeit eine Einspannung erfährt. Außerdem kommt es zu einer zunehmenden Momentenkonzentration in den Randbereichen, was mit einem starken Abfall der Hauptmomente im Punkt St_m einhergeht. (s. Abb. 34) Bei einem Kreuzungswinkel α von 30° verdrehen sich die Hauptmomente auch in St_m stark in Richtung orthogonal auf die freien Ränder. Während bei der geraden Brücke das Hauptmoment m_{II} orthogonal auf zur Widerlagerachse verläuft, folgt jetzt das kleinere Hauptmoment m_I dieser Richtung. Die Abtragrichtung hat faktisch um 90° gedreht und der Abtrag erfolgt nun hauptsächlich in Querrichtung zwischen den freien Rändern. Mit der Änderung der Abtragsrichtung geht auch ein Abfall des Hauptmoments m_I in allen Punkten des Stützbereichs einher. Bei dieser starken Schiefwinkligkeit kommt es auf der gesamten Plattenfläche zu einem zweiachsigen Lastabtrag. (s. Momentenbilder im Anhang D.2)

5.3 EINFLUSS VON BETTUNG UND FLÜGELWÄNDEN

Der Einfluss von Bettung und Flügelwände kann nicht getrennt voneinander betrachtet werden, da die Flügelwände selbst gebettet sind und das System immer durch beide Parameter gleichzeitig beeinflusst wird. Beide Parameter werden daher gemeinsam untersucht und ausgewertet. Verglichen werden, wie bisher, jeweils die Hauptmomente m_I und m_{II} sowie die Richtung der Hauptmomente ψ für die beidseitig bohrpfahlgegründete sowie die beidseitig flachgegründete Brückenvariante. Sämtliche Varianten weisen einen Kreuzungswinkel von $\alpha=40^\circ$ und eine Brückenlänge L_ϕ von 40 m auf. Zuerst wird auf die Flügelwände eingegangen, wobei jeweils die Auswirkungen am bohrpfahlgegründeten und am flachgegründeten Widerlager gleichzeitig beschrieben und miteinander verglichen werden. Anschließend folgt die Detailbetrachtung der Bettung. Die in der Auswertung verwendeten Bezeichnungen können Tab. 4 entnommen werden. Bei dem gewählten Kreuzungswinkel α befindet sich das Tragwerk bereits in dem Bereich der in Abschnitt 5.2 beschriebenen Systemänderung, weshalb eine gegenseitige Beeinflussung von Mittelaullager und Randaullager stattfindet.

Tab. 4 – Variantenbezeichnungen für die Diagramme der Analyse Bettung und Flügelwände sowie Gründungsvarianten

Bezeichnung		Beschreibung
Gründungsart	BPF	linkes und rechtes Widerlager Bohrpfähle
	FG	linkes und rechtes Widerlager flachgegründet
	BPF/FG Pkt L	linkes Widerlager Bohrpfähle/rechtes flachgegründet /Punkt im linken Feld
	BPF/FG Pkt R	linkes Widerlager Bohrpfähle/rechtes flachgegründet /Punkt im rechten Feld
Bettung	B-	unendlich steife Bettung/Fixaullager
	B+	Bettung laut Abschnitt 0
Flügel	FW-	Widerlager ohne Flügelwände
	FW+	Widerlager mit Flügelwänden

Randbereich (Brückenende)

Das Hauptmoment m_I spielt wie in Abschnitt 5.2 festgestellt, direkt im Randbereich, bedingt durch die Einspannung eine untergeordnete Rolle, da hier das Hauptmoment m_{II} , welches in Brückenlängsachse verläuft, den Großteil der Last abträgt. Bei Anordnung von Flügelwänden kommt es zu einem Anstieg der Momentenbeanspruchung in den Ecken (Punkte E_1 und E_2). Bei der bohrpfahlgegründeten Variante tritt der Effekt stärker auf.

Bei steifer Bettung tritt das maximale Moment im Randbereich nicht mehr im stumpfen Eck (E_1) auf. Vielmehr entsteht hier das maximale Hauptmoment m_{II} hier nahe der spitzen Ecke zwischen den Punkten E_2 und R. Ausgehend von diesem Maximalwert fällt das Hauptmoment m_{II} entlang der Widerlagerachse in Richtung des stumpfen Ecks (E_1) ab und steigt erst kurz vor der Ecke wieder stark an. (s. Momentenbilder im Anhang)

Bei ansetzen einer weichen Bettung, verteilt sich das Moment im Punkt E_1 wieder auf einen größeren Bereich und das Maximum tritt wieder im stumpfen Eck (E_1) auf. Die Differenz zwischen dem Hauptmoment m_{II} bei weicher und bei steifer Bettung tritt bei der bohrpfahlgegründeten Variante deutlicher auf, was auf einen Einfluss durch die gewählte Gründungsart schließen lässt. Insgesamt verteilt sich die Belastung bei weicher Bettung gleichmäßiger als bei steifer. (s. Abb. 35)

Auf die Ausrichtung der Hauptmomente in den Punkten R und E_2 hat die Bettung kaum Einfluss. In E_1 drehen sich die Hauptmomente bei weicher Bettung in beiden Fällen etwas nach außen. ($\psi < 0$) Die weichere Bettung mindert somit die Verdrehung durch die Schiefwinkligkeit etwas ab.

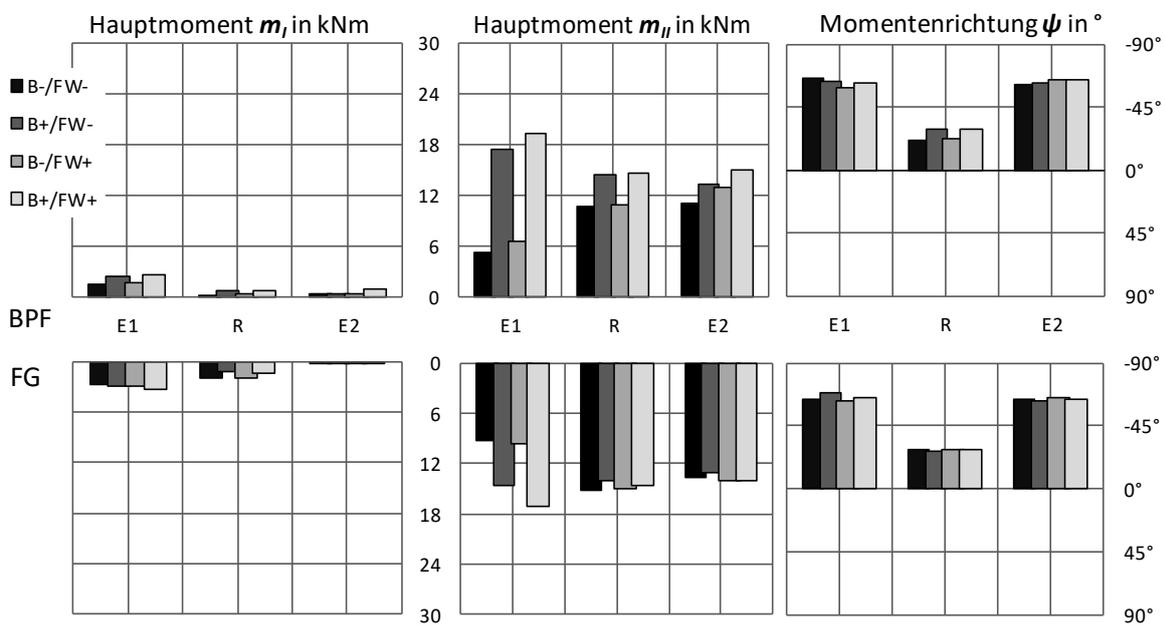


Abb. 35 – Hauptmomente in Abhängigkeit der Bettung und Anordnung von Flügelwänden in den Punkten E_1 , R und E_2

Feldbereich

Der Punkt F_m befindet sich unabhängig von der Brückengeometrie in Feldmitte. Die Punkte F_1 und F_2 rücken bei steifer Bettung in Richtung der stumpfen Ecken. Im Punkte F_2 sind die Hauptmomente bei beiden Gründungsvarianten unabhängig von Bettung und Flügelwänden am größten. Die Haupttragrichtung wird durch das Hauptmoment m_I gebildet, wobei wie auch in Abschnitt 5.2 ein geringfügig zweiachsiger Lastabtrag ebenfalls unabhängig von Bettung und Flügelwänden im Feld festgestellt werden kann. Die Flügelwände haben weder auf die Momentenbeanspruchung noch auf die Hauptmomentenrichtung im Feldbereich einen relevanten Einfluss.

Bei weicher Bettung steigt das Hauptmoment m_I , wie in Abb. 36 ersichtlich, für beide Gründungsvarianten im Punkt F_1 an, was in Verbindung mit Abb. 37 auf eine teilweise Verlagerung des Moments in den Punkt F_1 durch die veränderte Gründungssteifigkeit schließen lässt. Für die bohrpfahlgegründete Variante führt die weiche Bettung in den beiden verbleibenden Punkten F_m und F_2 zu keiner Reaktion der Hauptmomente. Im Fall der flachgegründeten Variante hingegen kommt es in den beiden Punkten F_m und F_2 zur gleichen Reaktion wie in F_1 . Das untergeordnete Hauptmoment m_{II} verhält sich für alle Punkte und für beide Widerlagervarianten analog zum Hauptmoment m_I , allerdings auf niedrigerem Niveau. Die Hauptmomentenrichtung ψ im Feld wird durch die Bettung kaum beeinflusst.

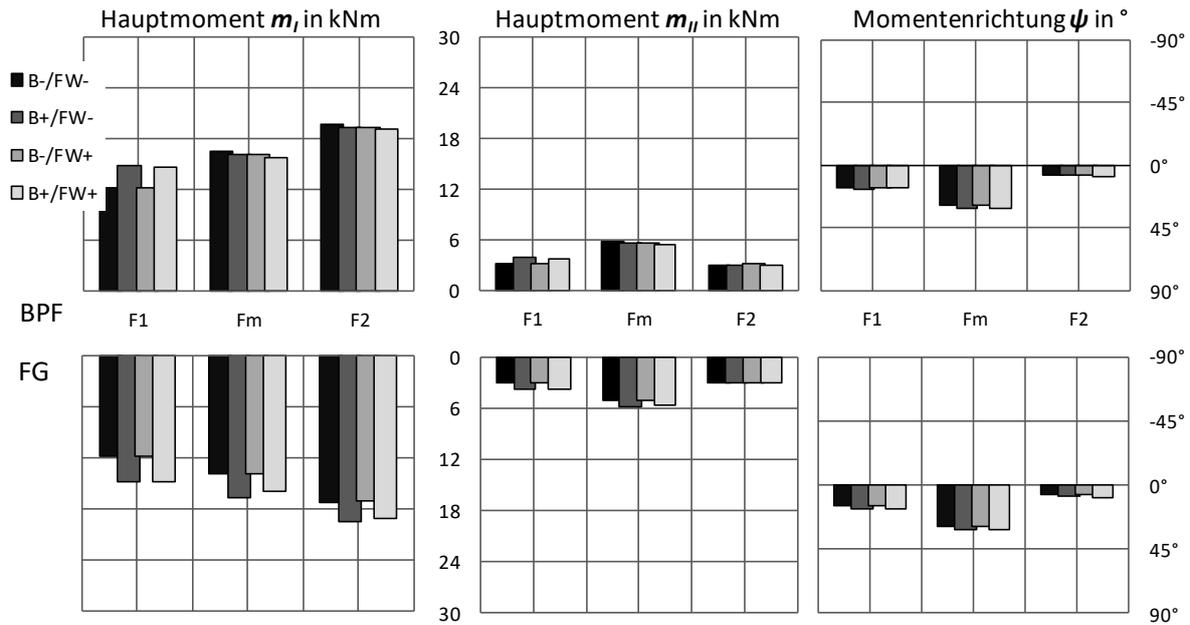


Abb. 36 – Hauptmomente in Abhängigkeit der Bettung und Anordnung von Flügelwänden in den Punkten F_1 , F_m und F_2

Stützbereich

Die Punkte St_1 and St_2 liegen direkt über den Randstützen, in welchen das maximale Moment zu erwarten ist. Der Punkt St_m ist frei gewählt und liegt genau im Mittelpunkt der Auflagerachse. Da die Stützen konzentrierte Lasteinleitungsbereiche darstellen, dreht das Hauptmoment um diesen Punkt stark und bildet nur die Belastung für einen kleinen Bereich auf der Brücke ab, der Punkt St_m stellt daher einen repräsentativeren Wert für den Bereich dar. Die Momente in St_1 und St_2 entsprechen einander, da die betrachteten Systeme symmetrische Widerlagerbedingungen aufweisen. (s. Abb. 37) Die Flügelwände haben wie bereits im Feld keinen Einfluss auf die Hauptmomentenbeanspruchung oder die Hauptmomentenrichtung ψ .

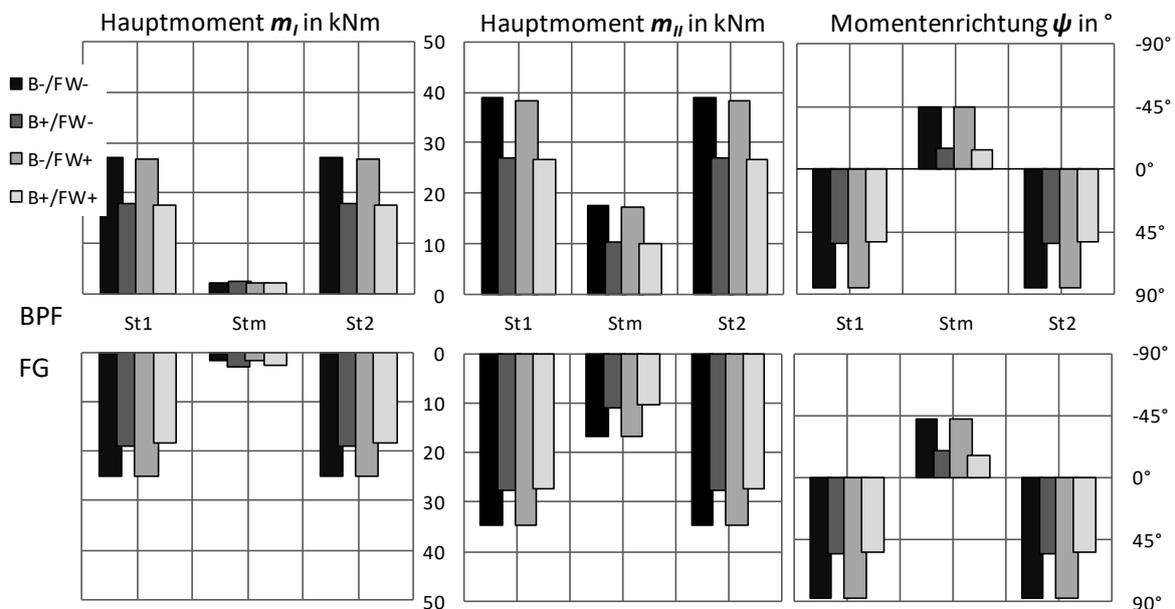


Abb. 37 - Hauptmomente in Abhängigkeit der Bettung und Anordnung von Flügelwänden in den Punkten St_1 , St_m und St_2

Die weichere Bettung führt für beide Fälle zu einer Abnahme der Hauptmomente, wobei diese bei der BPF-Variante und den Punkten direkt über den Stützen deutlicher ausfällt als bei der flachgegründeten und dem Punkt St_m . Einerseits hängt die höhere Belastung bei steifer Bettung mit dadurch höheren Steifigkeit der Punktlagerung zusammen, andererseits scheint sich ein Teil der Belastung, insbesondere bei der

flachgründeten Variante, vom Stützbereich ins Feld zu verlagern. (Vgl. Abb. 37 und Abb. 36) Die Hauptmomentenrichtung ψ verhält sich unabhängig von der Gründungsvariante. Bei steifer Bettung verlaufen diese im Bereich der Randstützen (Punkte St_1 und St_2) direkt in Brückenlängsrichtung. Im Punkt St_m hingegen richten sie sich beinahe orthogonal zu den Widerlagerachsen aus. Bei weicher Bettung verhält es sich genau gegensätzlich, während in den Randbereichen das Hauptmoment sich in Richtung effektiver Spannweite L verdreht, richten sich die Hauptmomente im Punkt St_m verstärkt an der Brückenlängsachse ($\psi=0$) aus. Grundsätzlich tritt bei dieser Schiefwinkligkeit ein deutlich zweiachsiger Lastabtrag unabhängig von Bettung und Flügelwänden auf.

5.4 EINFLUSS DER GRÜNDUNGSVARIANTEN

Anschließend an die Detailbetrachtungen der einzelnen Bereiche werden gewonnenen Erkenntnisse nun herangezogen, um eine Aussage über die Momentenverteilung entlang der Längsachse der Brücke in Abhängigkeit der Gründungsvarianten zu erhalten. Ziel ist eine Aussage darüber zu treffen, wie sich das Moment in Abhängigkeit der gewählten Gründungsvariante auf der Brücke verlagert. Gleichzeitig kann die Verteilung der Momente innerhalb der Bereiche im Detail ausgewertet werden. Aufgetragen werden hierzu je Punkt vier Werte. Je einer je symmetrischer Brückenvariante sowie zwei Werte für die asymmetrische Variante mit einer Bohrpfahlgründung links und einer Flachgründung rechts. Es werden also drei Brücken mit unterschiedlichen Gründungsvariationen betrachtet. Alle werden mit weicher Bettung und Flügelwänden untersucht. (B+/FW+)

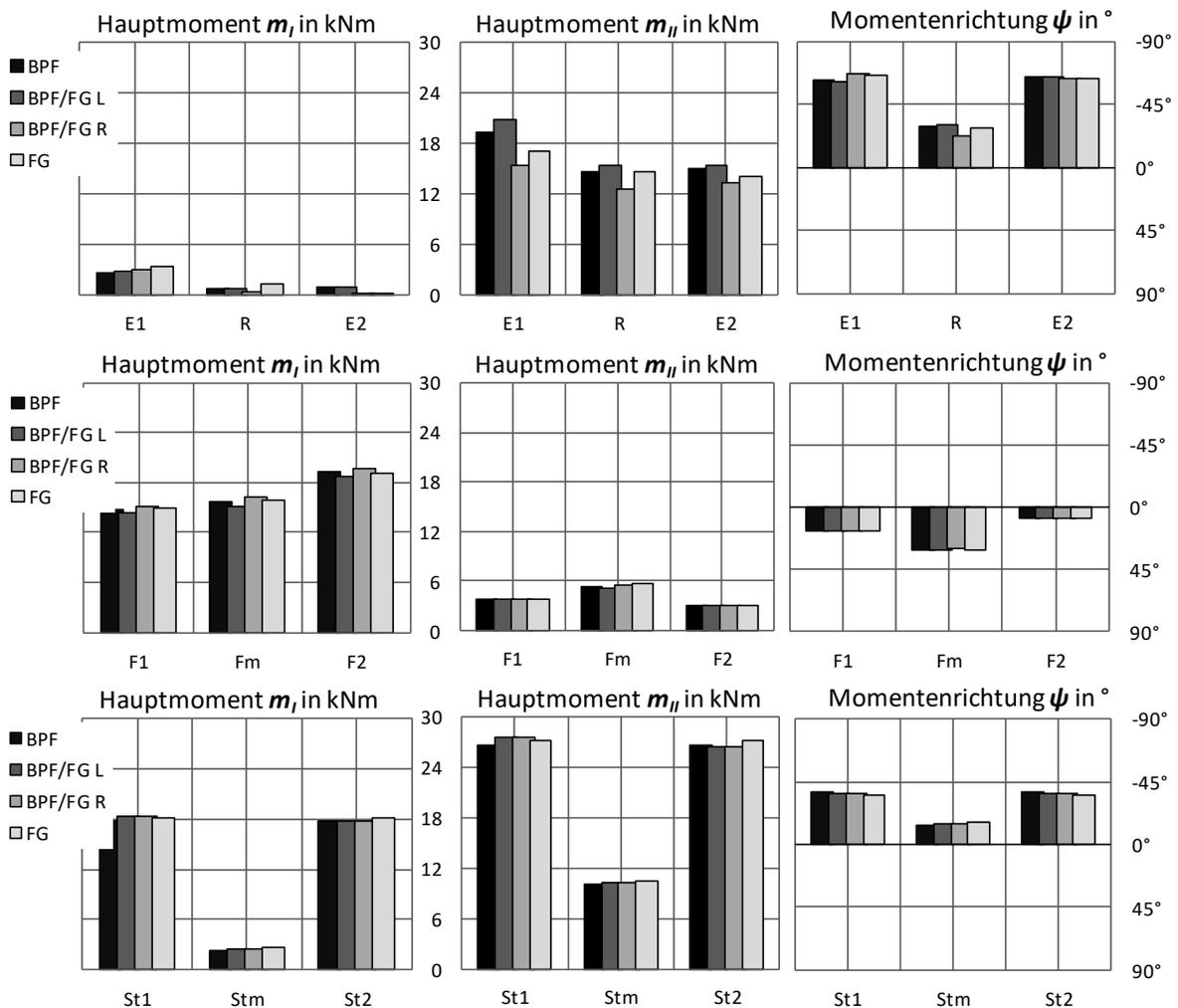


Abb. 38 – Vergleich der Momente im Rand-(oben), Feld-(Mitte) und Stützbereich(unten) für die BPF- und FG-Variante

Die Ergebnisse in Abb. 38 zeigen, dass im Feldbereich das Hauptmoment m_I und im Randbereich das Hauptmoment m_{II} klar dominieren. Im Randbereich kommt es für die Variante mit gemischten Gründungen zu einer Konzentration der Momente im linken Feld in der Nähe der Bohrpfahlgründung. Das bohrpfahlgegründete Widerlager weist somit eine höhere Biegesteifigkeit auf. Der Winkel ψ ändert sich zwischen den Punkten kaum. Die Hauptmomentenausrichtung ψ erfolgt je nachdem welchem Widerlager der betrachtete Punkt am nächsten liegt. Im Feldbereich haben die Gründungsvarianten wenig Einfluss auf das Momentenbild. Erkennbar ist hier lediglich ein etwas höherer Wert auf der Seite des flachgegründeten Widerlagers. Auf die Drehung der Hauptmomente hat die Wahl der Gründungsvarianten hier kaum eine Auswirkung. Im Stützbereich haben die verschiedenen Gründungen den geringsten Einfluss. Einzig in den beiden Punkte St_1 und St_2 , verteilt sich das Moment im Vergleich zur symmetrischen Variante anders. St_1 scheint bei der gemischten Widerlagervariante etwas mehr Moment anzuziehen als St_2 .

5.5 EINFLUSS DER TEMPERATUR

Neben der Gleichlast stellt die Temperatureinwirkung einen wesentlichen Teil der Belastung integraler Tragwerke dar. Die Auswirkungen auf das Tragwerk sind schwer abzuschätzen, da die relevanten Boden- und Materialkennwerte Schwankungen unterliegen. Die hier durchgeführte Sensitivitätsanalyse soll die Reaktion des Tragwerks auf eine Temperaturendeckung darstellen. Hierzu wird der Überbau mit einer konstanten Temperaturlast von $T_{max} = 28^\circ C$ in der Ebene beansprucht, die übrigen Brückenkomponenten unterliegen keiner direkten Belastung. Betrachtet werden die beiden Hauptmomente m_I und m_{II} sowie die beiden Hauptnormalkräfte n_I und n_{II} und deren Richtungen ψ . Berechnet werden die Schnittgrößen elastisch mit Steifigkeiten des Betons im Zustand I für die beidseitig flachgegründete Widerlagervariante. Die angeführten Beanspruchungen treten ausschließlich bei dieser theoretischen Betrachtung auf. Tatsächlich werden die Beanspruchungen durch die Rissbildung des Betons abgebaut. Weiters kommt es aufgrund der Änderung der Auswertung, für die Temperatur wird wie in Abschnitt 5.1.1 beschrieben nur ein Element je Eck ausgelesen, zur Betrachtung von Momentenspitzen. Ausgewertet werden der Rand- und der Stützbereich.

Die Temperaturbelastung im Sommer führt zur Ausdehnung des Überbaus und in weiterer Folge zu Druckbeanspruchungen und Momenten in der Platte. Der Ruhepunkt an welchem keine Verformung durch Temperatur vorliegt, befindet sich aufgrund des symmetrischen System exakt im Mittelpunkt des Mittelauflegers. Bei asymmetrischen Systemen wandert der Punkt vor allem in Abhängigkeit der Horizontalsteifigkeit der Widerlager, was hier nicht näher untersucht wird. Die 0-Linien der Horizontalverschiebung in x- und y-Richtung ist in den Momentenbildern im Anhang als grüne Doppellinie eingezeichnet.

Randbereich (Brückenende)

Durch die Ausdehnung des Tragwerks kommt es in Querrichtung, repräsentiert durch das Hauptmoment m_I in Abb. 39, zu einer beträchtlichen Momentenbeanspruchung in den Eckpunkten E_1 und E_2 , während das Moment im Punkt R klein bleibt. Grund dafür ist die Dehnungsbehinderung der Platte in Querrichtung durch das Widerlager. Weiters kommt es in Querrichtung zum Durchschlagen des Moments entlang des Auflagers, wodurch im Bereich des Punktes R das Moment negativ wird und somit Zugspannungen an der Plattenoberseite erzeugt, die Eckmomente sind hingegen positiv und erzeugen Zugspannungen an der Plattenunterseite in Querrichtung. Der Verlauf des Hauptmoments m_I ist mit zunehmender Schiefwinkligkeit hier fast symmetrisch. ($m_{I E1} \approx m_{I E2}$)

In Längsrichtung tritt entlang der Auflagerachse überall ein Stützmoment in Form des Hauptmoments m_{II} auf, welches bei der geraden Brücke in beiden Eckpunkten (E_1 und E_2) ein Maximum aufweist. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit bleibt das Hauptmoment in den Punkten E_1 und R fast konstant, während es im Punkt E_2 stark abnimmt. Der Grund sind unterschiedliche Horizontalsteifigkeiten je betrachteten Bereich. Durch die Schiefwinkligkeit stellt sich zwischen den steiferen stumpfen Ecken (Randbereich und Mittelaufleger) ein Druckbereich ein, in welchem die größte Beanspruchung vorhanden ist, da hier durch die stumpfen Ecken eine Verformung einen großen Kraftaufwand bedingt. Der restliche Bereich der Platte, insbesondere das spitze Eck (Punkt E_2), kann der Belastung in Längsrichtung ausweichen, da die Horizontalsteifigkeit der spitzen Ecke (Punkt

E_2) durch die Schiefwinkligkeit abnimmt. Das Moment im Punkt E_2 in Längsrichtung (m_{II}) fällt daher ab, gleichzeitig kommt es aber zu einer relativ großen Horizontalverschiebung der spitzen Ecke. (s. Momentenbilder im Anhang D.2)

Bei der geraden Brücke sind die beiden Hauptmomente m_I und m_{II} jeweils nach Innen verdreht. Im Punkt R beträgt die Ausrichtung 90° . Mit zunehmender Schiefwinkligkeit drehen alle Hauptmomente, insbesondere aber jenes im Punkt E_2 , in Richtung Brückenlängsachse. Die beiden Hauptmomente richten sich also an der Auflagerachse aus, was für einen großen Einfluss der Querdehnungsbehinderung durch die Kastenwiderlager spricht. Die Längsdehnung zieht auch bei kleineren Kreuzungswinkeln α beide Hauptmomente in den Ecken etwas in Richtung Brückenlängsachse.

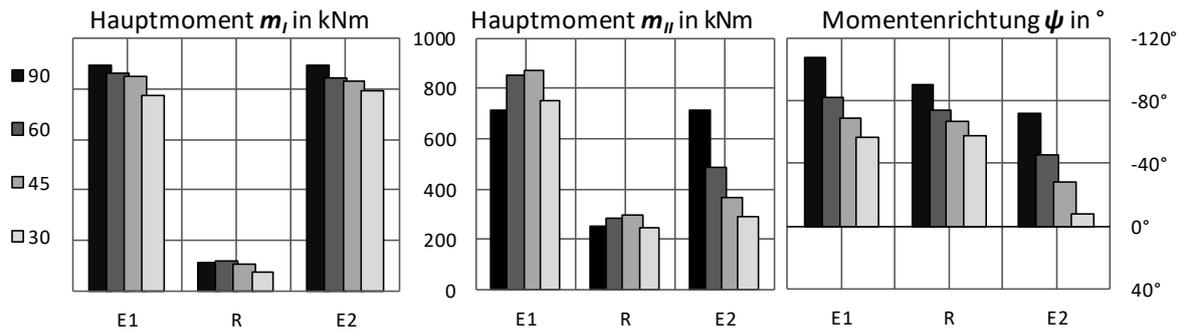


Abb. 39 - Hauptmomente m_I und m_{II} bei Temperaturlast im Sommer in den Punkten E_1 , R und E_2

Bei den in Abb. 41 abgebildeten Hauptnormalkräften wird der Lastabtrag deutlich durch die Hauptnormalkraft n_{II} dominiert, welche über der gesamten Widerlagerlänge als Druckkraft auftritt. Die zweite Normalkraftrichtung n_I ist in den betrachteten Punkten kaum relevant, bildet aber den größten Teil der Beanspruchung in Längsrichtung und stellt in den Randbereichen (Punkte E_1 und E_2) eine Zug- und in Widerlagermitte (Punkt R) eine Druckkraft dar. Im Ausgangsfall bei einem Kreuzungswinkel α von 90° liegt ein symmetrisches System vor. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit nimmt vor allem die Hauptnormalkraft n_{II} in Querrichtung zu. Die maximale Beanspruchung tritt hier im spitzen Eck (Punkt E_2) auf. Die Richtung der Hauptnormalkräfte wird in erster Linie durch die Quersteifigkeit der Randwiderlager beeinflusst und ist im Ausgangsfall leicht nach Außen gedreht. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit dreht sich die Hauptnormalkraftrichtung ψ in allen Punkten wieder mit der Auflagerachse mit in Richtung ψ gleich 0.

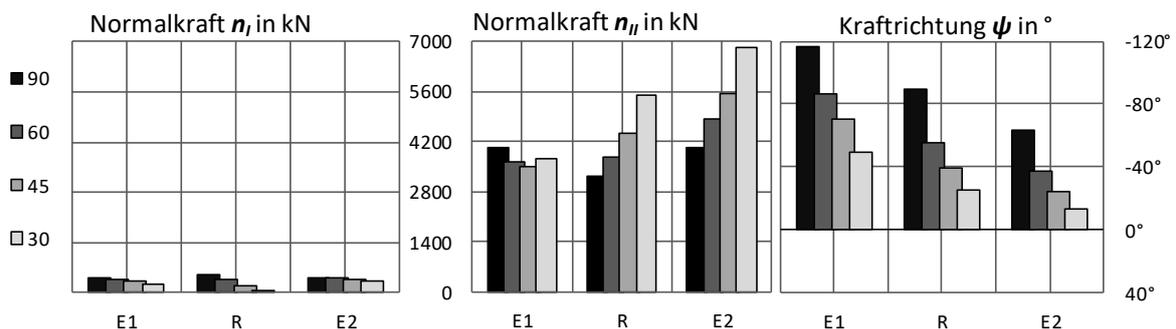


Abb. 40 – Hauptnormalkraft n_I und n_{II} bei Temperaturlast im Sommer in den Punkten E_1 , R und E_2

Feldbereich

Im Feldbereich treten keine relevanten Stellen für die Auswertung auf. Die Haupteinwirkungen können trotzdem anhand der Momentenbilder im Anhang betrachtet werden. Insgesamt bildet der Bereich einen Übergang zwischen Stütz- und Randbereich. Auf eine Darstellung wird verzichtet.

Stützbereich

Die Momente im Stützbereich sind im Vergleich zu jenen im Randbereich relativ klein, da hier weder eine besonders hohe Querbehinderung vorliegt, noch ein großer Abstand zum Ruhepunkt vorhanden ist. Mit einer wesentlichen größeren Beanspruchung ist zu rechnen, wenn innerhalb eines Systems die Widerlager unterschiedlich hohe Horizontalsteifigkeiten aufweisen. Der größte Teil der Beanspruchung stellt das positive Hauptmoment m_I dar, welches bei Abheben der Platte im Bereich der Stützen durch die Längsdehnung entsteht und einem Feldmoment ähnelt. Das Hauptmoment m_I verläuft in Brückenlängsrichtung und bleibt in den Randpunkten St_1 und St_2 unabhängig vom Kreuzungswinkel α konstant, während es im Punkt St_m stark abnimmt. Begründen lässt sich dieses Verhalten durch die Schiefwinkligkeit, die ein eine vermehrt Konzentration des zunächst gleichmäßig über das Mittelaufleger verteilte Hauptmoments m_I in den Punkten St_1 und St_2 direkt über den Stützen verursacht. So kommt es trotz Abfall des Moments insgesamt hier sogar zu einer leichten Zunahme.

Das Hauptmoment m_{II} ist kaum vorhanden, da die Stützen eine geringe Quersteifigkeit aufweisen. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit nimmt das Hauptmoment m_{II} etwas zu, da sich die Ausrichtung der Hauptmomentenrichtung ψ geringfügig ändert und die zweite Tragrichtung (Hauptmoment m_{II}) einen Teil der Längsausdehnung übernimmt. Im Wesentlichen verlaufen die Hauptmomente in Brückenlängsrichtung unabhängig vom Kreuzungswinkel α .

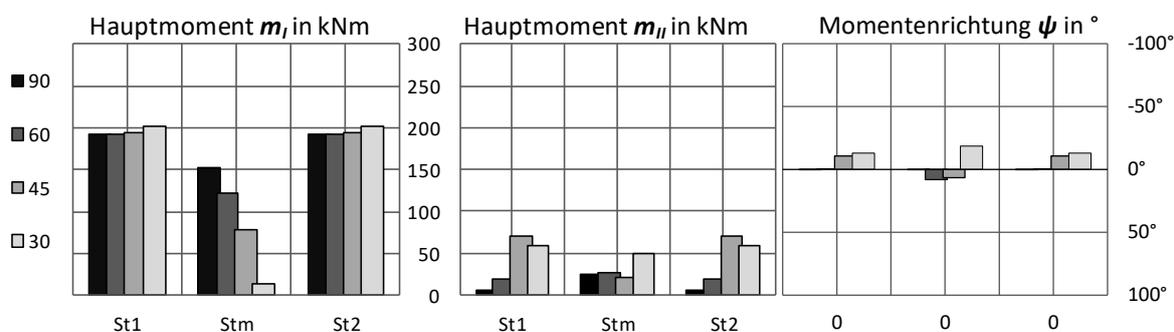


Abb. 41 - Hauptmomente m_I und m_{II} bei Temperaturlast im Sommer in den Punkten St_1 , St_m und St_2

Die vergleichsweise kleine Normalkraftbeanspruchung im Stützbereich gewinnt mit zunehmender Schiefwinkligkeit etwas an Relevanz. Während diese beim geraden System faktisch vernachlässigbar ist, steigt vor allem die in Längsrichtung verlaufende Hauptnormalkraft n_{II} mit zunehmender Schiefwinkligkeit an. Ursache für dieses Verhalten ist wieder die Druckstrebe zwischen den stumpfen Winkeln, durch welche sich die Richtung der Hauptnormalkräfte ψ mit den Widerlagerachsen nach unten verdreht. ($\psi > 0$) Da sich so die Wirkungsrichtung der Hauptnormalkraft n_I aus der Achse des Mittelauflegers hinausdreht, steigt die Beanspruchung auch in Richtung der zweiten Hauptnormalkraft n_I . Die Hauptnormalkraftrichtung ψ bewegt sich im Wesentlichen mit der Auflagerachse mit.

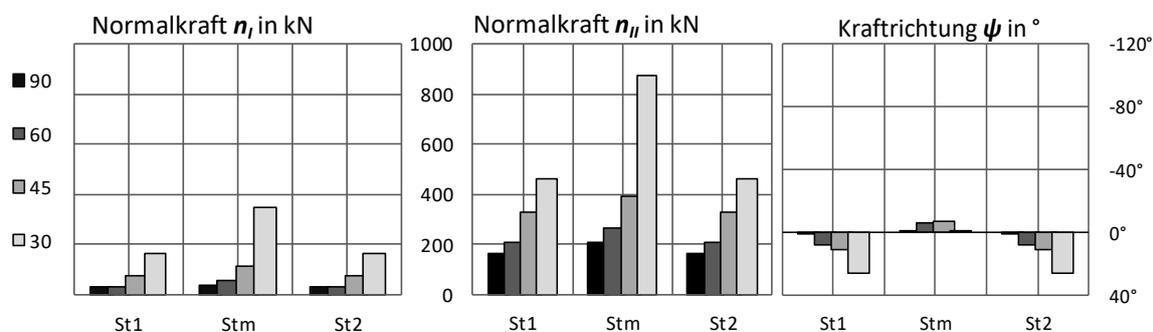


Abb. 42 - Hauptnormalkraft n_I und n_{II} bei Temperaturlast im Sommer in den Punkten St_1 , St_m und St_2

5.6 SCHLUSSFOLGERUNG

Gleichlast am integralen System

Die Gleichlast am integralen System führt im *Randbereich* im Gegensatz zum gelenkig gelagerten System zu keiner Verlagerung der Hauptmomente vom stumpfen Eck (E_1) ins spitze Eck (E_2). Eine lokale Konzentration im stumpfen Eck (E_1) findet aber statt. Gleichzeitig reicht das Hauptmoment m_{II} im spitzen Eck (E_2) weiter ins Feld hinein und das Minimum der Belastung verschiebt sich aus dem Punkt R in Richtung der stumpfen Ecke (E_1). Insgesamt hat die Einspannung des freien Randes durch die stumpfen Ecken bei einer integralen Brücke einen wesentlich kleineren Effekt als bei einer gelenkig gelagerten. Ein zweiachsiger Lastabtrag im Randbereich ist nur im Punkt E_1 mit zunehmender Schiefwinkligkeit erkennbar. Die Verdrehung der Hauptmomente ist am integralen System im Randbereich deutlich schwächer ausgeprägt als im liniengelagerten System und ist für die beiden Eckpunkte fast symmetrisch. Somit ergibt sich auch hier ein geringerer Einfluss des stumpfen Ecks, vielmehr richten sich die Hauptmomente orthogonal zur Auflagerachse aus.

Im *Feldbereich* treten kaum höhere Momente auf als im gelenkig gelagerten Fall, was mit einem aufgrund der weichen Bettung weiterhin drehbaren Rahmeneck und der geänderten Lage der Maxima der Hauptmomente, sowie der weicheren Lagerung am Mittelaufleger und dem, bedingt durch die Vouten am Rand, kleineren Plattenquerschnitt zusammenhängt. Das globale Maximum des Hauptmoments m_I tritt weiter in F_2 auf. Der Lastabtrag erfolgt hier im Feld vermehrt zweiachsig. Insgesamt richtet sich das maßgebende Hauptmoment m_I bei einer integralen Brücke weniger stark an der effektiven Spannweite L aus und die Maxima des Hauptmoments m_I rückt mehr an den Rand. In Summe verhält sich der Feldbereich bei einer integralen, schiefwinkligen Brücke ähnlich wie jener einer gelenkig gelagerten.

Im *Stützbereich* konzentrieren sich die Hauptmomente m_I und m_{II} wie am gelenkigen Durchlaufsystem in den Randstützen. Auffällig ist die Änderung der Lastabtragung ab einem bestimmten Kreuzungswinkel α je nach betrachtetem Punkt. Der Grund sind die mit zunehmender Schiefwinkligkeit in Querrichtung auseinanderrückenden Stützen bei gleichzeitiger Reduzierung der effektiven Spannweite L was irgendwann zu einem Umschlagen der Haupttragrichtung führt und einen verstärkt zweiachsigen Lastabtrag über die gesamte Brückenfläche aufgrund der sich gegenseitig beeinflussenden Auflager zur Folge hat. Insgesamt nimmt die Momentenbeanspruchung durch die integrale Bauweise im Vergleich zur gelenkig gelagerten Variante in keinem Bereich ab, was auf die Randbalkenausbildung zurückzuführen ist, welche in Abschnitt 4.2 noch nicht berücksichtigt wurde. Die Belastung im Verhältnis zu der zur Verfügung stehenden Tragstruktur wird dadurch größer.

Bettung und Flügelwände

Erwartungsgemäß wirkt sich die Änderung der Widerlagerrandbedingungen und der Gründung hauptsächlich auf die Punkte im Randbereich aus. Teils sind die Auswirkungen beträchtlich. Die Flügelwände haben einen geringen Einfluss, führen aber in Kombination mit der Bettung zu einer Konzentration der Last in den Ecken des Randbereichs. Auf die Hauptmomentenrichtung ψ wirken sie sich kaum aus.

Die Bettung führt insgesamt zu einer gleichmäßigeren Verteilung des Hauptmoments m_{II} im Randbereich. Im Punkt E_1 treten teils große Differenzen zwischen den Systemen mit steifer und weicher Gründung auf. Auf die anderen Punkte hat die Gründung weniger Einfluss. Bei steifer Bettung ist im Vergleich zur weichen Bettung kein Effekt durch die Einspannung des freien Randes im stumpfen Ecke (Punkt E_1) erkennbar, was zum Teil durch die Auswertung bedingt ist. Im Feldbereich führt die weiche Bettung je nach Gründungsvariante zu einem Momentenanstieg in F_1 (Bohrpfahlgründung) oder in allen Punkten (Flachgründung). Im Stützbereich kommt es zu einem Momentenabfall, was auf eine gegenseitige Beeinflussung der Bereich Mittelaufleger und Feld schließen lässt. (s. Abschnitt 5.4 bzw. Gründungsvarianten)

Die Hauptmomentenrichtung ψ wird im Randbereich ebenso wie im Feld von beiden Parametern kaum beeinflusst. Im Stützbereich führt die steife Bettung zu etwas anderen Hauptmomentenrichtungen ψ , als für die weiche Bettung. Grund ist der kleine Lasteinleitungspunkt, welcher die Momente über den Stützenköpfen zu starken Drehungen veranlasst.

Gründungsvarianten

Grundsätzlich verhalten sich die jeweiligen Punkte je Feld entsprechend dem benachbarten Widerlager. Die Punkte rechts werden somit hauptsächlich vom flachgegründeten Widerlager, jene links vom Bohrpfahlgegründeten beeinflusst. Die Auswirkungen einer Änderung des Widerlagers auf der dem Punkt gegenüberliegenden Seite sind gering. Dies legt den Schluss nahe, dass der Durchlaufbereich kaum Einflüsse von einem Feld aufs andere überträgt und sich die jeweiligen Felder unter Gleichlast wieder ähnlich wie schiefe Einfeldplatten verhalten, was in *Schleicher, C. et al. [1968, S.60-63]* bestätigt wird. Auf die Richtung der Hauptmomente hat die Wahl der Gründungszusammensetzung einen vernachlässigbaren Einfluss. Einzig im Randbereich tritt ein geringer Effekt auf.

Bei weicher Bettung fallen die Hauptmomente bei der rein bohrpfahlgegründeten Varianten im Stützbereich ab und steigt gleichzeitig im Bereich des Widerlagers an. Der Grund für das Verhalten ist die verhältnismäßig große Absenkung des Mittelaufagers im Vergleich zum Randauflager bei weicher Bettung. Durch die unterschiedlichen Bettungsbedingungen und die höhere Auflagerlast kommt es zu einer theoretischen Stützensenkung, welche aufgrund der unterschiedlichen Vertikalsteifigkeiten des flachgegründeten Mittelaufagers und des bohrpfahlgegründeten Widerlagers bei der BPF-Variante deutlicher erkennbar ist. Diese Absenkung führt zur oben beschriebenen Entlastung des Mittelaufagers auf Kosten des Randbereichs. (s. Anhang B) Im Fall der flachgegründeten Widerlagervariante existiert zusätzlich ein Einfluss der Horizontalsteifigkeit. Bei weicher Bettung wird am flachgegründeten Widerlager die horizontale Verformung des Widerlagerfußes erleichtert, da die horizontale Steifigkeit an die Vertikalsteifigkeit gekoppelt ist und mit der Bettung mitvariiert wird. Dadurch werden die beiden Stützbereiche entlastet während der Feldbereich eine erhöhte Beanspruchung erfährt. (s. Anhang B) Der Effekt aus der theoretischen Stützensenkung wird so abgemindert.

Temperaturbeanspruchung

Zufolge Temperaturbeanspruchung kommt es einerseits in Brückenlängsrichtung andererseits in Querrichtung zu einer Dehnung. Im Bereich der Widerlager kommt es insbesondere durch die Behinderung der Bewegung in Querrichtung zu Druck- bzw. Zugkräften im Überbau. Diese würden aber bei der tatsächlichen Bemessung aufgrund des sich eigentlich teils mitdehnenden Unterbaus geringer ausfallen.

Mit zunehmender Schiefwinkligkeit bildet sich ein linienförmiger Druckbereich zwischen den stumpfen Ecken je Feld aus, was der spitzen Ecke das Ausweichen erleichtert, wodurch dort ein stärkerer Abfall der Hauptmomente entsteht. Die Hauptmomenten- bzw. Hauptnormalkraftrichtung wird in dieser Untersuchung maßgeblich von der Quersteifigkeit der Widerlager geprägt und dreht sich bei zunehmender Schiefwinkligkeit mit den Widerlagerachsen mit. Während sich das Momentenmaximum bei zunehmender Schiefwinkligkeit im stumpfen Eck (Punkt E_1) findet, tritt die maximale Hauptnormalkraft bei starker Schiefwinkligkeit im spitzen Eck (Punkt E_2) auf. Im Stützbereich sind die Hauptmomente und Hauptnormalkräfte im Verhältnis zum Randbereich sehr klein. Die größte Beanspruchung entsteht hier unabhängig vom Kreuzungswinkel α über den Randstützen. Im Mittelbereich (Punkt St_m) nimmt mit zunehmender Schiefwinkligkeit das Hauptmoment m_{II} bedingt durch die Momentenkonzentration in den Punkten St_1 und St_2 stark ab, während die Hauptnormalkraft n_{III} ansteigt.

6 UNTERSUCHUNGEN ZUR BEWEHRUNGSFÜHRUNG

In folgendem Kapitel soll die Auswirkung verschiedener Bewehrungsmuster auf die Bewehrungsmenge, bei unterschiedlich schiefwinkligen Brücken unter der Einwirkung von Eigengewicht, Verkehrslast, Temperaturlast sowie den daraus resultierenden Erddrücken untersucht werden. Hierzu wird der Kreuzungswinkel α und die Richtung der eingelegten Längsbewehrung ξ variiert. Ziel ist die Abschätzung der Bewehrungsmenge, je nachdem welches Bewehrungsmuster zur Anwendung kommt.

6.1 ALLGEMEINES

Die Bemessung erfolgt mit dem verwendeten Programmpaket *SOFISTIK 2016* nach dem Vorschlag von *Baumann, T. [1972]*. Analysiert wird nur die Längs- und Querbewehrung für den ULS Lastfall. Etwaig notwendige Schubbewehrung wird nicht ausgewertet. Ziel der Untersuchung ist eine Aussage über das Verhalten der Bewehrungsmenge, unabhängig von etwaigen SLS Nachweisen.

6.1.1 SYSTEM

Betrachtet wird die in Kapitel 5 unter Abschnitt 5.1.1 beschriebene Brücke mit unterschiedlich gegründeten Widerlagern und einer Brückenlänge L_ϕ von 40 m. Da die Brückenlänge L_ϕ unabhängig vom Kreuzungswinkel α konstant gehalten wird, ändert sich automatisch die effektive Spannweite L . (s. Kapitel 4) Die variierten Parameter sind in Tab. 5 zusammengefasst. Der Kreuzungswinkel α ist als Winkel zwischen Brückenlängsachse und Auflagerlinie definiert. Die Längsbewehrungsrichtung ξ ist jener Winkel den die Längsbewehrung mit der Brückenlängsachse einschließt.

Tab. 5 – gewählte Parameter für die Auswertung der Bewehrungsmenge

Kreuzungswinkel α	Längsbewehrungsrichtung ξ
90°	0°
60°	
45°	90°- α
30°	

6.1.2 AUSWERTUNG

Ausgewertet werden drei Bereiche je Brückenfeld. Der Randbereich mit drei Punkten, der Feldbereich mit zwei Punkten und der Stützbereich mit zwei Punkten direkt über den Stützenköpfen. Die Brücke ist bedingt durch die unterschiedlichen Gründungen der Widerlager nicht symmetrisch, es wird aber aufgrund der Großteils geringen Differenz bei den Schnittkräften zwischen den Feldern (s. Abschnitt 5.4) nur das linke Feld ausgewertet. Je nach Abschnitt werden nur die maßgebenden Punkte im stumpfen Eck des Widerlagers, das Bewehrungsmaximum im Feld und der Punkt direkt im Stützenanschluss berücksichtigt oder alle vorhanden Punkte dargestellt. (s. Abb. 43) Ausgelesen wird nur die Bewehrung in den Zugzonen, etwaig notwendige Bewehrung in der Druckzone wird nicht abgebildet. Im Rand- und Stützbereich fließt somit nur die obere, im Feldbereich nur die untere Bewehrungslage in die Betrachtungen ein. Bei der Betrachtung der Querlage muss beachtet werden, dass hier immer jener Wert ausgelesen wird, welcher zum Element mit der maximalen Längsbewehrung gehört. Da die maximale Querbewehrung aber nicht zwingend an der Stelle der maximalen Längsbewehrung auftritt repräsentiert die Querbewehrung nicht zwingend Maximalwerte, sondern vielmehr zugehörige Werte zur jeweiligen Längsbewehrung.

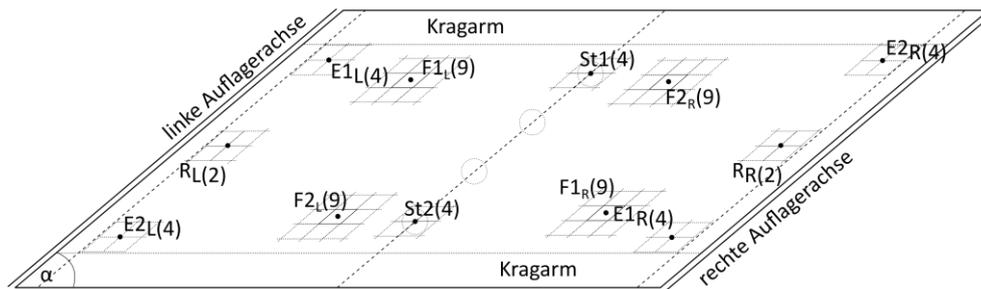


Abb. 43 – Übersicht über die Auswertungspunkte für die Parameterstudie Bewehrung

Da die Ermittlung der Schnittkräfte linear-elastisch erfolgt treten in bestimmten Bereichen Bewehrungsspitzen auf. Eine Stahlbetonplatte ist aufgrund der Rissbildung durchaus in der Lage diese Spitzen über einen größeren Bereich zu verteilen, daher werden alle Werte als Mittel eines bestimmten Bereiches ausgelesen. Für den Rand und den Stützbereich wurden unabhängig vom Kreuzungswinkel α dieselben Punkte betrachtet. Die Werte in diesen beiden Bereichen wurden jeweils aus vier Elementen gemittelt. Das Maximum im Feldbereich verschiebt sich mit der Schiefwinkligkeit und dessen Lage muss daher für jeden Kreuzungswinkel α extra bestimmt werden. Hierzu wird das Quad mit der maximalen Bewehrungsmenge ermittelt und anschließend zusammen mit den acht angrenzenden Quads zu einem Mittelwert zusammengefasst. (s. Abb. 43)

6.2 EINWIRKUNGEN

Neben den üblichen ständigen und veränderlichen Einwirkungen müssen aufgrund des integralen Systems Belastungen aus der Boden-Bauwerks-Interaktion berücksichtigt werden. Außergewöhnliche Belastungen spielen in der praktischen Bemessung ebenfalls eine Rolle, werden hier aber nicht untersucht, da die Höhe und Art dieser Auswirkungen üblicherweise stark vom Einzelprojekt abhängen. Die Ermittlung der Lasten und Einwirkungen orientiert sich unter anderem an *Tue, N. V. et al. [2016b]* sowie vorangegangenen Arbeiten zum Thema integrale Brücken wie *Lhotzky, F. [2016]*, *Oberwalder, S. [2013]* und *Anhell, T. [2014]*. Berechnungsgrundlage sind die entsprechenden Eurocodes sowie deutsche nationale Anwendungsdokumente und Normen.

Schneelasten können laut *Tue, N. V. et al. [2016b, 21]* wie auch die Windlasten aufgrund der geringen Spannweiten, dem hohen Eigengewichtsanteil in den Lastkombinationen sowie der kleinen Belastungswerte für die Windlast vernachlässigt werden. Auch unvorhergesehene Setzungen sowie das laut *DIN EN 1991-2/NA [2012, NDP zu 4.6.2 (2) ANMK. 2]* anzusetzende Ermüdungslastmodell ELM3 wurden im Zuge der Schnittgrößenberechnung nicht berücksichtigt.

Ständige Einwirkungen

Das Eigengewicht ergibt sich aus der Bauwerksgeometrie und der Wichte für Stahlbeton von 25.0 kN/m^3 laut *DIN EN 1991-1-1 [2012, Tab. A1]* und wird automatisch im Programm berücksichtigt. Zusätzlich werden die Ausbaulasten einer 8 cm dicken Gussasphalt-Schicht mit einer Wichte von ebenfalls 25.0 kN/m^3 laut *DIN EN 1991-1-1 [2012, Tab. A.6]* sowie vereinfachte Ausbaulasten von 1.0 kN/m für Geländer und Rückhaltesystem laut *Tue, N. V. et al. [2016b, 8]* angesetzt. Außerdem ist ein Randbalken zu berücksichtigen, für welchen sämtliche Teile, welche über den Rand des Modells, daher die konstruktive Betonplatte hinausgehen, als Ersatzlast mit zugehörigem Moment abgebildet werden müssen. (Vgl. *Lhotzky, F. [2016, S.38]*) Alle relevanten Geometrien wurden nach Riz-ING [2015, Kappenausbildung-Kappe 7] gewählt. Auf Zusatzlasten aus projektspezifischen Gegebenheiten wie einer Ausgleichsrampe nach *Anlage 3 zum ARS 22/2012 [2012, B(3)]*, Rüstungsgewicht im Bauzustand oder etwaige Rohrleitungslasten wird verzichtet.

Verkehrslasten

Für die vorliegende Arbeit wird keine bauliche Trennung von Richtungsfahrbahnen berücksichtigt. Die Fahrbahnbreite zwischen den beiden Randbalken beträgt $12,0 \text{ m}$. Maßstäbliche Pläne (Grundriss, Schnitt und Regelquerschnitt) können dem Anhang entnommen werden.

Die Verkehrslasten für Brücken sind im *DIN EN 1991-2* [2010] geregelt und fallen in den Bereich der veränderliche Lasten. Die lokal und projektspezifischen Anpassungsfaktoren α_Q und α_q werden mit 1,0 angenommen. Die folgende Lastaufstellung beziehen sich auf den deutschen nationalen Anhang. (Vgl. - *DIN EN 1991-2/NA* [2012])

Die Lasten werden je nach Bemessungspunkt und Last unterschiedlich auf den Fahrstreifen aufgeteilt, sodass die ungünstigsten Einwirkungskombinationen entstehen. Die verfügbare Fahrbahnbreite w_1 wird hierzu nach *DIN EN 1991-2* [2010, 4.2.3] in eine entsprechende Anzahl an Fahrstreifen n aufgeteilt. Theoretisch sind alle Fahrstreifen-Konstellationen bei der Bemessung zu berücksichtigen. Aufgrund der je nach betrachtetem System teilweise unterschiedlichen Gründungssteifigkeiten an den Brückenenden, kann eine Symmetrie in Längsrichtung nicht genutzt werden. Eine Beschränkung auf bestimmte Fahrspurvarianten ist daher notwendig. Für die vorliegende Arbeit wurden die in Abb. 44 dargestellten Fahrspuranordnungen des LM1 näher betrachtet.

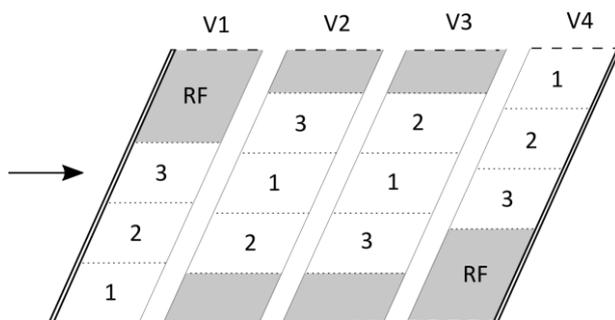


Abb. 44 – Fahrstreifenanzahl und betrachtete Nummerierung je Variante (V1-V4)

Die TS-Last (Tandem-System) simuliert die Belastungen durch Achsen einzelner Fahrzeuge. Hierzu werden je Fahrstreifen maximal eine Doppelachse ($\alpha_{Qi} \times Q_{ik}$), also insgesamt vier Einzellasten, in einem definierten Abstand und auf einer vorgegebenen Aufstandsfläche zueinander aufgestellt. Um die ungünstigste Bemessungssituation zu finden, ist diese Einzellastgruppe entlang der Längsachse zu verschieben. Als Intervall für die Verschiebung wurde ein halber Meter gewählt. Anzusetzen sind immer nur vollständige Doppelachsen, worauf im Randbereich zu achten ist. Grundsätzlich sind diese Doppelachsen immer in Spurmitte anzuordnen. Aufgrund der erwarteten geringen Auswirkung wurde auf eine Verschiebung in Querrichtung verzichtet. Die Höhe der Achslasten richtet sich nach betrachtetem Fahrstreifen, wobei die Belastung von Fahrstreifen Nummer 1 nach Nummer 3 abnimmt. (s. Abb. 44) Die UDL (Uniformly Distributed Load) stellt eine zusätzliche Flächenlast dar. Die Höhe der Last ändert sich wiederum je nach Lage auf der Brücke. Am ersten Fahrstreifen muss die höchste Flächenlast ($\alpha_{q1} \times q_{1k}$) angesetzt werden und auch der zweite Fahrstreifen wird mit einer erhöhten Flächenlast beansprucht. Alle anderen Bereiche der Fahrbahn werden einheitlich mit einer konstanten Restflächenlast belastet. Die Flächenlast UDL ist laut *DIN EN 1991-2* [2010, 4.3.2(1)] theoretisch nur an den ungünstigen Stellen der jeweiligen Einflussfläche für den Bemessungspunkt anzusetzen. Da eine exakte Berücksichtigung dieser Regelung bei schiefwinkligen Mehrfeldbrücken mit komplexen Einflusslinien mit vertretbarem Aufwand nicht realisierbar ist, werden die UDL Lasten feldweise aufgestellt.

Tab. 6 – Lasten aus dem LM1 nach DIN EN 1991-2/NA in kN bzw. kN/m²

n	$Q_{ik} \times \alpha_{Qi}$	α_{Qi}	$Q_{ik} \times \alpha_{qi}$	α_{qi}
	[kN]		[kN/m ²]	
1	300	1,0	12,0	1,33
2	200	1,0	6,0	2,40
3	100	1,0	3,0	1,20
$i \geq 4$	0	-	3,0	12,0
RF	0	-	3,0	1,20

Laut *DIN EN 1991-2/NA* [2012, 4.3.3] ist das LM 2 nicht anzuwenden und auch die Sonderlastmodelle LM3 müssen nach *DIN EN 1991-2/NA* [2012, 4.3.4] nicht angesetzt werden, was *Tue, N. V. et al.* [2016b, 13] mit dem erhöhten LM1 begründet, welches bereits ein breites Spektrum an Sonderlasten abdeckt. Lastmodell 4 (LM4) berücksichtigt Menschenansammlungen auf Brücken. Sowohl für die Fahrbahnfläche als auch für die Randflächen am Randbalken wird hier eine kontinuierliche Flächenlast von 5.0 kN/m^2 angenommen. Die Möglichkeit die Lastaufstandsfläche laut *DIN EN 1991-2* [2010, 4.3.6] aufgrund der Lastausbreitung zu erhöhen wird verzichtet, was auf der sicheren Seite liegt.

Horizontale Verkehrslasten entstehen als Reaktion auf anfahrende oder bremsende Fahrzeuge und sind in *DIN EN 1991-2* [2010, 4.4] geregelt. Die Last wird hierbei direkt in Fahrstreifenmitte über den Belag in die Brückenkonstruktion eingeleitet. Laut *Tue, N. V. et al.* [2016b, 14f] kann die dabei auftretende Exzentrizität in der Regel vernachlässigt werden. Die Bremslast wird laut *DIN EN 1991-2* [2010, 4.4.1 (2)] berechnet (s. Glg. 7+8). Die Last aus Anfahren entspricht vereinfacht der Bremslast, wirkt aber in entgegengesetzter Richtung. Fliehkräfte treten aufgrund der fehlenden Krümmung nicht auf. Die berechnete Linienlast wird vereinfacht in Brückenmitte angesetzt.

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{Q1} q_{1k} w_L L \quad \text{Glg. 7} \quad Q_{lk} = 416,50 \text{ kN}$$

$$\text{mit } 180 \alpha_{Q1} [\text{kN}] \leq Q_{lk} \leq 900 [\text{kN}] \quad 180 \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} Q_{1k} \quad \text{Glg. 8} \quad Q_{lk} = \pm 180 \text{ kN}$$

Am Randbalken muss nach *DIN EN 1991-2/NA* [2012, 5.3.2.1] eine Flächenlast von 5.0 kN/m^2 vorgesehen werden, um die Lasten durch die Nutzung als Geh- oder Radweg abzudecken. Für die Kombination in der Gruppe gr1 darf die Last auf 3.0 kN/m^2 *DIN EN 1991-2/NA* [2012, Tab. 4.4a] abgemindert werden. Die Last kann sowohl beidseitig als auch einseitig wirken. (Vgl. - *DIN EN 1991-2/NA* [2012, Tab. 4.4a, Anmk. C])

Temperatur

Die Temperaturbeanspruchung setzt sich aus mehreren Komponenten zusammen. Berücksichtigt wurden der konstante (ΔT_N) welche auch in Abschnitt 5.5 untersucht wurde und der vertikal veränderliche Anteil (ΔT_M). Der konstante Anteil der Temperaturänderung wird aus den Extrema der Außenlufttemperaturen (T_{max} und T_{min}) bestimmt. In Deutschland ist für Brücken laut *DIN EN 1991-1-5/NA* [2012, NDP zu 6.1.3.2(1)] $T_{min} = -24^\circ\text{C}$ und $T_{max} = 37^\circ\text{C}$ zu wählen. Diese Werte müssen laut *DIN EN 1991-1-5* [2010, Bild 6.1] je nach Typ des Bauwerks zusätzlich korrigiert werden, um die entsprechenden Bauteiltemperaturen ($T_{e,max}$ und $T_{e,min}$) zu erhalten. Die tatsächlichen konstanten Temperaturdifferenzen ($\Delta T_{N,con}$ und $\Delta T_{N,exp}$) ergeben sich anschließend unter Berücksichtigung der Aufstelltemperatur (T_0), welche laut *DIN EN 1991-1-5* [2010, Anhang A] mit 10°C gewählt werden darf.

Der veränderliche Temperaturanteil in vertikaler Richtung (ΔT_M) ist laut *DIN EN 1991-1-5/NA* [2012, NDP zu 6.1.2(2)] mit dem Verfahren 1 nach *DIN EN 1991-1-5* [2010, 6.1.4.1] zu berechnen. ($\Delta T_{M,Heat}$ und $\Delta T_{M,cool}$) Der erste Wert repräsentiert eine einseitige Erwärmung der Oberseite, der zweite eine Abkühlung. Beide können aus *DIN EN 1991-1-5* [2010, Tab. 6.1] entnommen werden. Je nach Belagsdicke sind die Tabellenwerte ergänzend mit k_{sur} aus *DIN EN 1991-1-5* [2010, Tab. 6.2] zu multiplizieren. Konservativ werden trotz Belagsstärke von 80 mm beide k_{sur} Werte mit 1,0 angenommen.

Zusätzlich zu den genannten Temperaturlasten muss eine Temperaturdifferenz nach *DIN EN 1991-1-5* [2010, 6.1.6] zwischen unterschiedlichen Bauteilen beachtet werden, wenn die Möglichkeit besteht, dass zwei gekoppelt Bauteile unterschiedlichen konstanten Temperaturbelastungen ausgesetzt sein könnten. Laut *DIN EN 1991-1-5/NA* [2012, NDP zu 6.1.6(1)] ist der Effekt zu berücksichtigen und mit einer Erhöhung der Differenz der konstanten Temperaturbeanspruchungen um 15°C abzusichern. Unter der Annahme, dass alle Bauteile in etwa gleich starken Temperaturschwankungen ausgesetzt sind, Differenzen sich aber durchaus negativ auswirken können, wird die maximale konstante Temperaturdifferenz zwischen den Bauteilen mit $\Delta T_{N,W} = \Delta T_{N,Pf} = \pm 15^\circ\text{C}$ festgelegt.

Neben dem Überbau wird auch der Unterbau durch eine in Querrichtung linear veränderliche Temperaturbeanspruchungen belastet. In Deutschland gelten hier die Empfehlungen laut *DIN EN 1991-1-5* [2010, 6.2.2(1)+(2)], was für die Stützen eine lineare Temperaturdifferenz von $T_{M,Pf} = \pm 5^\circ\text{C}$ und für die Widerlagerwand eine Differenz von $T_{M,W} = \pm 15^\circ\text{C}$ zur Folge hat. Eine Zusammenfassung der verwendeten Temperaturlasten für die Parameterstudie finden sich in Tab. 7.

Tab. 7 – Übersicht Temperaturlasten

$T_{\max} = 37^\circ\text{C} / T_{\min} = -24^\circ\text{C}$	$T_0 = 10^\circ\text{C}$
Typ: 3 (Betonbrücke)	$+2^\circ\text{C}/+8^\circ\text{C}$
$T_{e,\max} = +39^\circ\text{C}$	$T_{e,\min} = -16^\circ\text{C}$
$\Delta T_{N,\text{exp}} = +29^\circ\text{C}$	$\Delta T_{N,\text{con}} = -26^\circ\text{C}$
$\Delta T_{M,\text{heat}} = +15^\circ\text{C}$	$\Delta T_{M,\text{heat}} = +8^\circ\text{C}$
$\Delta T_{N,W} = \pm 15^\circ\text{C}$	$\Delta T_{N,Pf} = \pm 15^\circ\text{C}$
$\Delta T_{M,W} = \pm 15^\circ\text{C}$	$\Delta T_{M,Pf} = \pm 5^\circ\text{C}$

In der Bemessung müssen Belastungen aus konstantem und veränderlichem Anteil überlagert werden. Hier darf laut *DIN EN 1991-1-5* [2010, 6.1.5] ein Beiwert zur Abminderung einer der beiden Komponenten herangezogen werden. (s. Glg. 9+10)

$$\Delta T_{M,\text{heat}} \text{ (or } \Delta T_{M,\text{cool}}) + \omega_N \Delta T_{N,\text{exp}} \text{ (or } \Delta T_{N,\text{con}}) \quad \text{Glg. 9}$$

$$\omega_M \Delta T_{M,\text{heat}} \text{ (or } \Delta T_{M,\text{cool}}) + \Delta T_{N,\text{exp}} \text{ (or } \Delta T_{N,\text{con}}) \quad \text{Glg. 10}$$

Abschließend sind die unterschiedlichen Temperaturlastfälle zu kombinieren. Laut *Tue, N. V. et al.* [2016b, S.14f] dürfen die hierbei möglichen Kombinationen aufgrund der geringen Auftretswahrscheinlichkeit von starken Temperaturstützen im Sommer und Hitzewellen im Winter reduziert und abgemindert werden. Eine Zusammenfassung der verwendeten Kombination der Lastfälle findet sich in der österreichischen *RVS 15.02.12* [2016, Abb. 2+3].

Erddruck

In Deutschland ist der Erddruck auf Stützbauwerke nach *DIN 4085* [2011] zu berechnen. Er setzt sich bei integralen Brückenbauwerken im Wesentlichen aus drei unabhängigen Komponenten zusammen. Der Erdrhedruck aus dem Eigengewicht des Bodens, sowie die Horizontallast aus der vertikalen Verkehrslast müssen auch bei konventionell gelagerten Brücken berücksichtigt werden. Der dritte Teil entsteht aus der zyklischen Horizontalbewegung des Widerlagers relativ zum Dammkörper und ist nur bei lagerlosen Bauwerken zu berücksichtigen. Dieser Teil wird durch den Eurocode nicht geregelt und muss hier anhand von *Vogt, N.* [1983] berücksichtigt werden. Grundsätzlich setzt sich der Erddruck aus unterschiedlichen Lastquellen zusammen. Für die Parameterstudie wird nur der Anteil aus dem Eigengewicht des Bodens und unabhängig davon die vertikale Verkehrslast nach *DIN EN 1991-2* [2010, 4.9] berücksichtigt.

Die Berechnung des Erddrucks vereinfacht sich unter Berücksichtigung der angeführten Randbedingungen (s. Tab. 8) zum Rankine'schen Sonderfall und kann vereinfacht nach *DIN 4085* [2011, 6.3.1.2 Glg.(9)] berechnet werden.

Tab. 8 -Randbedingungen für Erddruckbeiwerte nach *Tue, N. V. et al.* [2016b]

Randbedingungen	
Widerlagerhöhe h	8 m
Wichte des Bodens γ	$20 \frac{kN}{m^3}$
Reibungswinkel φ	30°
Widerlagerneigung α	0°
Geländeneigung β	0°
Wandreibungswinkel δ_i	$\delta_a = 0^\circ / \delta_p = -15^\circ$

Der aktive Erddruck gilt solange sich die Widerlagerwand vom Erdkörper ausreichend wegbewegt. Die Erdruhedruckbeiwerte berechnen sich für dieselben Randbedingungen nach *DIN 4085* [2011, 6.4.1 Glg. (56)] ausschließlich aus dem Reibungswinkel des Bodens (φ). Der passive Erddruck tritt erst bei relativ großen Horizontalverformungen der Widerlager in Richtung des Erdkörpers auf. Unter Berücksichtigung des Wandreibungswinkels für den passiven Erddruck (δ_p) kann für $\alpha = \beta = 0$ der Wert aus *DIN 4085* [2011, Anhang B-Bild B.7] entnommen werden. Die Ergebnisse aus der Berechnung sind in Tab. 9 dargestellt.

Tab. 9 – Erddruckbeiwerte nach *DIN 4085* [2011] für Randbedingungen in Tab. 8

$K_{a\gamma} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$	$K_{a\gamma} = 0.333$
$K_0 = 1 - \sin(\varphi)$	$K_0 = 0.5$
<i>DIN 4085</i> [2011, Anhang B-Bild B.7]	$K_{p\gamma} = 4.66$

Um den tatsächlichen mobilisierten passiven Erddruck zu berechnen, muss auf aktuelle Richtlinien zurückgegriffen werden. In Deutschland gilt die *RE-ING (T2/Ab5)* [2013], welche auch für die Parameterstudie herangezogen wird. Hier sind theoretisch obere und untere Grenzwerte zu berücksichtigen, da sowohl ein zu hoher als auch ein zu niedriger passiver Erddruck sich negativ auswirken können. Für die Parameterstudie wird das Ansetzen eines gemittelten Wertes als ausreichend erachtet. Der mobilisierte passive Erddruck ist in Abhängigkeit der tatsächlichen Widerlagerverformung mit unterschiedlichen Formelapparaten je nach Richtlinie zu bestimmen. Die *RE-ING* stützt sich hier auf Berechnungen nach *Vogt, N.* [1983]. Der aktive Erddruck ist mit dem Wintertemperaturlastfall, der Passive mit dem Sommertemperaturlastfall zu überlagern.

Anhand der in Tab. 9 angeführten Basisgrößen kann der, aufgrund der zyklischen Verdichtung des Erdreichs durch die Temperaturschwankungen entstehende, mobilisierte passive Erddruck nach Glg. 11 (Vgl. *Vogt, N.* [1983, S.78]) *Vogt, N.* [1983, S.78] berechnet werden. Im Wesentlichen errechnet sich der mobilisierte Erddruck aus dem Erdruhedruck (e_0), dem Grenzfall des vollen passiven Erddrucks (e_p), der Verschiebung der Widerlagerwand ($v_{(z)}$) in Abhängigkeit der Tiefe (z) und einem empirischen Wert a , welcher die Steifigkeit des anstehenden Materials beschreibt. Die Art der Widerlagerverformung wird hier nicht berücksichtigt.

$$K_{ph,mob} = K_0 + (K_p - K_0) \frac{\frac{v(z)}{z}}{a + \frac{v(z)}{z}} \quad \text{Glg. 11}$$

$v_{(z)} = s_h \left(1 - \frac{z}{h}\right)$...horizontale Verschiebung
s_h	...horizontale Kopfverschiebung
h	...Wandhöhe
z	...Tiefe (ab OK Hinterfüllung)
K'_{phy} oder $K_{ph,mob}$...Erddruckbeiwert mobilisierter Erddruck
K_{phy} oder K_p	...Erddruckbeiwert passiver Erddruck (Grenzwert)
K_0	... Erddruckbeiwert für den Erdruhedruck

Für die Ermittlung des passiven Erddrucks nach *Vogt, N.* [1983] muss zunächst eine Ausgangsverschiebung $v_{(z)}$ berechnet werden. (s. Glg. 11) Dies geschieht in einem Vorlauf, in welchem der Brückenüberbau mit der maximalen Temperaturdifferenz belastet wird. Die in weiterer Folge an den vier Eckpunkten der Widerlagerwand abgelesenen Horizontalverformungen ($\Delta T = 55^\circ$) wurden als Eingangswert für die Berechnung herangezogen. Die Werte zwischen den Punkten wurden der Einfachheit halber interpoliert. Die gewählten Randbedingungen und die sich daraus ergebende Berechnung kann dem Anhang entnommen werden. Während der größte aktive und ruhende Erddruck näherungsweise an der tiefsten Stelle der Widerlagerwand angenommen werden kann, muss für den passiven Erddruck je Ecke ein anderer Wert berechnet werden, welcher programmintern aus der Verschiebung zu Folge der Temperatur ermittelt wird.

Eine weitere Einwirkung stellt die Erddruckbelastung durch den Verkehr dar. Durch die vertikale Belastung der Hinterfüllung entstehen zusätzliche horizontale Druckkräfte auf die Widerlager- und Flügelwände, welche zu berücksichtigen sind. Der Wirkungsbereich der UDL-Last kann hierbei über die ganze Höhe angenommen werden. Die Tandemlast ist laut *DIN EN 1991-2/NA* [2012, NCI zu 4.9.1(1) Anmk. 2] zunächst auf einer Ersatzfläche mit drei Meter Breite und fünf Meter Länge zu verschmieren und anschließend über den Winkel der Gleitfläche des betrachteten Erdkörpers ϑ_α laut *DIN 4085* [2011, 6.3.1.2 Glg.(9)] auf eine entsprechende Höhe der Widerlager- bzw. Flügelwand umzurechnen. Da die Belastung aus Verkehr unabhängig von der Bewegung der Widerlagerwände durch Temperatureinwirkungen auftritt, kann K_0 als Erddruckbeiwert angesetzt werden. Im Gegensatz zum Erdruhedruck nimmt die Belastung aus Verkehr mit zunehmender Tiefe ab der Geländeoberkante ab. Der Maximalwert tritt somit direkt an der Geländeoberkante auf. Grundsätzlich tritt die Verkehrslast je nach betrachteter Spur nur in einem bestimmten Bereich der Widerlagerwand auf. Da die Belastung aber gering ist, wird sie vereinfacht über die gesamte Fahrbahn (drei Spuren) verschmiert.

Alle drei Erddruckanteile (e_a , e_{mob} , e_p) müssen mit den entsprechenden Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten der verursachenden Einwirkung versehen werden. Als ständig wirkender Ausgangswert wird hier der Erdruhedruck angesetzt. Für den aktiven bzw. mobilisierten passiven Erddruck wird die Differenz auf den Erdruhedruck mit den entsprechenden Temperaturbeiwerten abgezogen, bzw. hinzugerechnet. Die Verkehrslast wird unabhängig von den restlichen Horizontallasten mit den entsprechenden Beiwerten für Verkehr angesetzt.

Tab. 10 – Gesamtlast zufolge Erddruck je Lastquelle

Bezeichnung	Symbol	Last in kN/m ²
aktiver Erddruck	e _a	20.67
Erdruhedruck	e ₀	62
passiver Erddruck	e _p	variabel
Erddruck aus TS	e _{TS}	max. 13.32
Erddruck aus UDL	e _{UDL}	max. 7.0

Eine Zusammenfassung der angesetzten Erddrucklasten und Beiwerte kann Tab. 10 entnommen werden. Für den aktiven Erddruck, den Erdruhedruck, sowie für die Verkehrslasten sind die jeweiligen Maximalwerte angegeben. Die Angabe der Belastung aus dem passiven Erddruck ist nicht möglich da diese Programmintern berechnet wird.

Langzeiteffekte

Die Schwinddehnung wird getrennt nach Trocknungsschwinden und autogenem Schwinden ermittelt und zeitabhängig berücksichtigt. Der Grundwert des Trocknungsschwindens ergibt sich mit den laut *DIN EN 1992-2/NA* [2013, NCI zu 3.1.4 (1) P] für Brücken empfohlenen 80% Luftfeuchtigkeit, der CEM Klasse N und der Betonfestigkeit von C35/45 zu $\varepsilon_{cd,0} = 2,5 \times 10^{-4}$ laut *DIN EN 1992-2/NA* [2013, Tab. NA.B.2]. Der Korrekturfaktor γ_{lt} für die Langzeit-Extrapolation der empirischen Formel ergibt sich mit $t = 100$ Jahre laut *DIN EN 1992-2/NA* [2013], Tab B.101 zu $\gamma_{lt} = 1,20$, der Beiwert zur Berücksichtigung der wirksamen Querschnittsdicke mit $h_0 = 2 A_c/u$ zu $k_h = 0,70$. Die weitere zeitabhängige Betrachtung $\varepsilon_{ca}(t)$ nach Glg. 12-15 erfolgt üblicher Weise in unterschiedlichen Zeitabschnitten (t). Für die Parameterstudie wird vereinfacht die Schwindverformung für $t = \infty$ auf alle Bauteile gleichzeitig angewandt.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad \text{Glg. 12}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \gamma_{lt} \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{ca}(0) \quad \text{Glg. 13}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad \text{Glg. 14}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) \quad \text{Glg. 15}$$

Das zeitabhängige autogene Schwinden $\varepsilon_{ca}(t)$ ergibt sich mit $\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}}$ und $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ laut *DIN EN 1992-2* [2010, Glg. (3.11)-(3.13)]. Aus den beiden Schwinddehnungstypen kann die Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t)$ berechnet werden, welche für die gegebenen Randbedingungen $\varepsilon_{cs}(t = \infty) = 2,626 \cdot 10^{-4}$ beträgt. Kriechen und Relaxation finden in dieser Parameterstudie keine Anwendung, da keine Vorspannung vorgesehen ist und die Auswirkungen somit vernachlässigt werden können.

Lastfallkombinationen

Die Lastfallkombination erfolgt ausschließlich für den ULS Lastfall. Die SLS Lastfälle werden nicht näher betrachtet. Als Kombinationsbeiwerte werden die gültigen Werte laut DIN herangezogen. Diese sind in Tab. 11 dargestellt.

Die maßgebliche Lastfallkombination wird durch das Programmpaket *SOFiSTiK 2016* (Programmmodul *Maxima*) automatisch generiert. Es sei angemerkt, dass die Temperatureinwirkungen gemäß *DIN-Hb EC2* [2013, 5.4 (3)] mit 0.6 multipliziert werden, um die Abminderung der Steifigkeit infolge Rissbildung zu berücksichtigen. Für die Belastung durch Erddruck in folgen von Temperatur wird diese Abminderung nicht berücksichtigt.

Tab. 11 – verwendete Teilsicherheitsbeiwerte

Bezeichnung	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G1 Eigengewicht	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
G2 Eigengewicht aus Ausbaulasten	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C Schwinden	1.00	0	1.00	1.00	1.00
L_T Tandemlast Verkehr	1.35	0	0.75	0.75	0
L_U UDL-Last Verkehr	1.35	0	0.40	0.40	0
L_H Horizontallast Verkehr	1.35	0	0	0	0
T Temperaturlasten	1.35	0	0.80	0.60	0.50

6.3 EINFLUSS DER BEWEHRUNGSFÜHRUNG

Die Richtung der Bewehrung hat wesentlichen Einfluss auf den Lastabtrag im Bauteil, da der Stahl Lasten nur in Längsrichtung aufnehmen kann. Optimaler Weise verläuft die Last somit exakt in Richtung der Bewehrung. Bei schiefwinkligen Brücken ist dies oft nicht der Fall, was an manchen Stellen zu einer ineffizienten Bewehrungsführung führt. Wie weit die Bewehrung abweichen darf, bevor ein vereinfachtes Bewehrungsmuster aufgrund der hohen Bewehrungsmenge wirtschaftliche sinnlos wird, soll untersucht werden.

6.3.1 BEWEHRUNGSMUSTER A

Das Bewehrungsmuster A repräsentiert die Empfehlung nach *Leonhardt, F. [1979]* für Brücken mit einem Kreuzungswinkel α größer 60° . Hier handelt es sich um mäßig schiefwinklige Tragwerke, welche mit einer Längsbewehrung parallel zur Brückenlängsachse und einer Querbewehrung parallel zur Auflagerachse zu bewehren sind.(s. Abb. 45 oder Abschnitt 3.2.1) Da die Längsbewehrung konstant in Brückenlängsrichtung verläuft und die Querbewehrung sich mit den Widerlagern mit dreht, richtet sich die Querbewehrung mit zunehmender Schiefwinkligkeit automatisch stärker in Richtung der Längsbewehrung aus. Was zu einem kleineren Kreuzungswinkel zwischen den Bewehrungsscharen und somit insgesamt zu einer ineffizienteren Bewehrung führt. Ausgewertet werden alle zur Verfügung stehenden Punkte im linken Feld für vier unterschiedliche Kreuzungswinkel α . Der Einfluss der Gründungsvarianten wird hier nicht dargestellt.

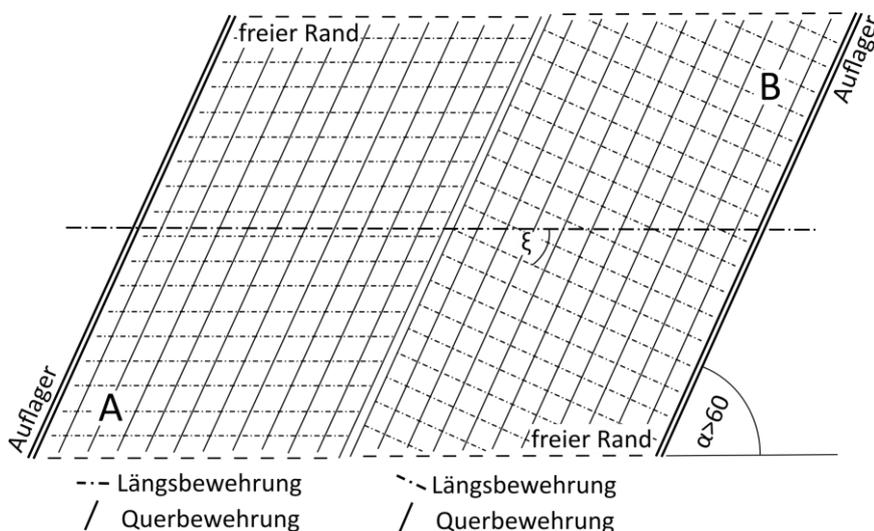


Abb. 45 – gewählte Bewehrungsrichtungen A und B nach *Leonhardt, F. [1979]*

Randbereich (Brückenende)

Bedingt durch die integrale Bauweise und die Art der Belastung tritt hier insgesamt ein Stützmoment auf, weshalb die Hauptzugbelastung im oberen Plattenteil stattfindet. Der untere Plattenteil wird in Querrichtung ebenfalls mit Zugkräften beansprucht, da die Temperatureinwirkung sich auf der gesamten Querschnittshöhe auswirkt. Die Längsbewehrung ist aufgrund der Ausweichmöglichkeit der Platte in Längsrichtung von der Temperatureinwirkung erst bei zunehmender Schiefwinkligkeit betroffen, wo im stumpfen Eck (E_1) die Menge der Längsbewehrung auf der Plattenunterseite mit zunehmender Schiefwinkligkeit zunimmt.—(s. Bewehrungsbilder im Anhang D.3) Auf der Plattenoberseite sind in beide Richtungen Zugkräfte unabhängig von der Schiefwinkligkeit vorhanden. Die Menge der Querbewehrung übersteigt hier jene der Längsbewehrung. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit verstärkt sich dieser Effekt. Grund ist wieder die Temperaturlast in Querrichtung die auch im oberen Bereich der Platte zusätzliche Bewehrungsmengen erforderlich macht. Grundsätzlich tritt die größte Bewehrungsmenge im oberen und unteren Plattenbereich in den Eckpunkten E_1 und E_2 auf (s. Bewehrungsbilder im Anhang D.3). In diesem Bereich erfolgt zum Feld hin ein relativ steiler Abfall der Bewehrungsmenge, wodurch es durch die Mittelwertbildung bei der Bewehrungsmenge der Querlage für die gerade Brücke zu einem scheinbaren Maximum im Punkt R kommt. (s. Abb. 46 - Querbewehrung) Im weiteren Verlauf der Auswertung wird in diesem Abschnitt zum Rand nur noch auf die obere Bewehrungslage eingegangen.

Im Punkt E_1 kommt es bei zunehmender Schiefwinkligkeit zu einem mäßigen Anstieg der Bewehrungsmenge für die Längsbewehrungsschar und zu einem deutlichen Anstieg für die Querbewehrungslage. Der mäßige Anstieg der Längsbewehrung entsteht durch die zunehmende Differenz der Ausrichtung der Hauptbelastungsrichtung und der Längsbewehrungsrichtung bei zunehmender Schiefwinkligkeit, welche negative Auswirkungen auf die Effizienz der Bewehrung hat. Die Querbewehrung wird somit einerseits stark von der Temperaturlast beeinflusst und andererseits von einer zunehmenden Lastverlagerung von der Längsbewehrungsschar zur Querbewehrungsschar mit zunehmender Schiefwinkligkeit, was sich insbesondere bei kleinen Kreuzungswinkeln α von 30° bemerkbar macht. (s. Abb. 46) Der betrachtete Punkt R bildet bei der geraden Brückenvariante den Punkt mit der kleinsten Belastung am Rand. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit rückt diese Minimum näher ans stumpfe Eck, wodurch der Einflussbereich des spitzen Ecks (E_2) zunimmt und jener des stumpfen Ecks (E_1) abnimmt. Gleichzeitig kommt es im Punkt E_1 zu einer Bewehrungskonzentration, welche aufgrund des kleinen Bereichs auf den sich diese Begrenzt bei der Auswertung nicht erfasst wurde. (s. Bewehrungsbilder im Anhang) Durch diese Verschiebung liegt der Punkt R immer weiter im Einflussbereichs des spitzen Ecks (E_2) was einen Teil des Anstiegs erklärt. Ein weiterer Teil entsteht durch die mit zunehmender Schiefwinkligkeit grundsätzlich höhere Belastung des Widerlagers. Im spitzen Eck (E_2) nimmt die Bewehrungsmenge der Querlage mit zunehmender Schiefwinkligkeit weniger stark zu als jene der Längsbewehrungsschar. Grund ist die geringere Belastung des Punktes durch die Temperatur in Querrichtung (s. Abschnitt 5.5) und die Verschiebung des Bewehrungsmaximums in Richtung des stumpfen Ecks.

Insgesamt wird mit zunehmender Schiefwinkligkeit in allen Ecken mehr Bewehrung in beide Richtungen benötigt. Bei kleinen Kreuzungswinkeln α müssen beide Bewehrungsscharen, insbesondere aber die Querbewehrung, stark erhöht werden, da es zu einer ungünstigen Ausrichtung der Bewehrungslagen kommt. Die Bewehrungsrichtung wirkt somit deutlich auf die Bewehrungsmenge aus. Geht man davon aus, dass bei einer schiefwinkligen Platte Punkte mit sehr stark unterschiedlichen Bewehrungsrichtungen existieren, ist für einen effizienten Lastabtrag ein ausreichend großer Kreuzungswinkel zwischen den Bewehrungsscharen von großem Vorteil, da so mehrere unterschiedliche Belastungsrichtungen mit einer einheitlich verlegten Bewehrung abgedeckt werden können.

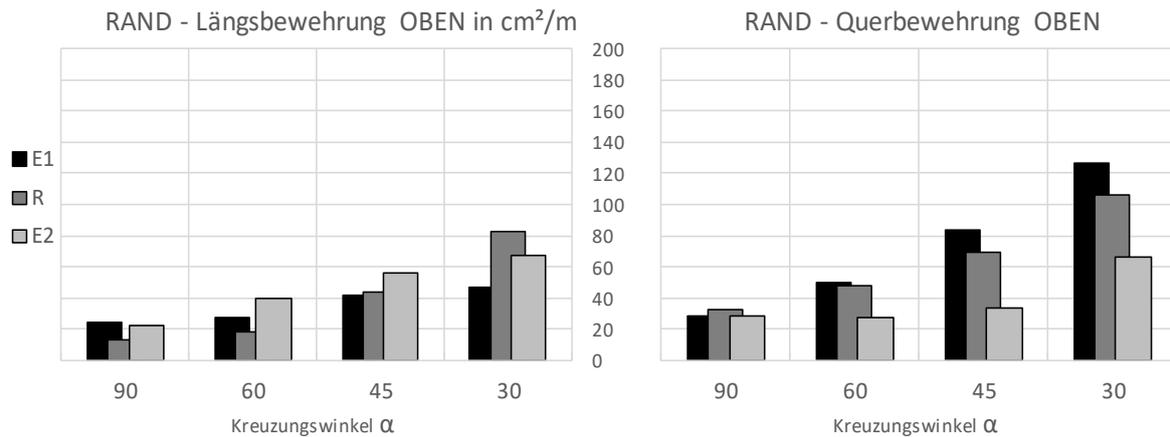


Abb. 46 – durchschnittliche Bewehrungsmengen für die Randpunkte

Feldbereich

Bei geraden Brücken spielt die Querlage im Feld eine untergeordnete Rolle. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit, steigt aber die Bewehrungsmenge der Querbewehrungsschar und bildet hierbei ein separates Maximum im Feld, welches bei weiter zunehmender Schiefwinkligkeit in den Eckbereich der stumpfen Ecke (E_1) übergeht. Die maximale Längs- und Querbewehrung tritt hier nicht im selben Punkt auf. (s. Bewehrungsbilder im Anhang D.3)

Die Feldbewehrung wird im Gegensatz zu den anderen beiden Bereichen nicht immer im selben Punkt ausgelesen, sondern in den Punkten mit den Maximalwerten. Diese Maxima bewegen sich, wie in vorhergehenden Abschnitten beschrieben je nach Brückengeometrie und rücken mit zunehmender Schiefwinkligkeit in Richtung der stumpfen Ecken. Das absolute Maximum der Längsbewehrungsmenge je Feld tritt hierbei im Bereich des stumpfen Ecks des Widerlagers auf (Punkt F_1), obwohl die Belastung laut vorangegangenen Parameterstudien im Punkt F_2 etwas größer wäre. Ein direkter Vergleich mit den vorangegangenen Parameterstudien ist schwierig, da hier andere Maxima gewählt wurden. Grundsätzlich kann dieser Wechsel des Maximums im Feld aber auf die Temperaturbeanspruchung in Kombination mit dem Bewehrungsmuster zurückgeführt werden, da sich wie in Abschnitt 5.5 beschrieben, die Hauptlast zwischen den stumpfen Ecken der Auflager ausbildet und somit in erster Linie die Bewehrung in F_1 erhöht und der Wechsel des Maximums nur bei Bewehrungsmuster A auftritt.

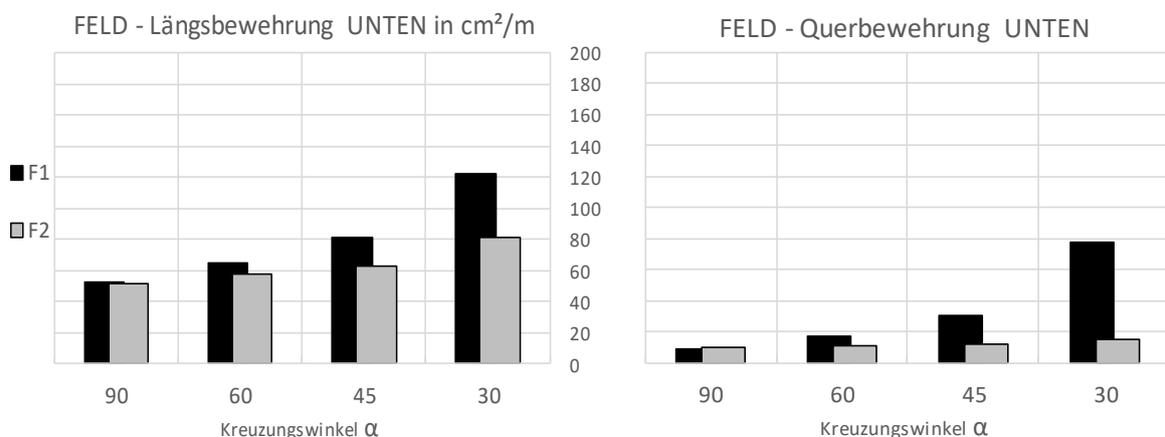


Abb. 47 - durchschnittliche Bewehrungsmengen für die Feldpunkte

Im Punkt F_1 steigt die Bewehrungsmenge mit zunehmender Schiefwinkligkeit für die Längs- und die Querrichtung bedingt durch Temperatur- und Gleichlast kontinuierlich an. Im Punkt F_2 reagiert die Bewehrungsmenge bei zunehmender Schiefwinkligkeit ausschließlich bei der Längsbewehrung. Hier führt die Abweichung der

Längsbewehrungsrichtung ξ von den Hauptmomentenrichtungen ψ welche zunehmend orthogonal zu den Auflagern verlaufen zu einem geringfügigen Anstieg.

Stützbereich

Bei einem symmetrischen Brückensystem wären die beiden Punkte des Stützbereichs hinsichtlich der notwendigen Bewehrungsmenge ident. Durch den geringen Einfluss der unterschiedlichen Gründungsarten treten hier Abweichungen auf. Üblicherweise finden sich im Bereich des Mittelaufagers aufgrund der hohe Steifigkeit durch die Durchlaufwirkung die absolut größten Momentenwerte. (s. Kapitel 5.2) Wie im Randbereich tritt die Hauptzugbelastung aufgrund des Stützmoments an der Plattenoberseite auf. Da im Stützbereich aufgrund der Lage nahe an der Nulllinie kaum Temperaturlasten auftreten ist faktisch keine Zugbeanspruchung an der Plattenunterseite vorhanden. (s. Abschnitt 5.5) An der Oberseite sind unabhängig von der Schiefwinkligkeit beide Bewehrungsscharen relevant.

Bis zu einem Kreuzungswinkel von 60° steigt die Bewehrungsmenge im Stützbereich mäßig an. Nimmt der Kreuzungswinkel α weiter ab, kommt es zu einer starken Bewehrungszunahme beider Bewehrungsscharen. Die hohe Lastkonzentration in Kombination mit dem immer kleineren Kreuzungswinkel α zwischen den Bewehrungsscharen führt mit zunehmende Schiefwinkligkeit zu einem Anstieg der Bewehrung in beiden Lagen. Diese gleichmäßige Bewehrungszunahme kann mit der über den Stützen auftretenden zweiachsigen Lastabtragung begründet werden, welche zu einer relativ Verteilung Belastung in beide Richtungen führt. Während bei der geraden Brücke beide Scharen noch in Richtung der Einwirkung verlaufen, treten bei zunehmender Schiefwinkligkeit vermehrt Differenzen zwischen der Ausrichtung der Hauptbeanspruchungsrichtung ψ und der Richtung der Bewehrung auf.

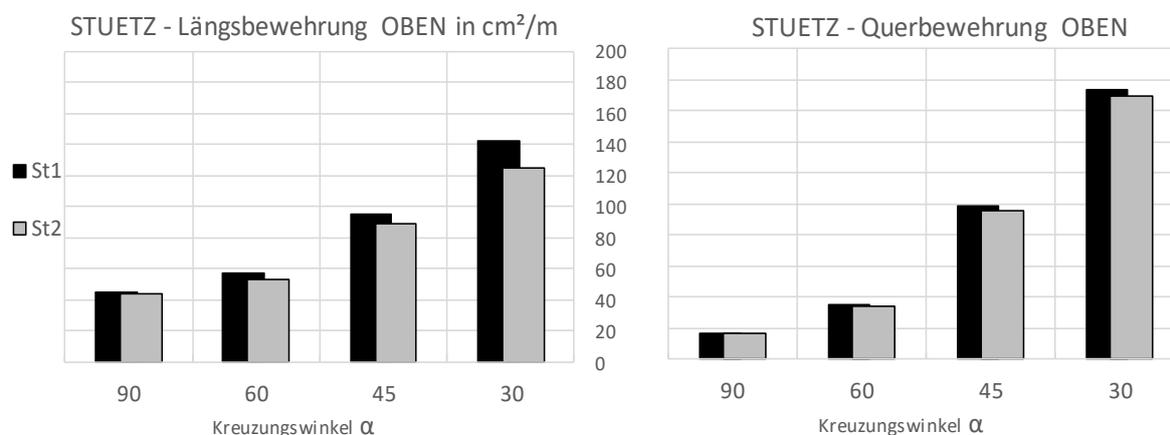


Abb. 48 - durchschnittliche Bewehrungsmengen für die Punkte im Stützbereich

6.3.2 BEWEHRUNGSMUSTER B

Das Bewehrungsmuster B stellt die Empfehlung nach *Leonhardt, F. [1979]* für Brücken mit einem Kreuzungswinkel α kleiner 60° dar. (s. Abb. 14 in Abschnitt 3.2.1) Ein Vorteil dieser Art der Bewehrung liegt im konstanten Winkel zwischen den Bewehrungsscharen, welcher unabhängig vom Kreuzungswinkel α der Brücke 90° beträgt. So kann in jede Richtung ein effizienter Lastabtrag durch die Bewehrung erfolgen, unabhängig von den Hauptspannungsrichtungen ψ . Ein wesentlicher Nachteil besteht jedoch im Verlegeaufwand. Während beim Bewehrungsmuster A alle Stäbe die gleiche Länge aufweisen, muss hier jeder Stab der Längsbewehrung in seiner Länge an die Brückengeometrie angepasst werden.

Randbereich (Brückenende)

Wie Abb. 49 erkennbar unterscheidet sich die benötigte Bewehrungsmenge beider geraden Variante nicht von jener aus Abschnitt 6.3.1, da hier beide Bewehrungslagen ident verlaufen. Erst mit zunehmender Schiefwinkligkeit stellt sich ein Unterschied ein. Auf der Plattenunterseite treten kaum Zugspannung in Richtung

der Längsbewehrung auf, sehr wohl aber in Querrichtung, was wiederum mit der Temperatur erklärt werden kann. Auf der Plattenoberseite tritt das maximale Moment am Rand im stumpfen Eck (E_1) auf, wobei die Differenz zur spitzen Ecke (E_2) gering ist. Hier scheint im Gegensatz zu Muster A die Bewehrungsrichtung auch bei größerer Schiefwinkligkeit die Beanspruchungsrichtung gut abzudecken. Die maximale Querbewehrung tritt bei zunehmender Schiefwinkligkeit im spitzen Eck (E_2) auf. Insgesamt nimmt die notwendige Längsbewehrung für das Muster B bei zunehmender Schiefwinkligkeit sogar ab, während die Menge für die Querlage etwas steigt. So kann mit einer etwas höheren Bewehrungsmenge für kleinere Kreuzungswinkel α gerechnet werden. Da die Bewehrungsscharen unabhängig vom Kreuzungswinkel der Brücke α einen 90° Winkel einschließen, kommt es auch bei kleinen Kreuzungswinkeln α zu weniger ineffizienten Belastungssituationen und die Bewehrung kann Lasten in unterschiedliche Richtungen besser abtragen.

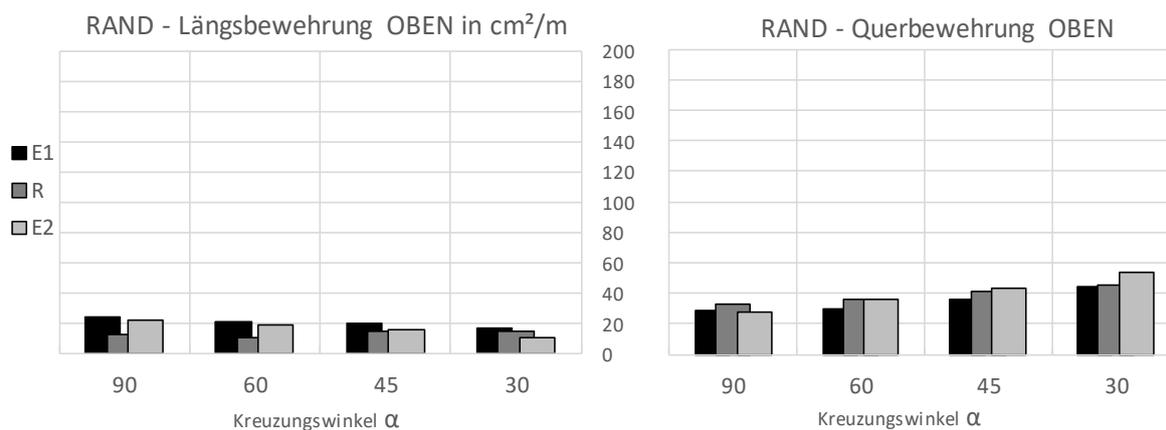


Abb. 49 - durchschnittliche Bewehrungsmengen für die Punkte im Randbereich (Muster B)

Feldbereich

Die Feldbewehrung wird von zwei geometrischen Faktoren wesentlich beeinflusst. Einerseits kann die Platte die Last in Richtung der Längsbewehrung effizient abtragen, da die Längsbewehrung sich mit dem Kreuzungswinkel mit dreht und in Richtung der effektiven Spannweite L verläuft. Andererseits nimmt die effektive Spannweite L mit zunehmender Schiefwinkligkeit ab, wodurch auch die Feldmomente abnehmen. (s. Abschnitt 5.2)

Die Längsbewehrung nimmt nach einem kurzen Anstieg bis zu einem Kreuzungswinkel α von 60° bedingt durch die Schiefwinkligkeit und die dadurch entstehende punktuelle Lastkonzentration zunächst etwas zu. (s. Abb. 50) Bei kleineren Kreuzungswinkeln α sinkt die Bewehrungsmenge, da die effektive Spannweite L immer stärker abnimmt. Die zugehörige Querbewehrung steigt gleichzeitig etwas an, was auf eine geringfügige Verlagerung der Kraft von der Längs- in die Querbewehrung schließen lässt und hauptsächlich mit dem zunehmend zweiachsigen Lastabtrag zu tun hat. (s. Abschnitt 5.2) Der starke Abfall der Querbewehrungsmenge ist bedingt durch ein auseinanderrücken des Längs- und Querbewehrungsmaximums. Während bis zu einem Kreuzungswinkel α gleich 45° sowohl das Maximum der Längs- als auch der Querlage am Rand liegen, rückt bei einem Kreuzungswinkel α von 30° das Querbewehrungsmaximum noch stärker an den Rand. Gleichzeitig bewegt sich das Längsbewehrungsmaximum, welches die Lage des ausgelesenen Punktes vorgibt, in Richtung Feldmitte. Hinzu kommt das bei einer so großen Schiefwinkligkeit ($\alpha=30^\circ$) die Menge der Querbewehrung jene der Längsbewehrung übersteigt. Betrachtet man sowohl für die Längs- als auch für die Querbewehrung das Maximum, zeichnet sich für die Querbewehrung ein konstanter Anstieg mit zunehmender Schiefwinkligkeit ab. (s. Bewehrungsbilder im Anhang D.3) Der Abgebildete Wert für die Querbewehrung bei 30° ist somit nicht ganz korrekt.

Wie auch im vorangegangenen Abschnitt 6.3.1 stellt sich bei den schiefwinkligen Varianten in F_2 die maximale Bewehrungsmenge ein. Die entsprechenden Punkte je Bewehrungsmuster liegen im Feldbereich nicht übereinander, da für jede Variante das jeweilige Längsbewehrungsmaximum gesucht wird. Die Lage des Punktes F_2 in diesem Abschnitt deckt sich daher nicht zwingend mit jener des Punkte F_2 aus Abschnitt 6.3.1.

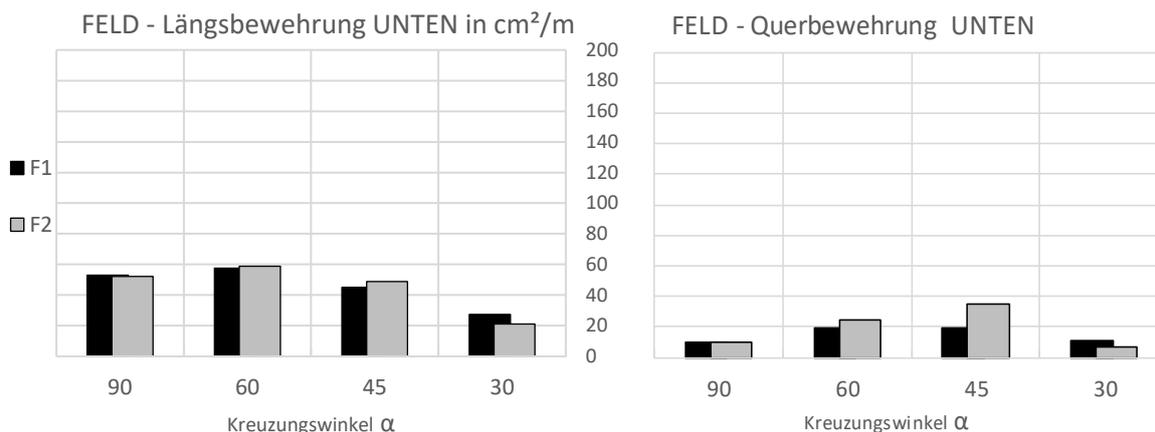


Abb. 50 - durchschnittliche Bewehrungsmengen für die Punkte im Feldbereich (Muster B)

Stützbereich

Wie auch in bei Verwendung des Bewehrungsmusters A treten im Stützbereich nur an der Plattenoberseite Zugkräfte auf. Der Lastabtrag erfolgt durchgehend zweiachsig, wobei nach Schiefwinkligkeit immer eine andere Bewehrungsschar stärker bewehrt werden muss. Bei der geraden Brückenvariante dominiert die Längsbewehrung den Kraftabtrag. Die Querbewehrung beschränkt sich hier auf einen kleinen Bereich und hat insgesamt einen geringen Anteil am Lastabtrag. Mit zunehmender Schiefwinkligkeit dreht sich dieses Verhältnis um. Während insbesondere um die Stützenköpfe immer mehr Querbewehrung benötigt wird, sinkt die notwendige Menge der Längsbewehrung. (s. Abb. 51)

Die beiden Anschlusspunkte weisen aufgrund der asymmetrischen Lagersituation unterschiedliche Bewehrungsmengen auf. Insgesamt bleibt die Bewehrungsmenge unabhängig vom Kreuzungswinkel α relativ konstant. Es kommt lediglich zu einer Verlagerung von einer Bewehrungsschar zur anderen. Hier ist gut ersichtlich welchen Vorteil die Anordnung der Bewehrungsscharen im rechten Winkel zueinander haben. Obwohl die Hauptbeanspruchungsrichtung stark dreht kann die Zugkraft sehr gut aufgenommen werden. Da die maximale Abweichung 45° beträgt und sich hier beide Scharen optimal ergänzen.

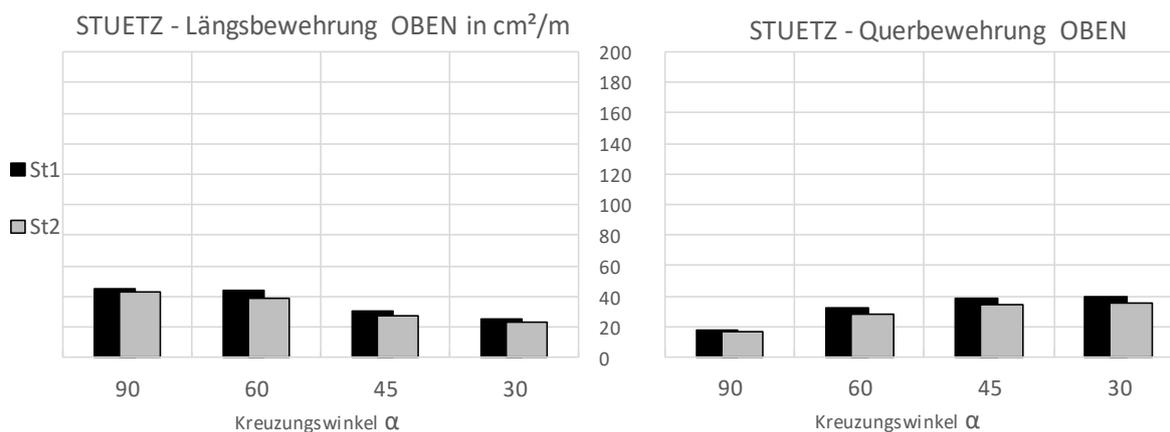


Abb. 51 - durchschnittliche Bewehrungsmengen für die Punkte im Randbereich (Muster B)

6.3.3 VERGLEICH DER BEIDEN BEWEHRUNGSMUSTER

Durch den direkten Vergleich der Bewehrungsmuster soll festgestellt werden, inwiefern die von *Leonhardt, F.* [1979] festgelegten Vorgaben hinsichtlich des maximal zulässigen Kreuzungswinkels α bezüglich der Bewehrungsmenge auch auf integrale, schiefwinklige Mehrfeldbrücken anwendbar sind. Verglichen wird die Bewehrungsmenge der ausgelesenen Momente, wobei im Randbereich exakt die gleichen Stellen bei beiden Bewehrungsmustern betrachtet werden, im Feld aber immer die jeweiligen Maximalwerte zu analysieren sind.

Als Vergleichsgröße dient ein dimensionsloser Faktor μ_{AB} , welcher das Verhältnis der Bewehrungsmenge nach Muster A durch die Bewehrungsmenge nach Muster B je Punkt darstellt. (s. Glg. 16)

$$\mu_{AB} = \frac{\text{Bewehrungsmenge A}}{\text{Bewehrungsmenge B}} \quad \text{Glg. 16}$$

Betrachtet man die Längsbewehrung stellt sich für den Punkt E₁ im stumpfen Eck eine verhältnismäßig geringe Differenz der Bewehrungsmenge dar. Hier wird für das Verlegemuster A maximal die dreifache Menge an Bewehrung benötigt. In den Punkten R und E₂ fällt der Anstieg deutlicher aus. Bei der Querbewehrung ergibt sich ein geringfügig anderes Bild. Hier ändert sich die Bewehrungsmenge der Querlage je Muster und Schiefwinkligkeit im Punkt E₁ am Stärksten. Im Punkt R steigt die Querbewehrung mäßig, während im Punkt E₂ keine große Differenz vorhanden ist. Insgesamt steigt die Bewehrungsmenge bei zunehmender Schiefwinkligkeit bei Bewehrungsmuster A stark an. Während die Differenz für die je nach Muster unterschiedliche Längsbewehrung nachvollziehbar ist, lässt sie sich bei der Querbewehrung, welche unabhängig vom Muster immer in dieselbe Richtung verläuft, nur durch eine verstärkte Verlagerung der Zugkraft von der Längsbewehrungsschar in die Querlage erklären. Die Längsbewehrungsrichtung ξ wirkt sich also auch auf die Querlage aus.

Leonhardt, F. [1979] empfiehlt ab einem Kreuzungswinkel α von 60° nur noch Bewehrungsmuster B zu verlegen, was mit den Ergebnissen übereinstimmt. Wird rein die Bewehrungsmenge zur Beurteilung herangezogen ist ein Kreuzungswinkel von 45° gegebenenfalls noch vertretbar, da hier nur in einzelnen Bereichen eine deutlich höhere Bewehrungsmenge benötigt wird.

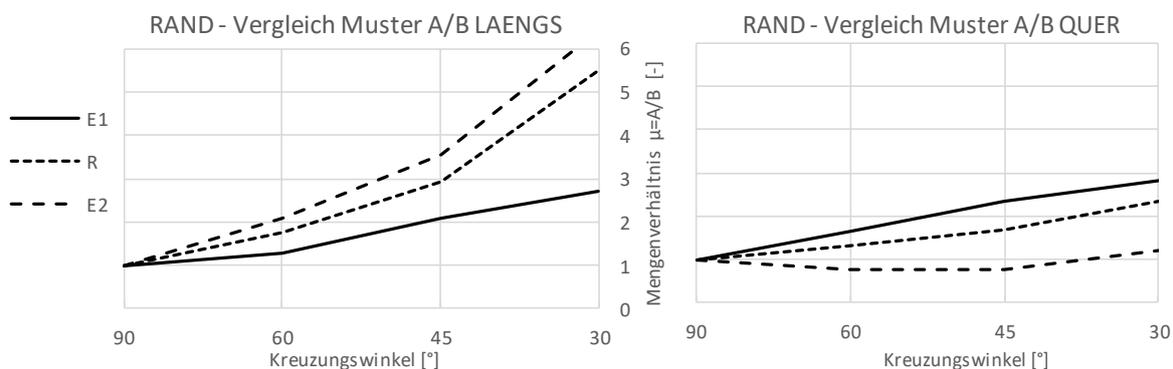


Abb. 52 – Vergleich der Bewehrungsmuster im Randbereich OBEN

Im Feld steigt die Bewehrungsmenge unter Verwendung des Musters A besonders stark an, weil hier der Einfluss der effektiven Spannweite L besonders groß ist. Hier verläuft die Längsbewehrung des Musters B in etwa in Spannrichtung der Brücke, während jene nach Muster A stark davon abweicht. Die Differenz der Längsbewehrung nimmt so für beide Bewehrungsscharen, insbesondere bei einem kleinen Kreuzungswinkel α von 30° stark zu. Die Querbewehrung verläuft bei beiden Mustern in die gleiche Richtung weshalb die Differenz wie im Randbereich nur aus einer unterschiedlichen Verlagerung von der Längs- in die Querlage je Muster entsteht. Der starke Ausschlag des Faktors μ_{AB} für die Querlage bei einem Kreuzungswinkel α von 30° lässt sich mit dem Fehler bei der Auswertung erklären, welcher in Abschnitt 6.3.2-Feldbereich beschrieben ist und mit der unterschiedlichen Lage der beiden Maxima für Längs- und Querlage je Muster und Lage zu tun hat.

Während sich der Effekt mit der zweifachen Bewehrungsmenge bei einem Kreuzungswinkel α gleich 45° noch in Grenzen hält, ist das Verlegemuster A für Brücken mit einem Kreuzungswinkel α gleich 30° aufgrund der hohe Längsbewehrung in Frage zu stellen. Im Feld steigen Längs- und Querbewehrung relativ gleichmäßig, wobei der Anstieg in F₂ etwas geringer ist.

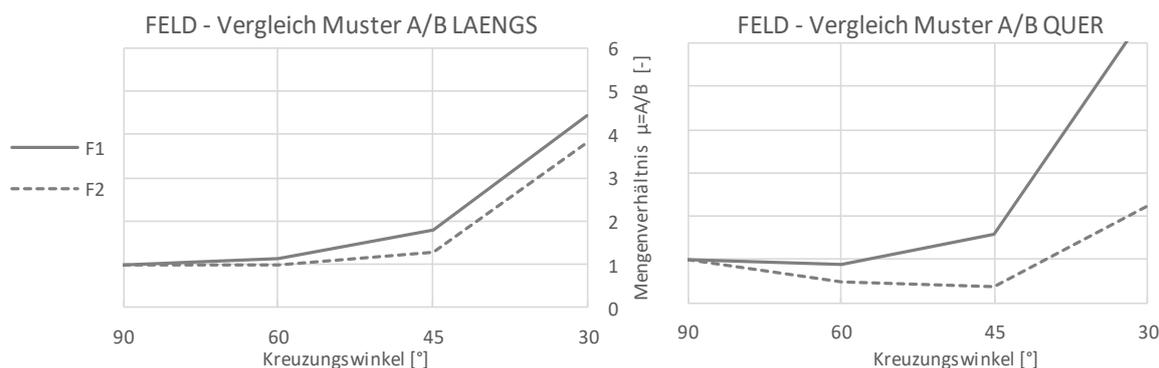


Abb. 53 – Vergleich der Bewehrungsmuster im Feldbereich UNTEN

Im Stützbereich erfolgt der Anstieg des Faktors μ_{AB} relativ gleichmäßig und unabhängig vom betrachteten Punkt. (s. Abb. 54) Die Querbewehrung reagiert ähnlich auf die Änderung der Längsbewehrungsrichtung wie die Längsbewehrung selbst. Grund ist die mit zunehmender Schiefwinkligkeit immer ineffizientere Lage der Längsbewehrung zur Querbewehrung im Fall des Musters A. Durch das Angleichen der Richtungen der beiden Bewehrungsscharen ist für bestimmte Bemessungspunkte kein effizienter Lastabtrag mehr gewährleistet und die Bewehrungsmenge für beide Lagen steigt. Bis zu einem Kreuzungswinkel α von 60° kann das Muster A ohne Probleme verwendet werden. Ab etwa 45° muss mit der zwei bis dreifachen Bewehrungsmenge gerechnet werden, um dieselben Einwirkungen abzutragen.

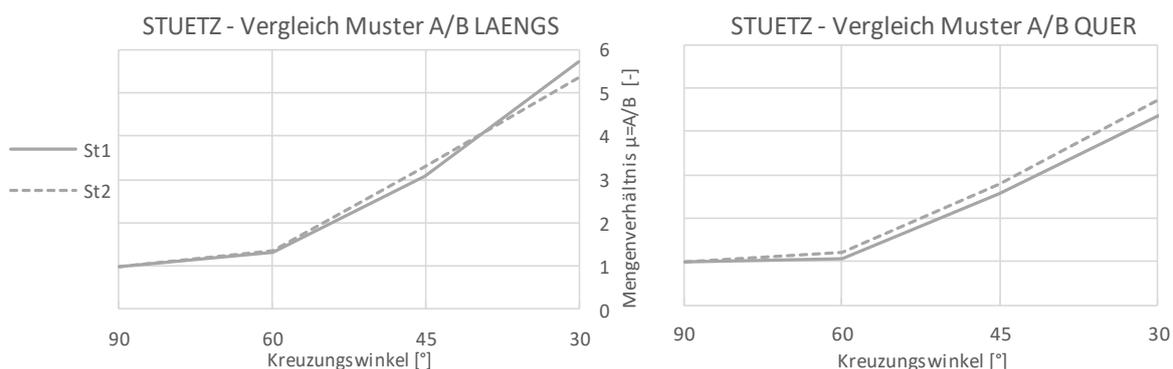


Abb. 54 – Vergleich der Bewehrungsmuster im Stützbereich OBEN

6.4 SCHLUSSFOLGERUNG

Die Erkenntnisse aus Kapitel 6.3 lassen darauf schließen, dass eine stark von den Hauptspannungsrichtungen abweichende Bewehrungsrichtung zu einer deutlichen Steigerung der Bewehrungsmenge führt. Der fixierte 90° Winkel zwischen den Bewehrungsscharen des Musters B in Abschnitt 6.3.2 führt zu einer maximalen Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Hauptspannungsrichtung von 45° , was deutlich geringere Bewehrungsmengen zur Folge hat als das Muster A mit einer Längsbewehrungsrichtung unabhängig vom Kreuzungswinkel α . In allen Bereichen ist die Bewehrungsmenge somit stark von der Verdrehung der Hauptbeanspruchungsrichtung abhängig. Je besser die Bewehrung sich an die Beanspruchungsrichtung anpasst, desto effizienter kann der Lastabtrag erfolgen und desto weniger Bewehrung in beiden Lagen wird benötigt. Im Feldbereich wie auch im Stützbereich dominiert neben der Drehung der Hauptmomentenrichtungen vor allem die durch die Schiefwinkligkeit verursachte Beanspruchungskonzentration in den Maxima. Je stärker die Widerlager im Grundriss gedreht werden, desto größer wird der Anteil der Gesamtbelastung in den betrachteten Maxima.

Im Randbereich hat die Temperatur großen Einfluss auf die Bewehrungsmenge. Durch die Ausdehnung bzw. die Kontraktion des Überbaus entstehen hohe Belastung in Längs- und vor allem in Querrichtung, welchen durch eine entsprechende Bewehrungsmenge begegnet werden muss. Im Feld treten bei kleinen Kreuzungswinkeln

($\alpha < 45^\circ$) relativ große Differenzen zwischen Längs- und Querbewehrungsmenge auf. Die Temperaturbeanspruchung spielt hier eine untergeordnete Rolle. Relevant ist vor allem die Hauptspannungsrichtung der Brücke und deren Winkel zur Längsbewehrung. Die Lage der Maxima für die Bewehrungsmenge ändert sich je Kreuzungswinkel α und betrachteter Bewehrungslage, liegt aber immer in der Nähe des Randes und der stumpfen Ecken. Der Stützbereich wird im Vergleich zum Rand geringfügig von der Temperatur belastet. Hier lässt sich für alle Kreuzungswinkel α ein eindeutiger zweiachsiger Lastabtrag feststellen, wobei aufgrund der sich konzentrierenden Lasten durch die Schiefwinkligkeit die Bewehrungsmenge insgesamt erhöht.

Betrachtet man rein die Bewehrungsmenge ohne auf etwaige Rissmechanismen einzugehen, wäre das Bewehrungsmuster bis zu einem Kreuzungswinkel α von 45° tragbar. Bei schiefen Tragwerken führt die vereinfachte Bewehrungsführung zu einem deutlichen Anstieg der Bewehrungsmenge, was in weiterer Folge einen Mehraufwand gegenüber der ursprünglich komplexeren Bewehrungsführung durch dickere Bewehrungsseile und erhöhten Verlegeaufwand zur Folge hätte.

Auf einen Vergleich der Gründungsvarianten wurde hier verzichtet. Betrachtet man die Mittelwerte weichen die Bewehrungsmengen auf der rechten Seite mit flachgegründetem Widerlager von jenen der linken Seite mit Bohrpfahlgründung kaum ab. Eine Ausnahme stellt hier das stumpfe Eck dar, welches unter Verwendung des Bewehrungsmusters A eine wesentlich höhere Bewehrungsmenge für die bohrpfahlgegründete Seite zu verzeichnen hat. Insgesamt reagiert die Bewehrungsmenge bei Verwendung des Musters B weniger empfindlich auf die Gründungsvariante als das Muster A.

Eine klare Aussage darüber, welcher Punkt auf der Platte maßgebend ist, kann nicht getroffen werden. Es wird empfohlen die Hauptbewehrung am Rand am Punkt R auszulegen, da hier der repräsentativste Punkt für einen großen Bereich auftritt. Gleichzeitig muss sowohl das stumpfe als auch das spitze Eck kontrolliert und mit etwaigen Zulagen versehen werden. Aufgrund der integralen Rahmenecke kann es bei bestimmten Lastfallkombinationen auch im spitzen Eck zu beträchtlichen Beanspruchungen des Überbaus kommen. In Feldmitte sollten beide Maxima ermittelt werden. Da sie nur in geringem Maße voneinander abweichen, kann mit einem Durchschnittswert bewehrt werden. Im Stützbereich sind die maßgebenden Stellen immer die beiden Außenstützen oder bei einem Linienlager der Randbereich. Je nach Geometrie sollte im Stützbereich insbesondere bei stark schiefwinkligen Brücken unbedingt die Durchstanzgefahr beachtet werden, da es mit zunehmender Schiefwinkligkeit zu einer vermehrten Lastkonzentration um die Außenstützen kommt.

7 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ziel dieser Arbeit war es eine Parameterstudie zur Ermittlung der Bewehrungsmenge zweifeldriger, integraler, schiefwinkliger Brückentragwerke in Längs- und Querrichtung durchzuführen. Zunächst wurden die Einflüsse auf das Tragwerk isoliert betrachtet, um im Anschluss anhand einer ULS-Bemessung die Auswirkung der gewählten Hauptbewehrungsrichtungen auf die Bewehrungsmenge zu analysieren.

In der vorab durchgeführten Sensitivitätsanalyse wurden zwei Systeme mit vier unterschiedlichen Kreuzungswinkel α unter einer konstanten Flächenlast ausgewertet. Die Untersuchung des Einflusses der Schiefwinkligkeit an einfachen Durchlaufplatten hat ergeben, dass neben dem Kreuzungswinkel α sich die effektive Spannweite L oder Brückenlänge L_ϕ verändert. Eine konstante Spannweite L führt hierbei zu einem Anstieg der Momente bei zunehmender Schiefwinkligkeit. Wird die Brückenlänge L_ϕ fixiert, kommt es zu einem deutlichen Momentenabfall in allen Bereichen bedingt durch die abnehmende effektive Spannweite L .

In einem nächsten Schritt wurde der Einfluss der gewählten Randbedingungen am Rahmensystem untersucht. Zu analysieren war neben der Schiefwinkligkeit der Einfluss von Flügelwänden sowie die Auswirkung der gewählten Bettung. Als Belastung wurde hier eine Gleichlast und eine Temperaturbeanspruchung aufgebracht. Die Betrachtung der Schiefwinkligkeit am integralen System hat einen geringeren Einfluss der stumpfen Ecke auf den Randbereich durch die Einspannung des Überbaus in den Unterbau ergeben. Der Feldbereich verhält sich bei der integralen Brücke ähnlich wie jener der gelenkig gelagerten, allerdings kommt es zu einem vermehrt zweiachsigen Lastabtrag beim integralen System. Das Momentenbild des Stützbereichs weicht aufgrund der Stützen, welche am integralen System das Linienlager im Durchlaufbereich ersetzen, stark vom Momentenbild des konventionell gelagerten Systems ab. Hier kommt es zu einer durchgehend zweiachsigen Lastabtragung über den Stützen, einem starken Drehen der Hauptmomente mit zunehmender Schiefwinkligkeit und einer gegenseitigen Beeinflussung der Auflager bei kleinen Kreuzungswinkeln. ($\alpha < 45^\circ$)

Flügelwände und Bettung wurden gemeinsam untersucht. Die Flügelwände wirken sich ausschließlich auf den Randbereich aus und führen bettungsunabhängig zu einer Momentenkonzentration in den Ecken. Die Bettung bewirkt je nach gewählter Gründungsvariante ein anderes Verhalten. Im Rand- und Feldbereich kommt es insgesamt zu einem Momentenanstieg bei weicher Bettung, wobei die Höhe des Anstiegs je Gründungsvariante variiert. Untersucht wurden je eine beidseitig flach- und beidseitig bohrpfahlgegründet Variante. Im Stützbereich kommt es durch eine weichere Bettung zu deutlich geringeren Momentenwerten. Die Haupteinwirkungsrichtung ändert sich nur im Stützbereich durch die Bettung geringfügig. Die steifere Bettung führt zu steiferen Punktlagern, dies verursacht Spannungsspitzen in der Platte und in weiterer Folge ein Verdrehen der Hauptmomentenrichtungen. In Brückenlängsrichtung betrachtet führt die weiche Bettung im Randbereich zu einem Momentenanstieg bei gleichzeitigem Abfall des Moments im Mittelaufleger. Der Effekt beruht auf der unterschiedlichen Vertikalbelastung des Mittelauflegers und des Widerlagers, welche zu einer Art Stützensenkung im Mittelaufleger führt. Diese Absenkung entlastet in weiterer Folge das Mittelaufleger und führt zu einer zusätzlichen Momentenlast im Randbereich. Bei der bohrpfahlgegründeten Gründungsvariante kommen hier noch die unterschiedlichen Vertikalsteifigkeiten von Flach- und Bohrpfahlgründung hinzu, was den Effekt verstärkt. Beim flachgegründeten Widerlager macht der Effekt sich weniger stark bemerkbar, da zusätzlich zur Absenkung des Mittelauflegers durch die sich ändernde horizontale Widerlagersteifigkeit eine bessere Verdrehbarkeit des Plattenrandes gegeben ist und somit eine Verlagerung des Moments vom Rand- bzw. Stützbereich ins Feld erfolgt.

Die Untersuchung der Bewehrungsmenge findet am Rahmensystem unter Variation des Kreuzungswinkel α und der Längsbewehrungsrichtung ξ statt. Um ähnliche geometrische Randbedingungen zu erhalten wurde die Brückenlänge L_ϕ konstant gehalten. Deutlich erkennbar ist die Abhängigkeit der Bewehrungsmenge vom Kreuzungswinkel zwischen den Bewehrungsscharen. Insbesondere bei stark schiefwinkligen Tragwerken ist das Bewehrungsmuster A nicht zielführend. Hier steigen die Bewehrungsmengen auf den bis zu 5-fachen Wert des Musters B. Ebenfalls klar erkennbar ist die mit zunehmender Schiefwinkligkeit steigende Bedeutung der

Querlage. Während bei geraden Brücken nur ein kleiner Teil der Last in Querrichtung abgetragen wird, steigt dieser Anteil mit zunehmender Schiefwinkligkeit unabhängig von der gewählten Längsbewehrungsrichtung ξ an.

Weiterer Forschungsbedarf in diesem Bereich ist vor allem bei der vereinfachten Bestimmung der Bemessungspunkte gegeben. Hier wären Angaben entsprechend jenen in *Leonhardt, F.* [1979] oder *Czerny, F. et al.* [1983] für Rahmenbrücken und mehrfeldrige Systeme von großem Vorteil. Ein weiterer Punkt ist die detaillierte Untersuchung des Rahmenecks über die Auflagerlänge. Insbesondere die Querkräfte sind bei einer schiefen integralen Brücke hier schwer abzuschätzen. Betreffend die Bewehrungsanalyse, sollte neben der hier untersuchten Bewehrungsmenge auch die Rissweite im SLS untersucht werden. Sensitivitätsanalysen sind zum Thema Erddruck und Verkehrslasten von Interesse.

8 LITERATUR

- [1] *Anhell, T. - Adaptierung von Bestandsbrücken in integrale Tragwerke am Beispiel einfeldriger Plattenbalken.* Masterarbeit, TU Graz, Institut für Betonbau, Graz, 2014.
- [2] *Baumann, T. - Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton* -Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 217. Ernst, Berlin, 1972.
- [3] *Berger, D. et al. - Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken.* Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 4, S. 295–303.
- [4] BMVBS Abteilung Straßenbau - *Anlage 3 zum ARS 22/2012*, BMVBS Abteilung Straßenbau (2012).
- [5] Bundesamt für Strassen ASTRA Abteilung Strassennetze N - *ASTRA 12 004*, Bundesamt für Strassen ASTRA Abteilung Strassennetze N (2011).
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - *RE-ING (T2/Ab5) Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten Teil 2: Brücken/Abschnitt 5: Integrale Bauwerke*, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2013).
- [7] *Czerny, F.; Böck, H.; Mayer, H. - Schiefwinklige Stahlbetonplattenbrücken.* Empfehlungen zur Berechnung und Konstruktion, Straßenforschung - Projekt Nr. 275. Wien, 1983.
- [8] *Della Pietra, R. et al. - Quantifizierung der Beanspruchung infolge der Temperatur und des Erddrucks bei Integralbrücken bis 30 m Länge.* Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 2, S. 96–105.
- [9] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"* EA-Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Berlin (2013).
- [10] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1992-2/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2013).
- [11] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1991-1-1 :2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke -Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2012).
- [12] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1991-1-5/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2012).
- [13] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1991-2/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2012).
- [14] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN 4085 :2011-05 Baugrund - Berechnung des Erddrucks*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2011).
- [15] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1991-1-5 :2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2010).
- [16] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1991-2 :2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2010).
- [17] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN EN 1992-2 :2010-12 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2010).

- [18] Deutsches Institut für Normung e.V. - *DIN 1054 :2003-01 Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*, Deutsches Institut für Normung e.V. (2003).
- [19] DIN-Hb EC2 (DIN) - *DIN-Hb EC2*. Band 2: Brücken. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013.
- [20] *Djouahra, G. - Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang*. Dissertation, Technische Universität Dortmund, Dortmund, 2008.
- [21] *Ebner, F. - Über den Einfluss der Richtungsabweichung der Bewehrung von der Hauptspannungsrichtung auf das Tragverhalten von Stahlbetonplatten*. Dissertation, TH Karlsruhe, Karlsruhe, 1963.
- [22] *Engelsmann, S. et al. - Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (1999), Heft 496.
- [23] *Geier, R. - Planung integraler Brücken*. Design of Integral Bridges, Straßenforschungsauftrag Nr. 3.596. FSV, Wien, 2011.
- [24] *Haveresch, K. et al. - Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken*. BetonKalender 2010: Brücken - Betonbau im Wasser. BetonKalender (2010), S. 126–244.
- [25] *Holst, R.; Holst, K. H. - Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton*. Entwurf, Konstruktion und Berechnung. Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [26] *Homberg, H.; Marx, W.-R. - Schief Stäbe und Platten*. Werner Verlag Düsseldorf, Düsseldorf, 1958.
- [27] *Kaufmann, W. - Integrale Brücken-Sachstandsbericht*. Forschungsaufträge AGB 2003/001+AGB 2005/019. <http://www.mobilityplatform.ch>.
- [28] *Kollegger, J.; Eichwalder, B. - Arbeitspaket 7 - Entwicklung von Lösungsansätzen für wartungsfreie verformbare Übergangskonstruktionen -Integrale Brücken über 70m Länge/Arbeitspaket 7 -Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, 2016*.
- [29] *Kunin, J.; Alampalli, S. - Integral Abutment Bridges: Current Practice in the United States And Canada*, Special Report 132 -New York State Department of Transportation, New York, 1999.
- [30] *Kuyt, B. - Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken*. Beton- und Stahlbetonbau 59 (1964), Heft 7, S. 158–163.
- [31] Landesrat Steinkellner - *LR Steinkellner: Dringend notwendige Sanierung der Steyregger Brücke steht bevor*. Landeskorrespondenz Nr. 54 vom 18.März.2016. <https://www.ooe.gv.at/172348.htm>.
- [32] *Leonhardt, F. - Vorlesungen über Massivbau*. Sechster Teil Grundlagen des Massivbrückenbaues. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 1979.
- [33] *Leonhardt, F.; Mönning, E. - Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau -Vorlesungen über Massivbau, / Fritz Leonhardt ; Teil 2*. Springer, Berlin, 1975.
- [34] *Lhotzky, F. - Optimierung der Schnittkraftverteilung bei Rahmenbrücken durch geeignete Verhältniswahl von Plattendicke zur Stirnwanddicke unter Geometrievariation* -Innsbruck, 2016.
- [35] *Mahlo, G. et al. - Funktionale Anforderungen und strukturbedingtes Verhalten von Schleppplatten bei integralen Straßenbrücken*. Teil 1: Entwurfsmerkmale und Einflüsse des Brueckentragwerks auf das Gebrauchsverhalten von Schleppplatten. Bauingenieur Band 90 (2015), 9;10, S. 427–435.
- [36] *Mehlhorn, G.; Aigner, F. - Handbuch Brücken*. Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Springer, Berlin, 2010.
- [37] *Molin, G. - Schnittgrößen in einer schiefwinkligen Durchlaufplatte*. Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), Heft 6, S. 157–160.
- [38] *Molin, G. - Verteilung der Querkräfte in schiefwinkligen Stahlbeton-Plattenbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 78 (1983), Heft 4, S. 91–98.

- [39] Neroth, G.; Vollenschaar, D. - *Wendehorst Baustoffkunde*. Grundlagen - Baustoffe - Oberflächenschutz. Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2011.
- [40] Oberwalder, S. - *Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückenbauwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken*. Masterarbeit, TU Graz, Institut für Betonbau, Graz, 2013.
- [41] Österreichische Forschungsgesellschaft (FSV) - *RVS 15.02.11* :2003 05 12, Österreichische Forschungsgesellschaft, Wien (2003).
- [42] Pötzl, M. et al. - *Entwurfsparameter für fugenlose Betonbrücken mit gekrümmtem Grundriss*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 12, S. 985–990.
- [43] Pötzl, M. et al. - *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 8, S. 675–685.
- [44] Pötzl, M.; Schlaich, J.; Schäfer, K. - *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken* -Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, H. 461. Beuth, Berlin, Wien, Zürich, 1996.
- [45] Riecke, J. - *Duden - das Herkunftswörterbuch*. Etymologie der deutschen Sprache -Der Duden, in zwölf Bänden : das Standardwerk zur deutschen Sprache / hrsg. von der Dudenred. ; Band 7. Dudenverlag, Berlin, 2014.
- [46] Rieger, M. - *Untersuchung zur Durchstanzgefahr bei punktförmig gelagerten Pattenbrücken*. Masterarbeit, TU Graz, Institut für Betonbau, Graz, 2017.
- [47] Riz-ING - *Riz-ING*. <http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Entwurf/RIZ-ING.html> (Abruf: 16.04.2017).
- [48] Rüsck, H.; Hergenröder, A. - *Einflußfelder der Momente schiefwinkliger Platten*. Ergebnisse von Modellversuchen am Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München, dargestellt in 174 Einflussflächen für Biege- und Drillmomente. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1969.
- [49] *RVS 15.02.12* :2016 11 22, Wien (2016).
- [50] Schiefer, S. et al. - *Besonderheiten beim Entwurf semi-integraler Spannbetonbrücken*. Eine Alternative im Brückenbau mit zunehmender Bedeutung – aufgezeigt am Beispiel der Fahrbachtalbrücke im Zuge der BAB A3 bei Aschaffenburg. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 10, S. 790–802.
- [51] Schleicher, C.; Wegener, B. - *Durchlaufende schiefe Platten*. Tafeln zur statischen Berechnung. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1968.
- [52] Schüller, M. - *Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken*. Entwicklung, Bedeutung und Beispiele. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 10, S. 774–789.
- [53] Steiger, H. et al. - *Integrale Großbrücken mit flexiblen Widerlagern*. Erfahrungen beim Bau der Rollbrücke Ost 1 am Frankfurter Flughafen. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 3, S. 175–182.
- [54] *The Design of Integral Bridges*.
- [55] Tue, N. V.; Pietra, R. d.; Hofer, T. et al. - *Arbeitspaket 5 - Lösungsvorschlag für einen flexibel verformbaren Fahrbahnübergang/Schleppplatte für integrale Brücken* -Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke/Arbeitspaket 5 -Institut für Betonbau (TU Graz), Institut für Tragskonstruktionen (TU Wien), Graz, 2014a.
- [56] Tue, N. V.; Pietra, R. d.; Oberwalder, S. - *Arbeitspaket 1 - Literaturstudie Integrale Brücken*, Integralbrücke 840489 -Integrale Brücken über 70m Länge/Arbeitspaket 1 -Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2016a.
- [57] Tue, N. V.; Pietra, R. d.; Oberwalder, S. - *Arbeitspaket 2 - Statische Untersuchung zur Ermittlung der Zwangbeanspruchung unter Berücksichtigung der Über- und Unterbausteifigkeit sowie der*

Herstellungsmethode -Integrale Brücken über 70m Länge/Arbeitspaket 2 -Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, Graz, 2016b.

[58] Tue, N. V.; Pietra, R. d.; Oberwalder, S. - *Arbeitspaket 8 - Designhandbuch* -Integrale Brücken über 70m Länge/Arbeitspaket 8 -Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2016a.

[59] Tue, N. V.; Pietra, R. d.; Oberwalder, S. et al. - *Arbeitspaket 1 - Literaturstudie Integrale Brücken*. Rev. 01 - Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke/Arbeitspaket 1 -Institut für Betonbau (TU Graz), Institut für Tragskonstruktionen (TU Wien), Graz, 2014b.

[60] Tue, N. V.; Reichel, M.; Fischer, M. - *Berechnung und Bemessung von Betonbrücken*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2016b.

[61] Vogt, N. - *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1983.

[62] Wikipedia (Englisch) - *Salginatobel Bridge*.

https://en.wikipedia.org/wiki/Salginatobel_Bridge#/media/File:Salginatobel_Bridge_mg_4080.jpg (Abruf: 18.03.2017).

[63] Zilch, K.; Zehetmaier, G. - *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 - Vorlesungen Massivbau. Springer, Berlin [u.a.], 2006.

9 ANHANG

Im Anhang sind ergänzend zur Arbeit die für die Analyse verwendeten Unterlagen zu finden. Neben den Momentenbildern betrifft dies die Berechnung bestimmter Parameter sowie die Darstellung der in Kapitel 6 betrachteten Brücke.

INHALT

Anhang A – Modellierung der Pfahlgründung

Anhang B – Einfluss der Bettungssteifigkeit an einer geraden Durchlaufbrücke

Anhang C – maßstäbliche Darstellung der betrachteten Brücke aus Kapitel 6

Anhang D1 – Momentenbilder zu Kapitel 4

Anhang D2 – Momentenbilder zu Kapitel 5

Anhang D3 – Momentenbilder zu Kapitle 6

ANHANG A – MODELLIERUNG DER PFAHLGRÜNDUNG

Die Ermittlung der Steifigkeit der Bohrpfahlgründung in vertikaler Richtung erfolgt nach den *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"* [2013, S.30] inklusive dem zugehörigen Anhang 2. (Vgl. - *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"* [2013, Anhang 2, S.8ff]) Sämtliche zitierte Unterpunkte beziehen sich auf dieses Dokument.

Feder Pfahlfuß nach EA-Pfähle

Die Pfahlfußfeder enthält einen Anteil aus Mantelreibung ($R_{s,k(s)}$), sowie einen Anteil aus Spitzendruck ($R_{b,k(s)}$). Ziel der Berechnung ist eine Widerstands-Setzungslinie, aus welche in Abhängigkeit der aufgebrachtten Belastung und der zu erwarteten Setzung je Lastfall eine entsprechende Federsteifigkeit $c_{BP_Fu\beta}$ ermittelt wird.

Anhang - Tab. 1 – Ausgangsparameter Federsteifigkeit Bohrpfahlgründung

Durchmesser Bohrpfahlschaft (D_s)	1.2 m
Durchmesser Bohrpfahlfuß (D_b)	1.2 m
Bodenart:	nicht bindiger Boden
Pfahlfußaufweitung:	keine ($D_b=D_s=D$)
Mantelfläche je m	3.77 m ² /m
Bohrpfahlfußfläche	1.13 m ²

Der resultierende Bohrpfahlwiderstand ergibt sich laut 5.4.6.1(6) mit:

$$R_{c,k}(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \sum_i q_{s,k,i} \cdot A_{s,i} \tag{5.12}$$

Die herangezogenen Tabellen 5.12 und 5.13 gelten laut 5.4.6.2 (1) nur für Bohrpfähle zwischen $D_b=0,30$ bis $3,0m$. Zusätzlich müssen sie mindestens 2.50 m in einer tragfähigen Schicht versenkt werden. Außerdem muss die Schicht, in welcher sich die Pfahlfußfläche befindet, einige Mindestwerte einhalten. (siehe 5.4.6.2 (3)). Weiters wird für die Bestimmung der Werte eine abgeschlossene Drucksondenprüfung vorausgesetzt. Der mittlere Pfahlsitzendruck für die Parameterstudie wird je Bodenschicht angenommen. Die für diese Arbeit verwendeten Werte sind in Anhang - Tab. 2 angeführt.

Anhang - Tab. 2 – Bodenkennwerte aus der herangezogenen Bodenprobe

Schicht	Mächtigkeit [m]	Steifigkeitsmodul [MN/m ²]	Drucksonde (q_c) [MN/m ²]
1	5.00	50.0	7.5
2	3.00	75.0	11.0
3	1.00	130.0	25.0
4	3.00	200.0	30.0
5	Pfahl nur 12,0 m lang		

Für die Bestimmung des Mantelwiderstandes wurden die Werte aus Tabelle 5.13 intra- bzw. extrapoliert und die Grenzwerte gemittelt. Für diese Parameterstudie wird somit keine Grenzwertbetrachtung durchgeführt. Stattdessen wird der Pfahlmantelwiderstand mit diesem errechneten Mittelwert bestimmt.

Anhang - Tab. 3 - Mantelreibung lt. EA Pfähle Tab. 5.13

Schicht	Mächtigkeit [m]	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]			Mantelwiderstand $R_{s,k(s)}$ [MN]
1	5.00	55	67.5	80	1.27
2	3.00	78	93	108	1.05
3	1.00	130	150	170	0.57
4	3.00	151	174	196	1.96
SUMME					4.85

Im nächsten Schritt wird die zur Pfahlreibung zugehörige Setzung berechnet, um festzustellen ab wann der volle Mantelreibungswiderstand wirkt. Hierzu wird der errechnete Mittelwert (oder die Grenzwerte) in die folgende Formel laut 5.4.6.1 (5) eingesetzt.

$$s_{sg} \text{ [cm]} = 0,5 \cdot R_{s,k}(s_{sg}) \text{ [MN]} + 0,5 \text{ [cm]} \leq 3 \text{ [cm]} \quad (5.11)$$

s_{sg}	2.9 cm
----------	--------

Die Höhe des Pfahlsitzendrucks hängt ausschließlich von der Bodenschicht ab, in welcher der Pfahlfuß zum Stehen kommt. Der entsprechende Drucksondendruck kann der oberen Tabelle entnommen werden, um anschließend die Werte aus Tab. 5.12 laut 5.4.5.2 für die weitere Berechnung auszulesen.

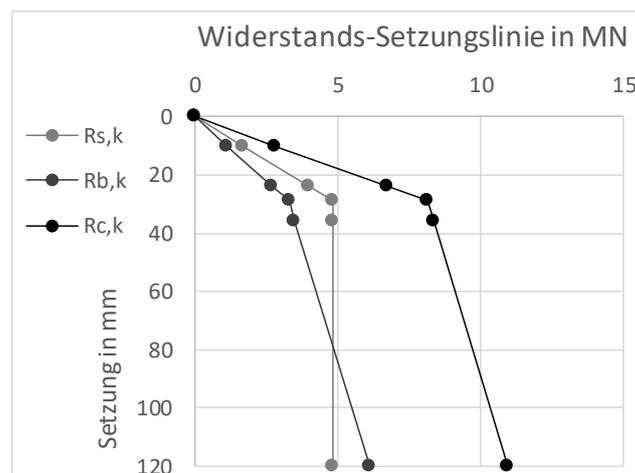
Anhang - Tab. 4 - Pfahlfußwiderstand lt. EA Pfähle Tab. 5.12

bezogene Setzung s/D [mm]	Pfahlfußdruck $q_{b,k}$ [MN/m ²]			Pfahlfußwiderstand $R_{b,k(s)}$ [MN]
0.02	2.09	2.41	2.73	2.73
0.03	2.69	3.09	3.49	3.50
0.1	4.69	5.42	6.16	6.13

Mit den berechneten Widerstandswerten kann nun die Widerstands-Setzungs-Linie bestimmt werden. Hierzu wird der Verlauf des Zusammenhangs laut Bild 5.12 angenommen. Hier wird davon ausgegangen, dass sämtliche Widerstände an der Oberflächen 0 sind und zwischen den bestimmten Punkten die Funktion linear verläuft.

Anhang - Tab. 5 - Werte der Widerstands-Setzungs-Linie lt. EA Pfähle

Setzung [-]	s [mm]	$R_{s,k(s)}$ [MN]	$R_{b,k(s)}$ [MN]	$R_{c,k(s)}$ [MN]
-	0	0	0	0.00
-	10	1.67	1.14	2.81
0,02*D	24	4.02	2.73	6.74
s_{sg}	29	4.85	3.30	8.15
0,03*D	36	4.85	3.50	8.35
0,1*D	120	4.85	6.13	10.98



Anhang-Abb. 1 – Widerstands-Setzungs-Linie für die verwendete Bohrpfahlgründung

Flügelwände

Da die Flügelwände weniger Gründungstiefe benötigen, ist auch eine andere Federsteifigkeit anzusetzen. Die Bohrpfähle der Flügelwände sind 2,50m tief gegründet.

Anhang - Tab. 6 - Pfahlfußwiderstand lt. EA Pfähle Tab. 5.12

Schicht	Mächtigkeit [m]	Steifigkeitsmodul [MN/m ²]	Drucksonde (q _c) [MN/m ²]
1	2.50	50.0	7.5

Schicht	Mächtigkeit [m]	Mantelreibung q _{s,k} [kN/m ²]	Mantelwiderstand R _{s,k(s)} [MN]
1	2.50	55	0.64

bezogene Setzung s/D [mm]	Pfahlfußdruck q _{b,k} [MN/m ²]	Pfahlfußwiderstand R _{b,k(s)} [MN]
0.02	0.55	0.76
0.03	0.70	0.99
0.1	1.60	2.21

Anhang - Tab. 7 - Werte der Widerstands-Setzungslinie lt. EA Pfähle

Setzung [-]	s [mm]	R _{s,k(s)} [MN]	R _{b,k(s)} [MN]	R _{c,k(s)} [MN]
-	0	0	0	0.00
-	10	0.22	0.33	0.55
0,02*D	24	0.53	0.76	1.29
s _{sg}	29	0.64	0.97	1.60
0,03*D	36	0.64	0.99	1.63
0,1*D	120	0.64	2.21	2.84

Um die Federsteifigkeiten zu erhalten muss die zugehörige maximale Widerstandskraft (R_{c,k(s)}) durch die gewählte oder berechnete Setzung (s) dividiert werden. (s. Anhang-Glg. 1)

$$c_k = \frac{R_{c,k(s)}}{s} \quad \text{Anhang-Glg. 1}$$

Da es sich bei den berechneten Werten um charakteristische Lasten handelt, muss für eine realistische Abschätzung die Federsteifigkeit je nach Anwendung noch mit den entsprechenden Sicherheitsbeiwert multipliziert werden. In der folgenden Tabelle sind die entsprechenden Verwendungszwecke der Federn und zugehörige Sicherheitsbeiwerte definiert. Als Ausgangswert dient die maximale Setzung 0,02*D. Die zugehörige Setzung* wurde aus der Widerstands-Setzungslinie interpoliert.

Anhang - Tab. 8 -

	Nutzung [-]	γ [-]	R _{c,k} [MN]	zug. s* [mm]	c [MN/m]
FW	ULS	1.4	0.92	17	54.19
	SLS	1.425	0.65	12	54.87
WL	ULS	1.4	4.82	17	280.96
	SLS	1.425	3.38	12	281.00

ANHANG B – EINFLUSS DER BETTUNGSTEIFIGKEIT AN EINER GERADEN BRÜCKE

Um die Momentenänderung an der Rahmenecke der Brücke bei weicher Bettung zu verifizieren, wurde anhand eines zur Verfügung stehenden Brückenmodells eine Parameterstudie durchgeführt. Das Modell stammt aus einem Forschungsprojekt zum Thema integraler Brücken (vgl. *Tue, N. V. et al. [2016b]*) und stellt eine parametrisierte Brücke dar. Betrachtet werden soll das Verhalten der Systeme in sich, also deren Reaktion beim Variieren der Steifigkeit von Vertikal-, Horizontal- und Drehfeder. Ein direkter Vergleich der Systeme ist nicht vorgesehen. Der Grund für die Studie ist der Abfall des Moments im Rahmeneck bei steifer werdender Lagerung. (siehe Abb. 55) Ziel der Studie ist es herauszuarbeiten, warum bei weicherer Bettung das Moment am Rahmeneck der Widerlager zunimmt.

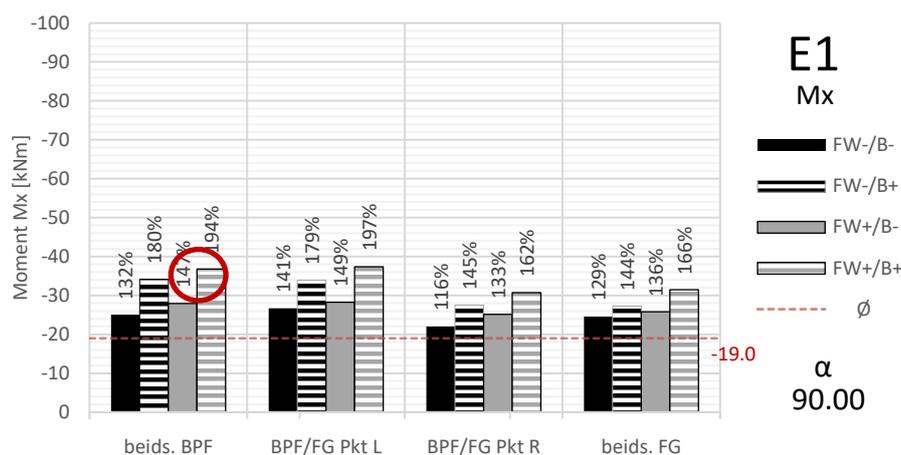


Abb. 55 – Momente im Eck einer geraden Brücke bei steifer und weicher Bettung

Das Modell stellt eine ein- oder zweifeldrige Rahmenbrücke dar, welche aus einer Fahrbahnplatte mit konstanter Dicke und auf Federn gelagerten Widerlagerwänden besteht. Die Drehfedern werden im Zuge der Analyse mit Faktoren zwischen 0.05 und 2.0 variiert. Auf der linken Seite werden die Diagramme zu den Einfeldbrücken, auf der rechten jene zu den Mehrfeldbrücken dargestellt. Im Fall der Schnittkräfte stellt die linke Ordinate die Skala für das Moment die Rechte jene für die Normalkraft dar. Die Brücke wird unter einer Gleichlast von 3.0 kN/m² betrachtet und die Ergebnisse in drei Schnitten (1-3) ausgewertet. Neben den Schnittkräften N+M wurde auch die Spannung an der Querschnittsober- und Unterkante betrachtet. Das l/h-Verhältnis der Spannweiten wurde dabei konstant gehalten, weshalb die Querschnittshöhe sich für die Einfeldbrücke verdoppelt und die Schnittkräfte im Gegensatz zu den Spannungen somit nicht direkt vergleichbar sind.

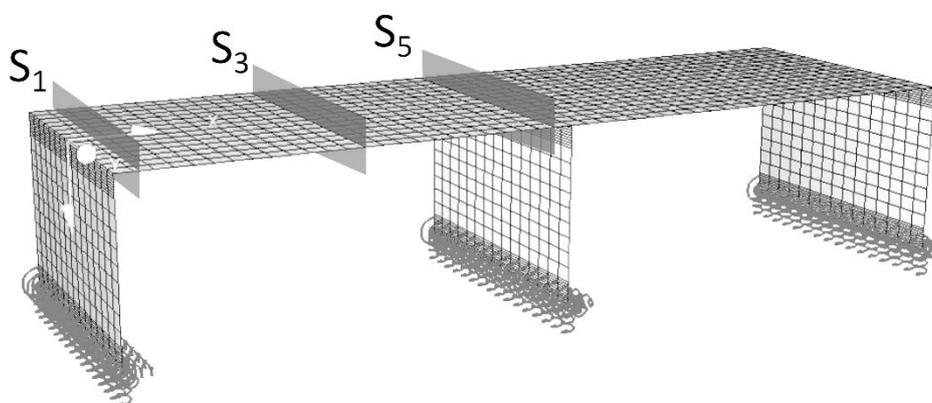


Abb. 56 - Modell Mehrfeldbrücke aus *Tue, N. V. et al. [2016b]* mit Lage der betrachteten Schnitte

Schnitt 1 (Widerlagerecke)

Bei der Einfeldbrücke ist kein Einfluss ersichtlich, da sich bei weichen Vertikalfedern beide Randbereiche gleichmäßig absenken. Bei der Zweifeldbrücke nimmt das Eckmoment mit abnehmender Vertikalfedersteifigkeit zu, wobei der Effekt erst ab einer relativ weichen Feder groß wird. Auch Sigma steigt bei der Zweifeldbrücke bei weicherer Vertikalfeder im Schnitt 1 kontinuierlich an.

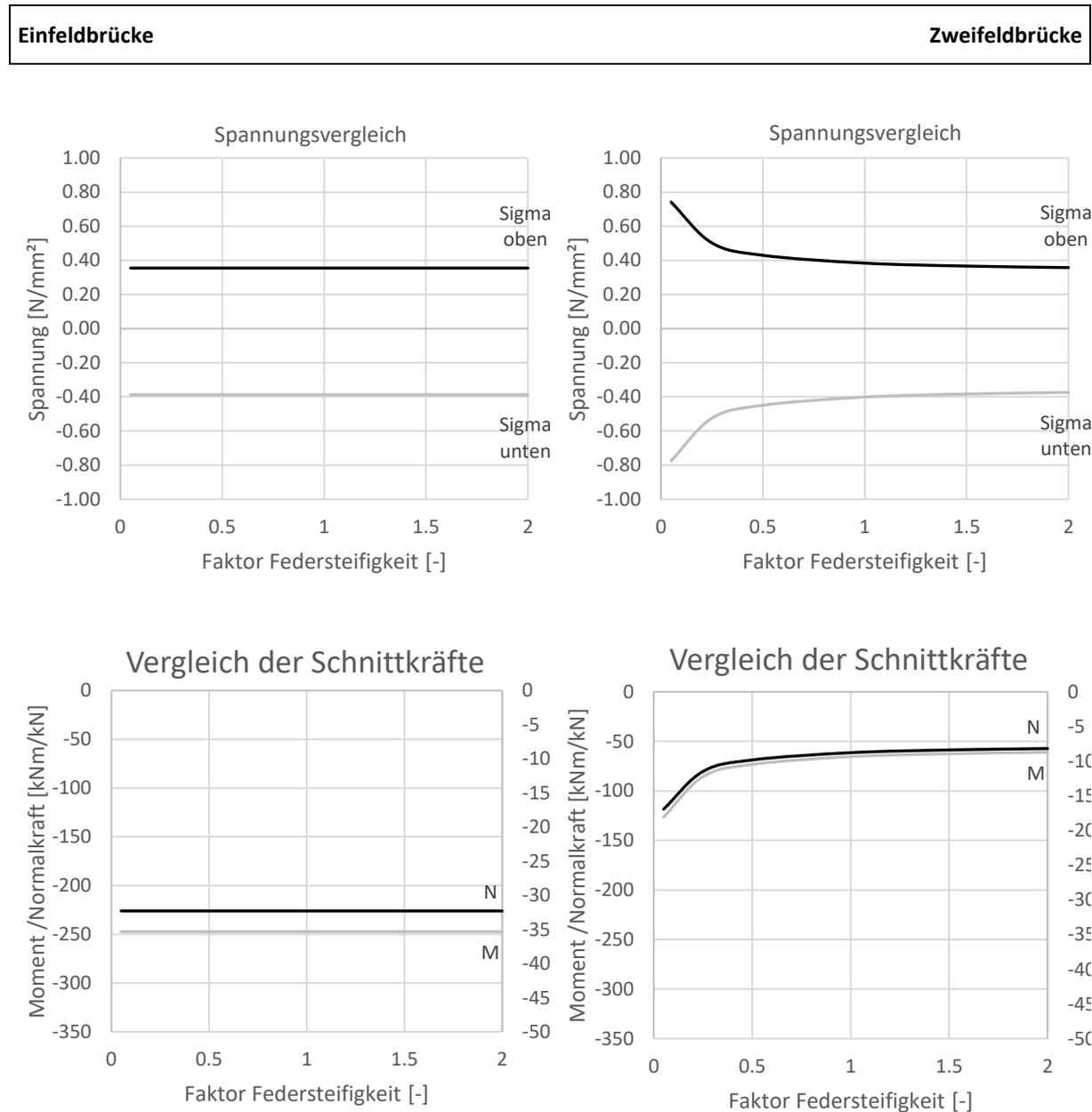


Abb. 57 – Steifigkeit der Vertikalfeder variiert für Einfeldbrücke (links) und Zweifeldbrücke (rechts)

Der Grund für den Anstieg liegt in der vertikalen Verformungsdifferenz der beiden an die Platte angrenzenden Widerlager. Das Mittelaufleger erhält aufgrund seiner größeren Einflussweite insgesamt mehr Last als das Randaufleger. (siehe Verifizierung) Da die Federsteifigkeit aber überall dieselbe ist, senkt sich das Mittelaufleger stärker ab. So entsteht eine Höhendifferenz die der Überbau bewältigen muss. Im Schnitt 1 entsteht dadurch ein negatives, im Schnitt 5 ein positives Moment (siehe Verifizierung). Die Momente überlagern sich mit jenen aus der Gleichlast, wodurch das Moment im Stützbereich sinkt und im Randbereich steigt.

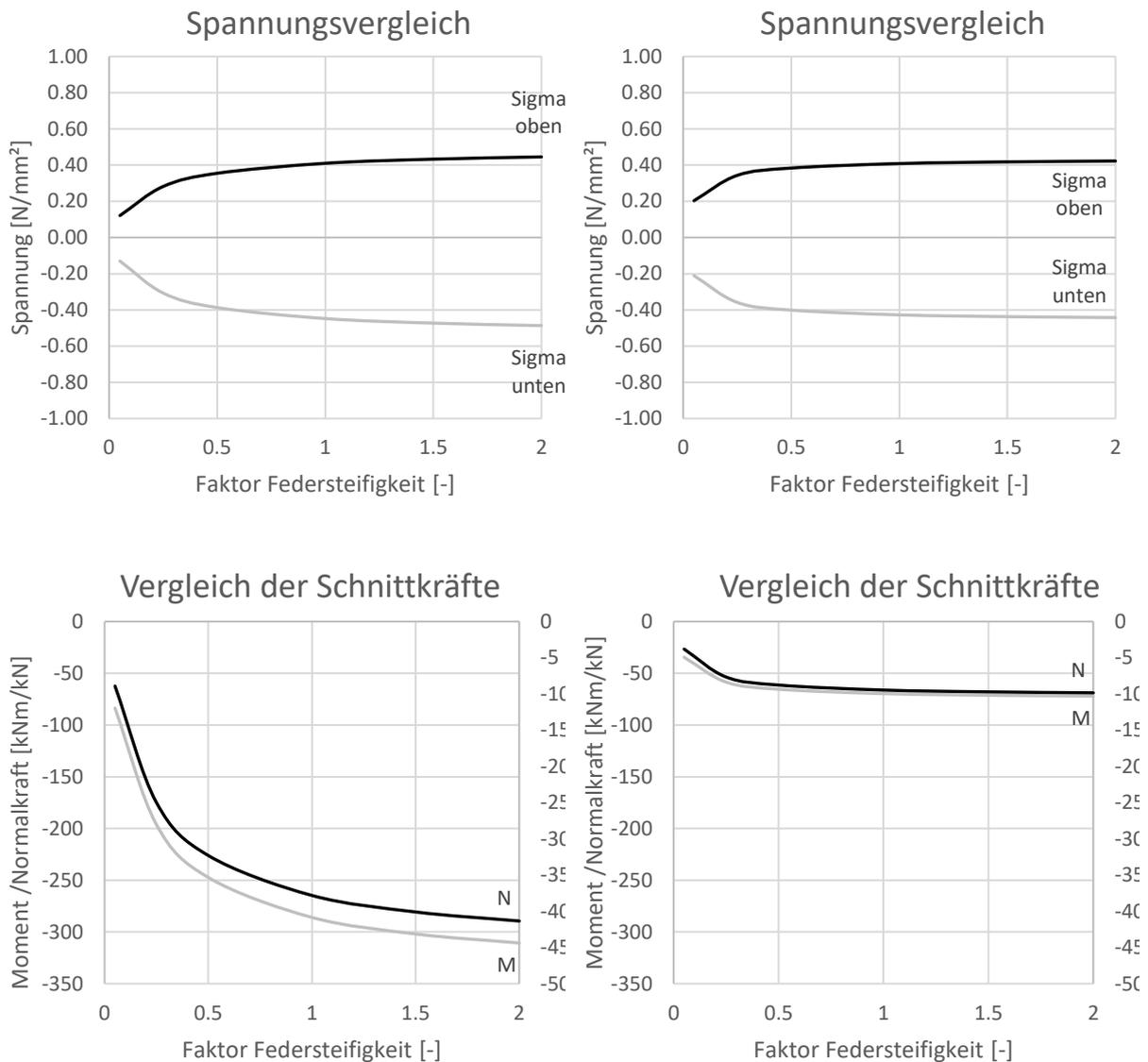


Abb. 58 – Steifigkeit der Horizontalfeder variiert für Einfeldbrücke (links) und Zweifeldbrücke (rechts)

Wird die Steifigkeit der horizontalen Feder bei der Einfeldbrücke reduziert, kann der Widerlagerfuß besser ausweichen und die Verdrehung der Stütze wird erleichtert. Dadurch steigt mit zunehmend steifer werdender Bettung das negative Eckmoment im Schnitt 1. Auch das Sigma nimmt aufgrund der besseren Verdrehbarkeit des Widerlagers zu. Derselbe Effekt tritt auch bei der Zweifeldbrücke auf, allerdings in etwas abgeschwächter Form, da die Mittelstütze aufgrund der Symmetrie von der horizontalen Bettungssteifigkeit nicht beeinflusst wird.

Schnitt 3 (Feldmitte)

Auf die Einfeldbrücke ist wieder kein Einfluss erkennbar. (siehe Schnitt 1) Bei der Mehrfeldbrücke nimmt das Sigma an der Unterseite der Platte mit zunehmender Steifigkeit der Vertikalfeder etwas zu, wobei sich bereits bei einem geringen Steifigkeitsniveau ein annähernd konstanter Wert ausbildet. Die Normalkraft nimmt bei steiferer Feder etwas stärker zu als das Moment. Insgesamt ist die Spannung im Schnitt 3 bei der Zweifeldbrücke etwas geringer, was angesichts des Durchlaufsystems nachvollziehbar ist.

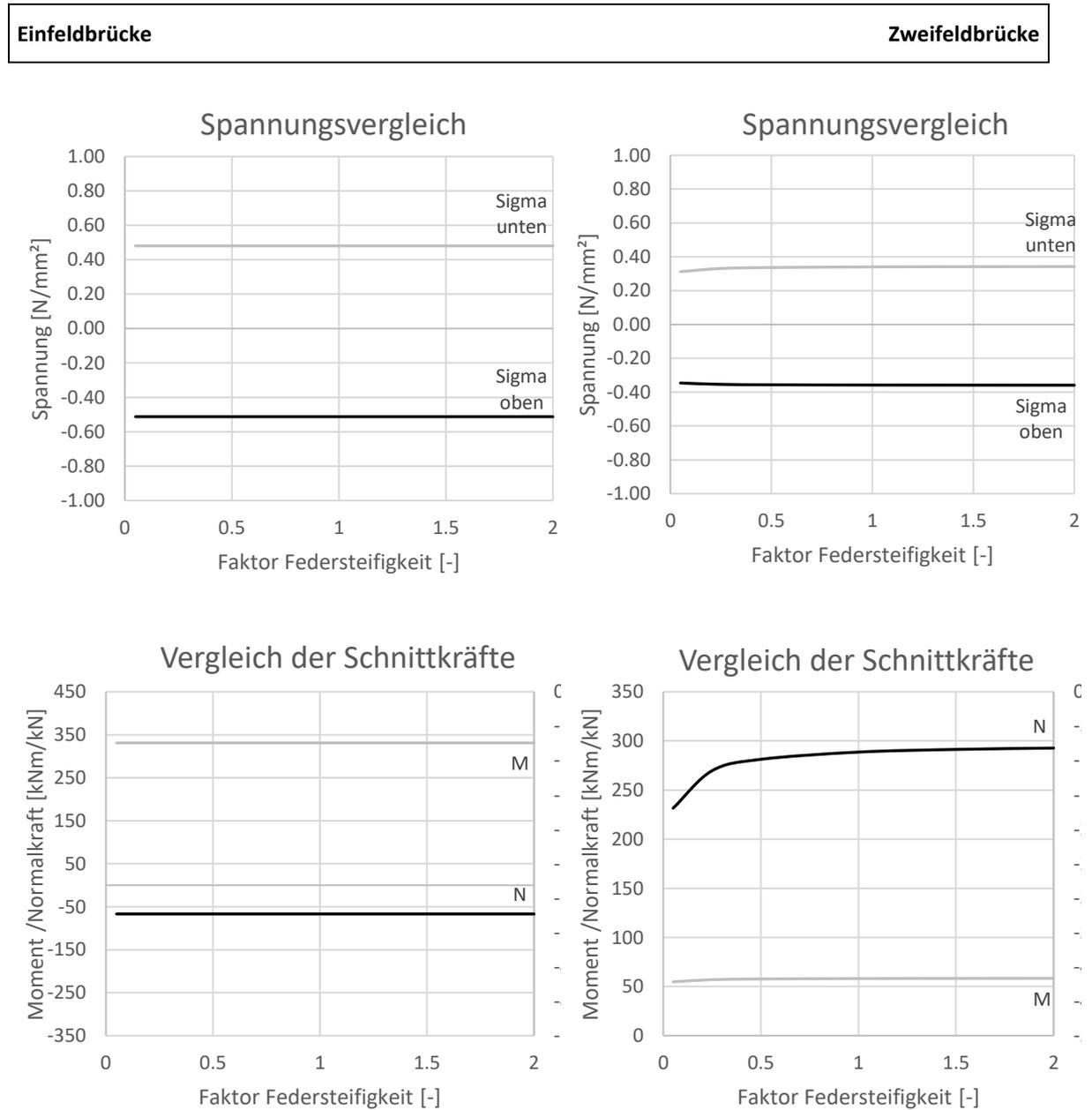


Abb. 59– Steifigkeit der Vertikalfeder variiert für Einfeldbrücke (links) und Zweifeldbrücke (rechts)

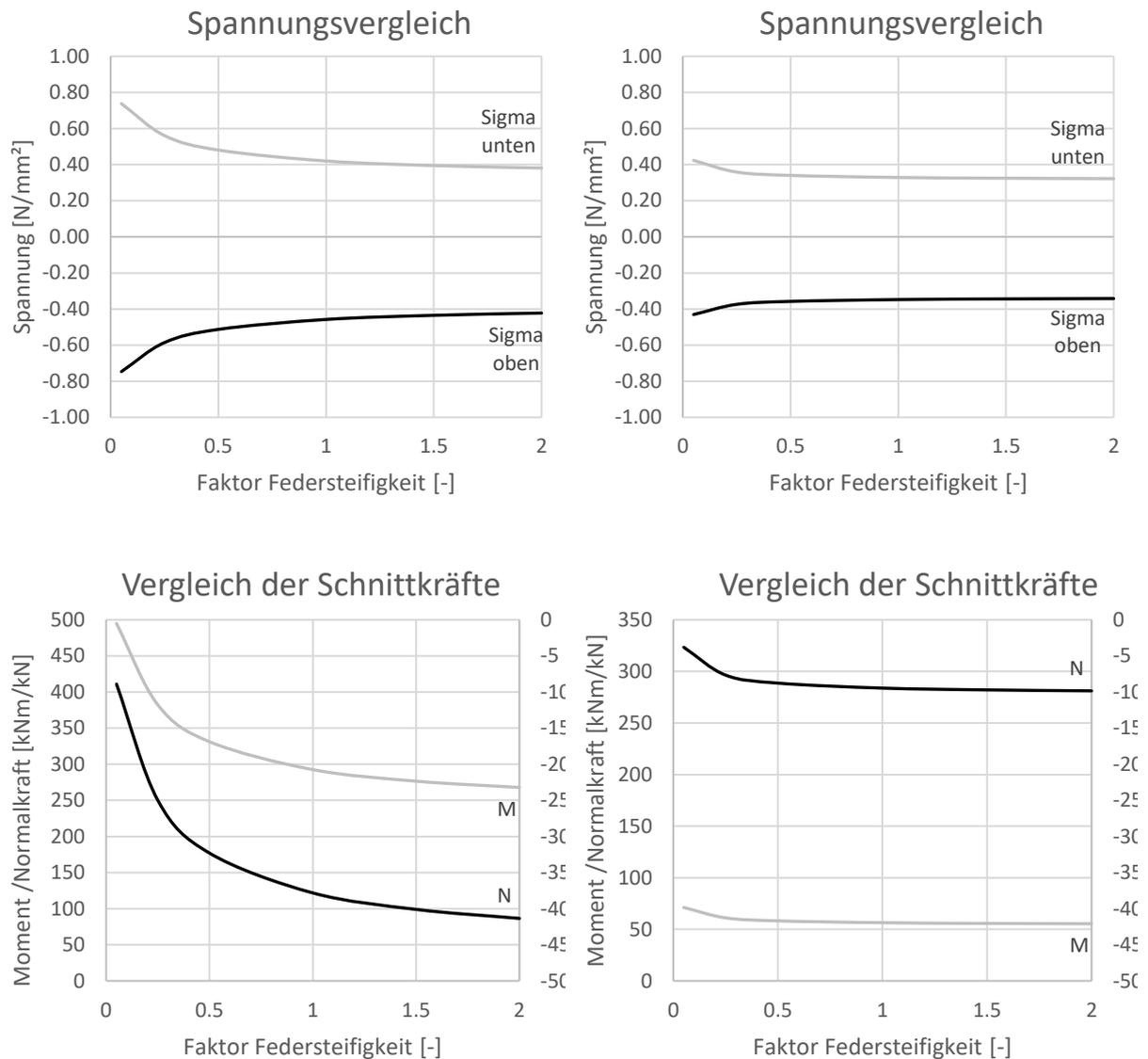


Abb. 60– Steifigkeit der Horizontalfeder variiert für Einfeldbrücke (links) und Zweifeldbrücke (rechts)

Wie in Schnitt 1 beschrieben kann bei einer weicheren Horizontalfeder die Widerlagerwand am Rand besser ausweichen, wodurch das Moment direkt an der Ecke abnimmt. Gleichzeitig stellt sich aber eine größere Beanspruchung der Feldmitte ein, was im Schnitt 3 ersichtlich ist. Im Gegensatz zum Schnitt 1 ist der Effekt aber sehr klein.

Schnitt 5 (Stützbereich)

Bei zunehmend steifer Vertikalfeder nimmt das Moment im Stützbereich kontinuierlich zu, während die Normalkraft abnimmt. Die mit zunehmender Steifigkeit zunehmenden Spannungen zeigen die mit höherer Steifigkeit zunehmende Belastung des Stützquerschnitts. Somit bestätigt sich die in Schnitt 1 getroffene Annahme. Da bei Einfeldbrücke kein Stützbereich vorhanden ist wird für diesen Schnitt nur die Mehrfeldbrücke betrachtet.

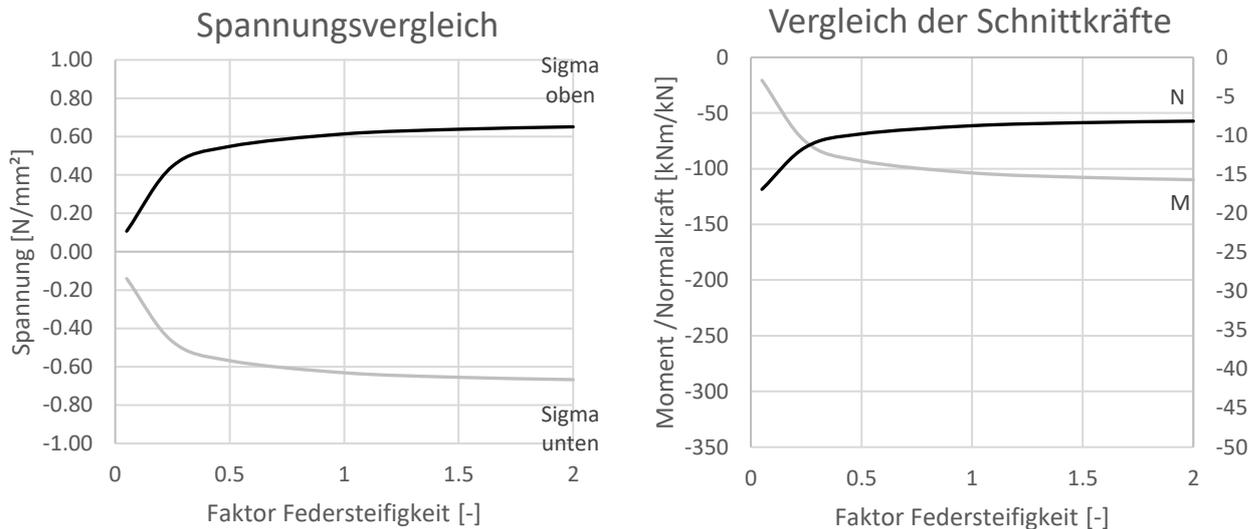


Abb. 61 – Steifigkeit der Vertikalfeder variiert für Einfeldbrücke (links) und Zweifeldbrücke (rechts)

Auch die horizontale Federsteifigkeit wirkt sich auf die Spannung im Stützquerschnitt aus, allerdings genau umgekehrt wie die Steifigkeit der vertikalen Feder. Mit zunehmender Steifigkeit der horizontalen Feder sinkt die Spannung im Stützquerschnitt, wobei bereits bei geringen Steifigkeiten sich ein nahezu konstanter Wert einstellt. Auch hier korrelieren die Ergebnisse mit jenen im Schnitt 1.

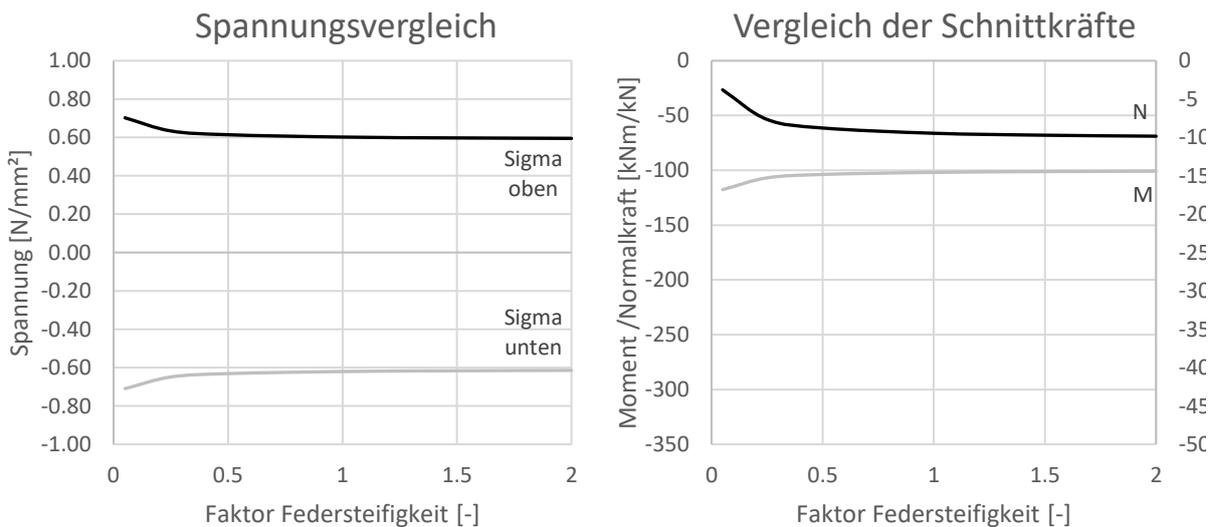


Abb. 62– Steifigkeit der Horizontalfeder variiert für Einfeldbrücke (links) und Zweifeldbrücke (rechts)

Verifizierung

Wie in Schnitt 1 beschrieben ist der Grund für den Abfall des Moments im Rahmeneck bei zunehmender Bettungssteifigkeit die vertikale Bettung. Eine Drehbewegung hätte keinen Einfluss und ein Ausweichen der in horizontaler Richtung würde das Gegenteil des zu beobachtenden Effekts bewirken. Vereinfacht kann der

Einfluss der Vertikalfeder über eine Stützensenkung der Mittelstütze, überlagert mit dem Momentbild aus der Gleichlast betrachtet werden. (siehe Abb. 63) Während das negative Moment zufolge Gleichlast im Rahmeneck durch die Stützensenkung verstärkt wird, reduziert sich das Stützmoment am Mittelaufleger aufgrund der Setzung.

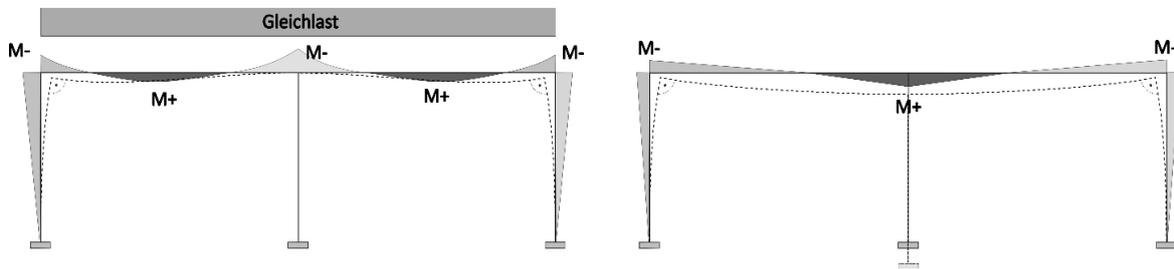


Abb. 63 – Momentenbild zufolge Gleichlast (links) und Senkung der Mittelstütze (rechts)

Um die Ergebnisse nachvollziehen zu können wird das Modell anhand eines Rahmensystem in 2D vereinfacht und anschließend von Hand gerechnet. So kann der Einfluss der Vertikalfeder nachvollzogen werden. Die Widerlagerwände haben an sich keinen Einfluss auf die Auswirkungen der Vertikalfeder, weshalb die Federn direkt an den Überbau angebracht werden können. Gleichzeitig wird aufgrund der Systemsymmetrie nur der halbe Träger betrachtet. Zu beachten ist hier, dass die Vertikalfeder des Mittelauflegers jetzt nur noch die halbe Federsteifigkeit hat wie zuvor. Da in der Verifizierung nur der Einfluss der vertikalen Feder relevant ist, können die Drehfeder und die Horizontalfeder durch fixe Festhaltungen ersetzt werden.

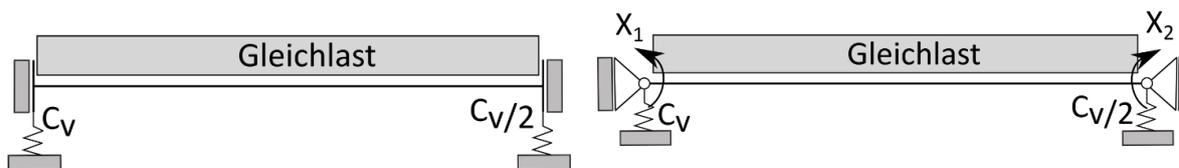


Abb. 64 - Vereinfachtes stat. unbestimmtes System (links) und das stat. bestimmte System mit den freigeschnittenen Weggrößen (rechts)

Im nächsten Schritt kann das System im Zuge der Kraftgrößenmethode in die drei Untersysteme aufgeteilt werden. Anschließend ergeben sich aus dem Skalierungsvektor X die Schnittgrößen am Rahmeneck und dem Stützbereich. Die Federkonstante wird hierbei als Parameter belassen und anschließend variiert, was zum Diagramm in Abb. 65 führt.

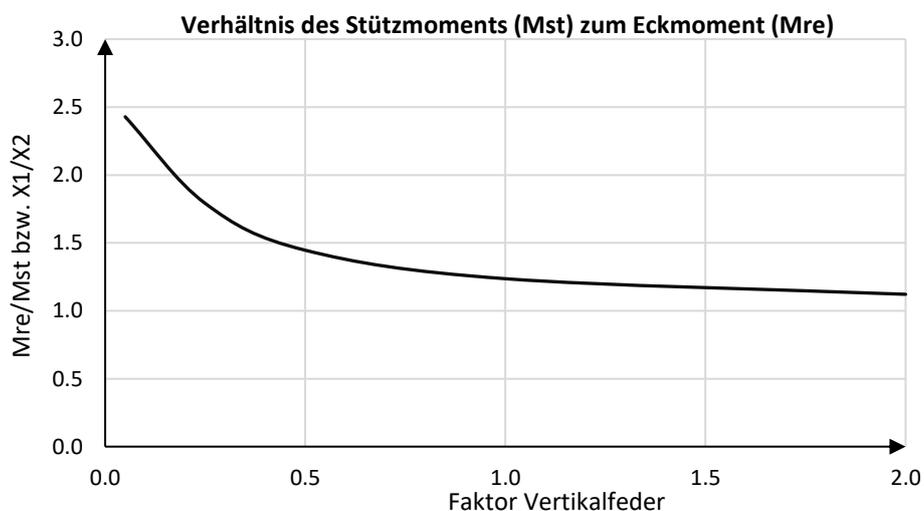
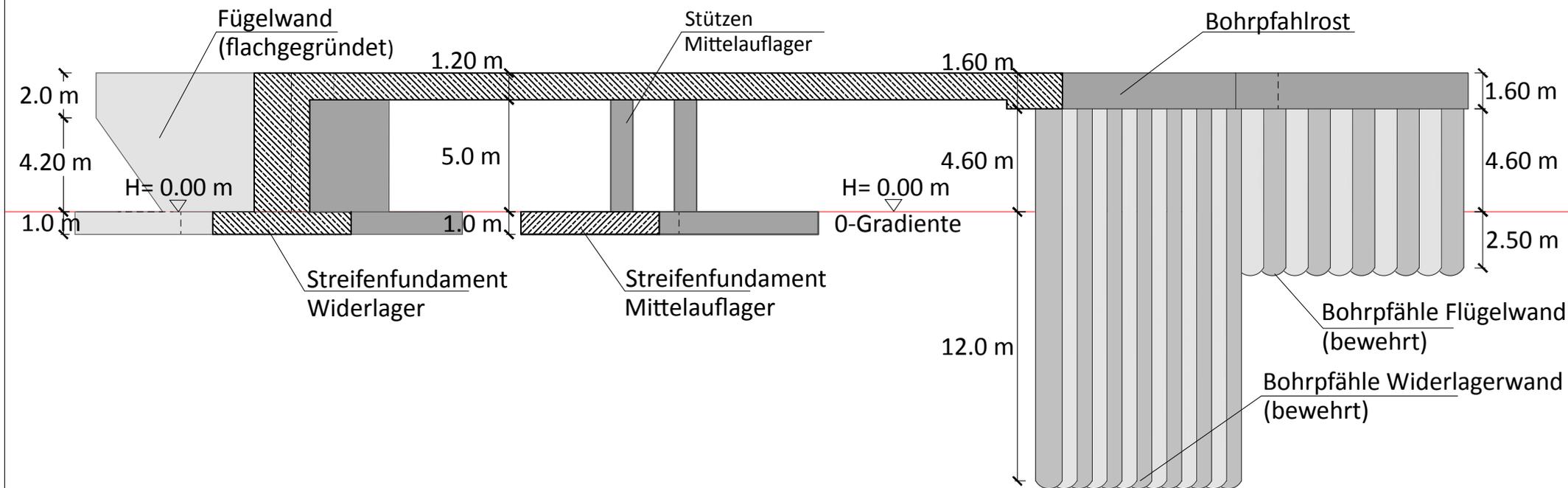


Abb. 65 – Verhältnis der Stützmente in Abhängigkeit der Federsteifigkeit der Vertikalfeder

ANHANG C – MAßSTÄBLICHE DARSTELLUNG DER BETRACHTETEN BRÜCKE

Die hier in Grundriss, Schnitt und Regelquerschnitt dargestellte Brücke wurde für die Parameterstudie in Kapitel 6 und in adaptierter Weise auch für die Parameterstudien in Kapitel 5 verwendet.



Projektinformation

ARBEIT

Masterarbeit

UNIVERSITÄT

TU Graz

INSTITUT

Institut f. Betonbau

Planinformation

ART

SKIZZE

PLAN

Schnitt

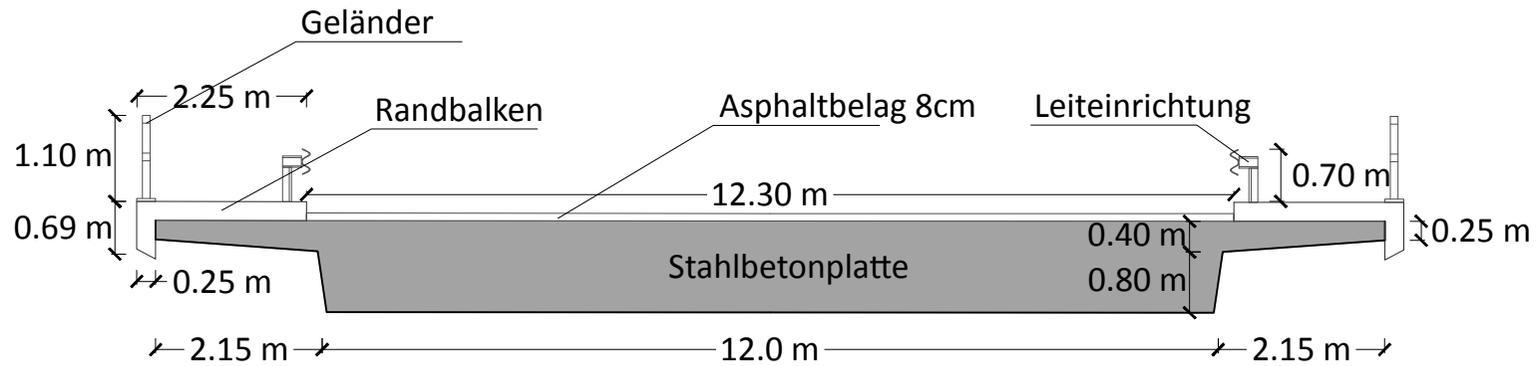
MAßSTAB

1:250

DATUM

10.08.2017

Anhang C



Projektinformation

ARBEIT

Masterarbeit

UNIVERSITÄT

TU Graz

INSTITUT

Institut f. Betonbau

Planinformation

ART

SKIZZE

PLAN

Regelquerschnitt

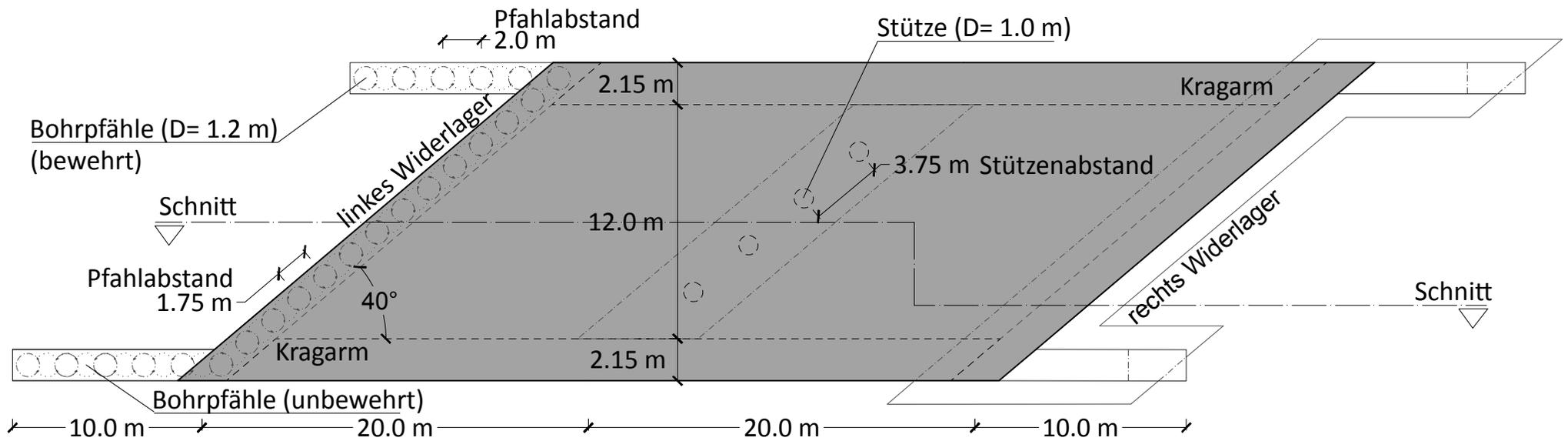
MAßSTAB

1:100

DATUM

10.08.2017

Anhang C



Projektinformation

ARBEIT

Masterarbeit

UNIVERSITÄT

TU Graz

INSTITUT

Institut f. Betonbau

Planinformation

ART

SKIZZE

PLAN

Grundriss

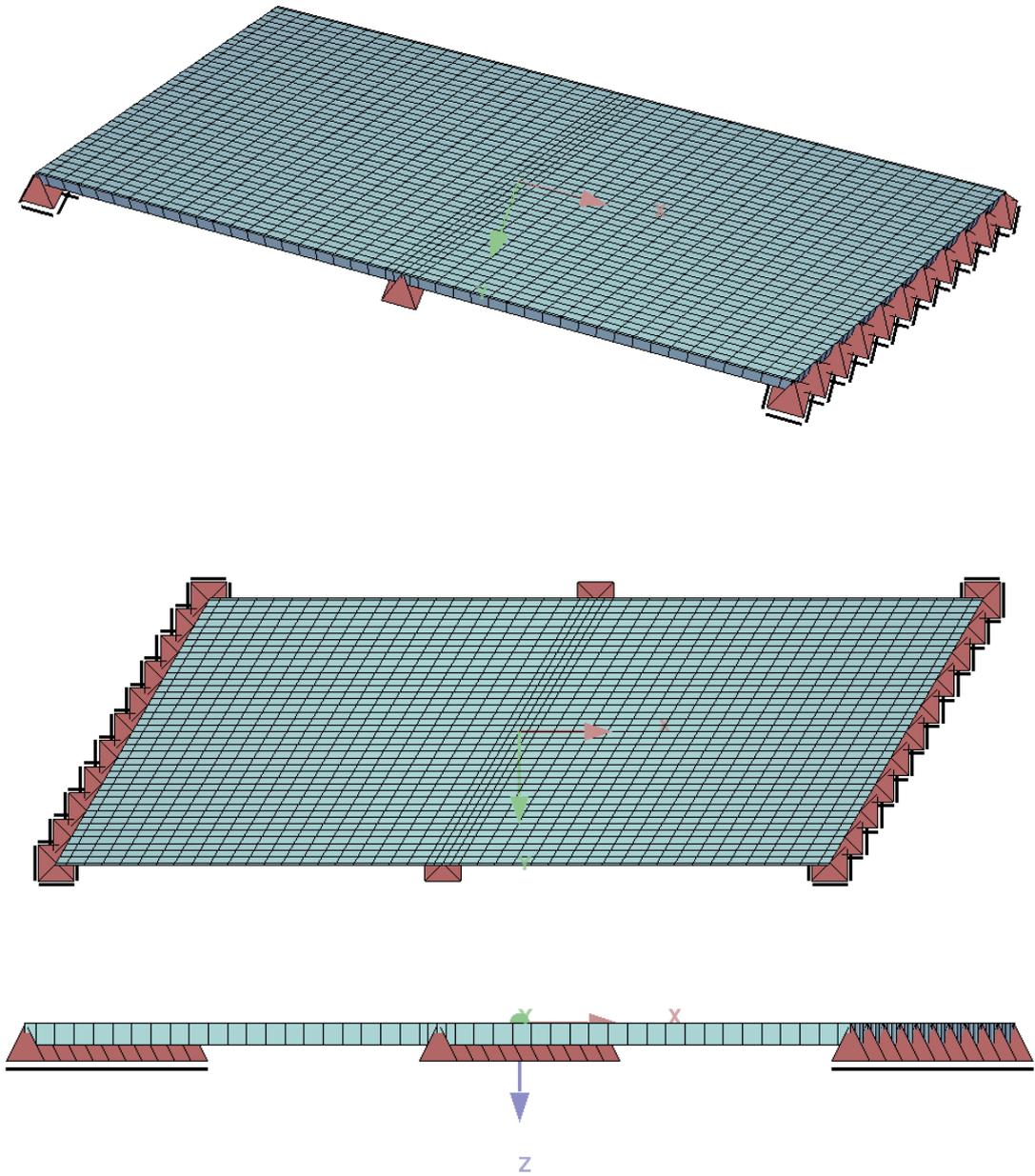
MAßSTAB

1:300

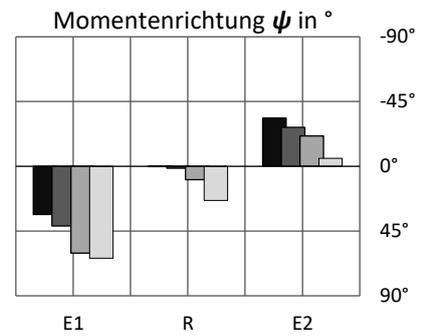
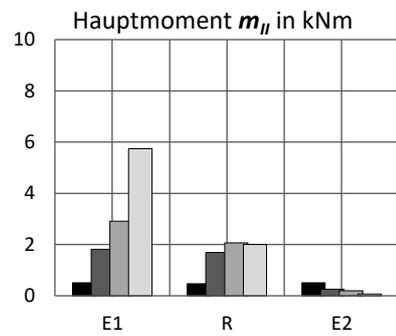
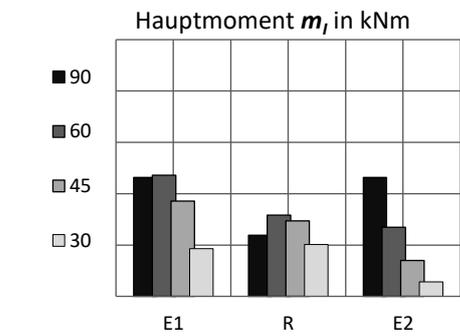
DATUM

10.08.2017

Anhang C



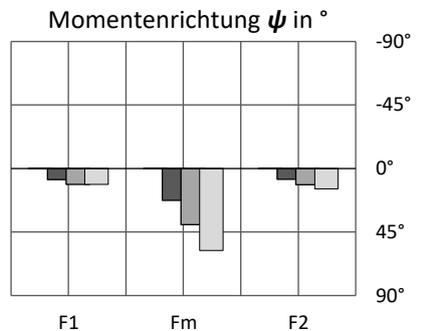
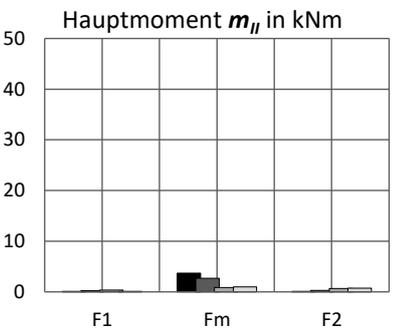
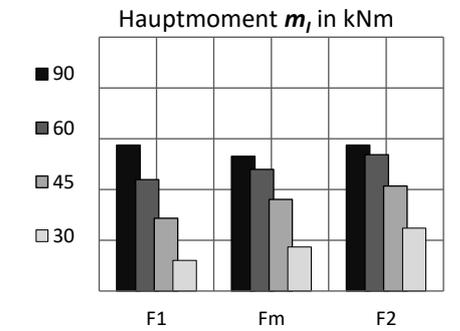
Anhang-Abb. 2 – Modell der betrachteten Brücken bei einem Kreuzungswinkel α von 60°



	m_I		
	E1	R	E2
90	4.63	2.38	4.63
60	4.71	3.16	2.70
45	3.71	2.94	1.40
30	1.86	2.02	0.56

	m_{II}		
	E1	R	E2
90	0.51	0.47	0.51
60	1.81	1.69	0.25
45	2.91	2.07	0.19
30	5.74	2.01	0.07

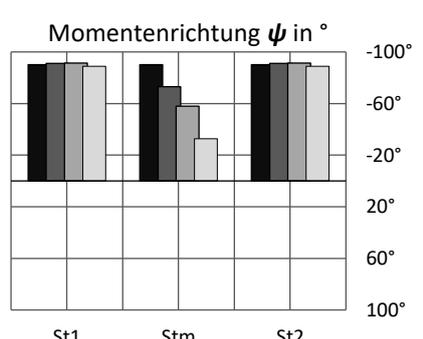
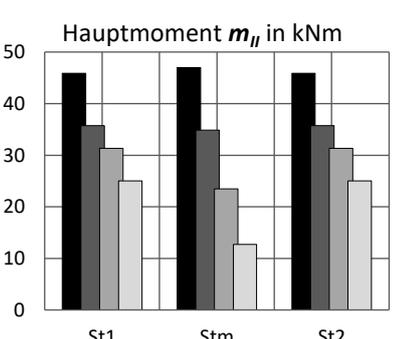
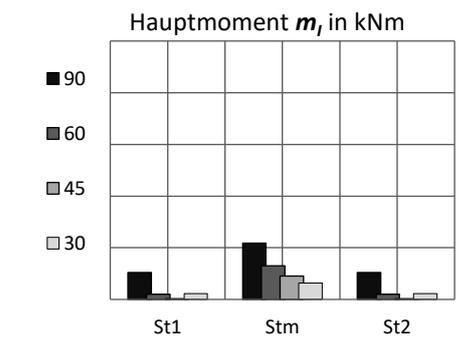
	ψ		
	E1	R	E2
90	33.47	0.00	-33.47
60	41.55	1.25	-26.99
45	60.27	9.35	-20.99
30	63.99	23.67	-5.49



	m_I		
	F1	Fm	F2
90	28.75	26.52	28.75
60	21.96	23.94	26.82
45	14.35	18.06	20.70
30	6.06	8.67	12.42

	m_{II}		
	F1	Fm	F2
90	0.13	3.72	0.13
60	0.24	2.66	0.28
45	0.33	0.86	0.65
30	0.12	0.97	0.71

	ψ		
	F1	Fm	F2
90	0.13	0.00	0.13
60	6.77	21.76	7.37
45	11.42	33.12	10.90
30	17.47	42.95	13.61



	m_I		
	St1	Stm	St2
90	5.22	10.92	5.22
60	1.01	6.51	1.01
45	0.12	4.50	0.12
30	1.15	3.17	1.15

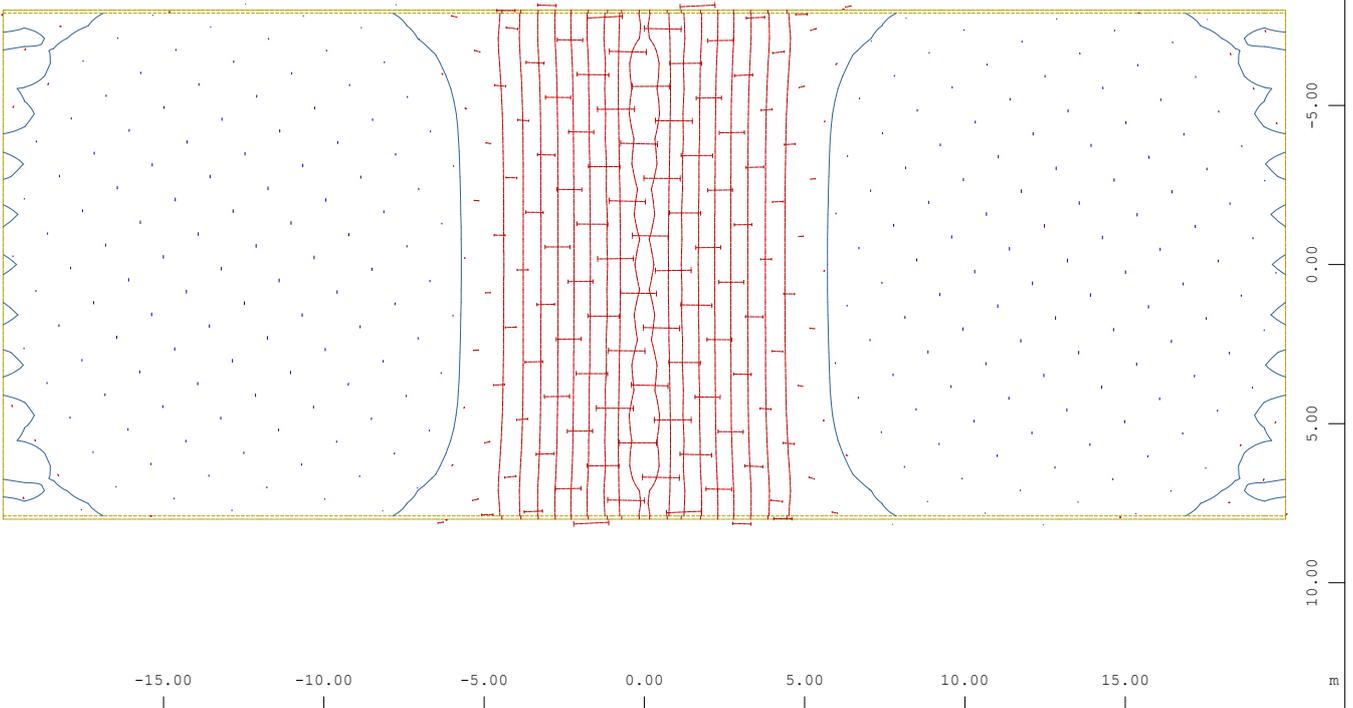
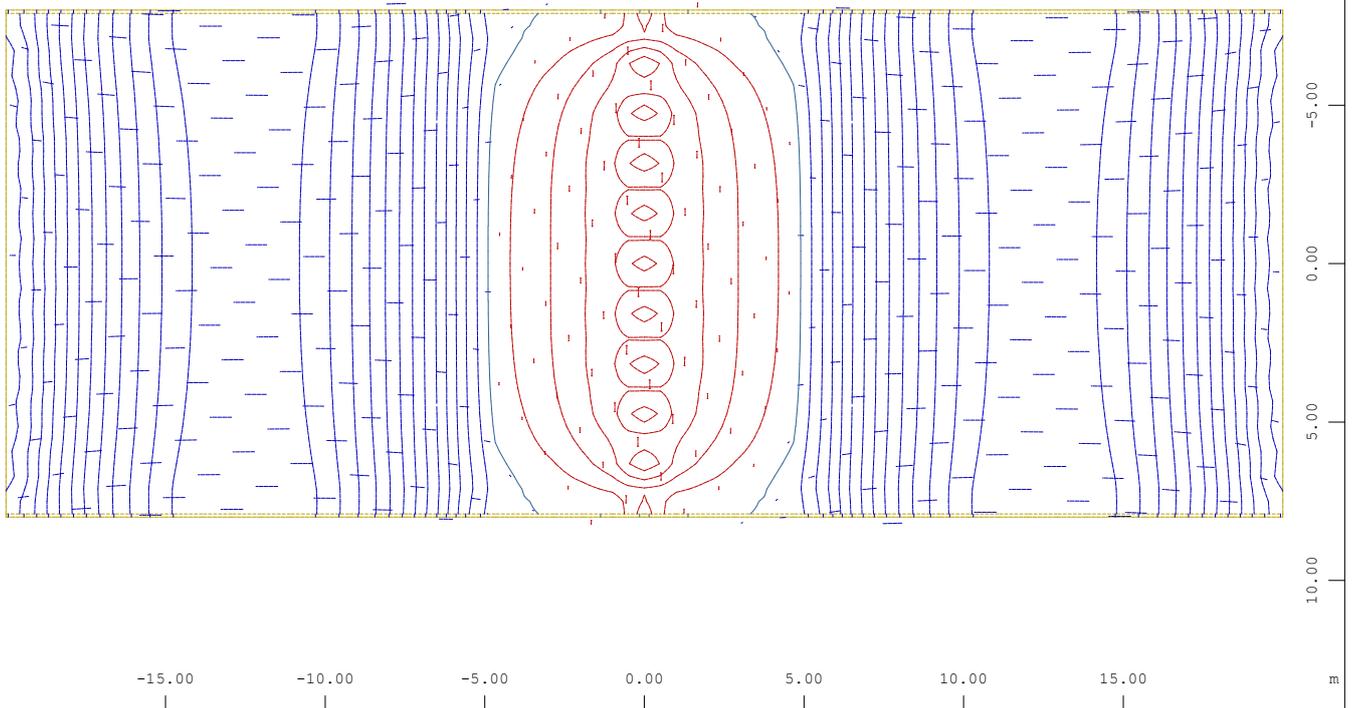
	m_{II}		
	St1	Stm	St2
90	45.87	47.00	45.87
60	35.75	34.84	35.75
45	31.36	23.46	31.36
30	25.05	12.72	25.05

	ψ		
	St1	Stm	St2
90	-90.00	-90.00	-90.00
60	-91.18	-73.03	-91.18
45	-91.43	-58.04	-91.43
30	-88.92	-32.82	-88.92

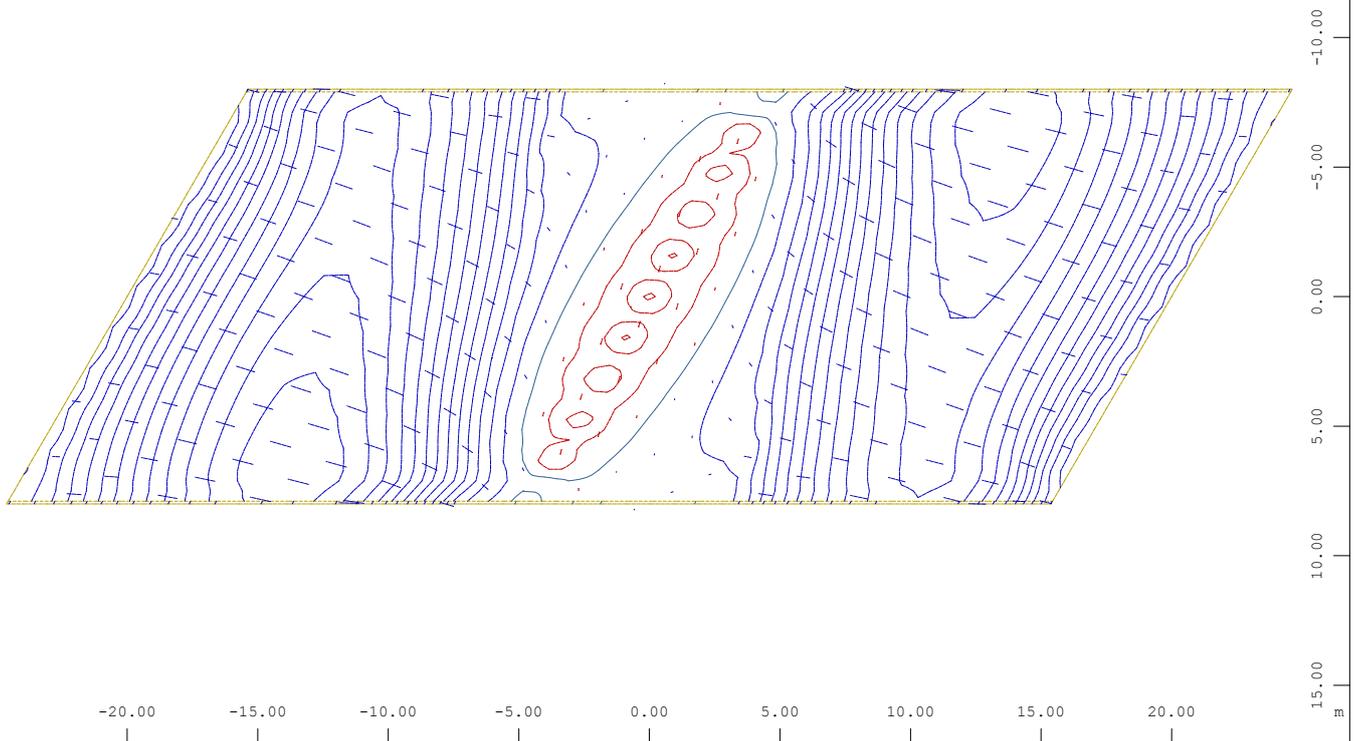
■ Betrag

■ korr. Winkel auf m_I

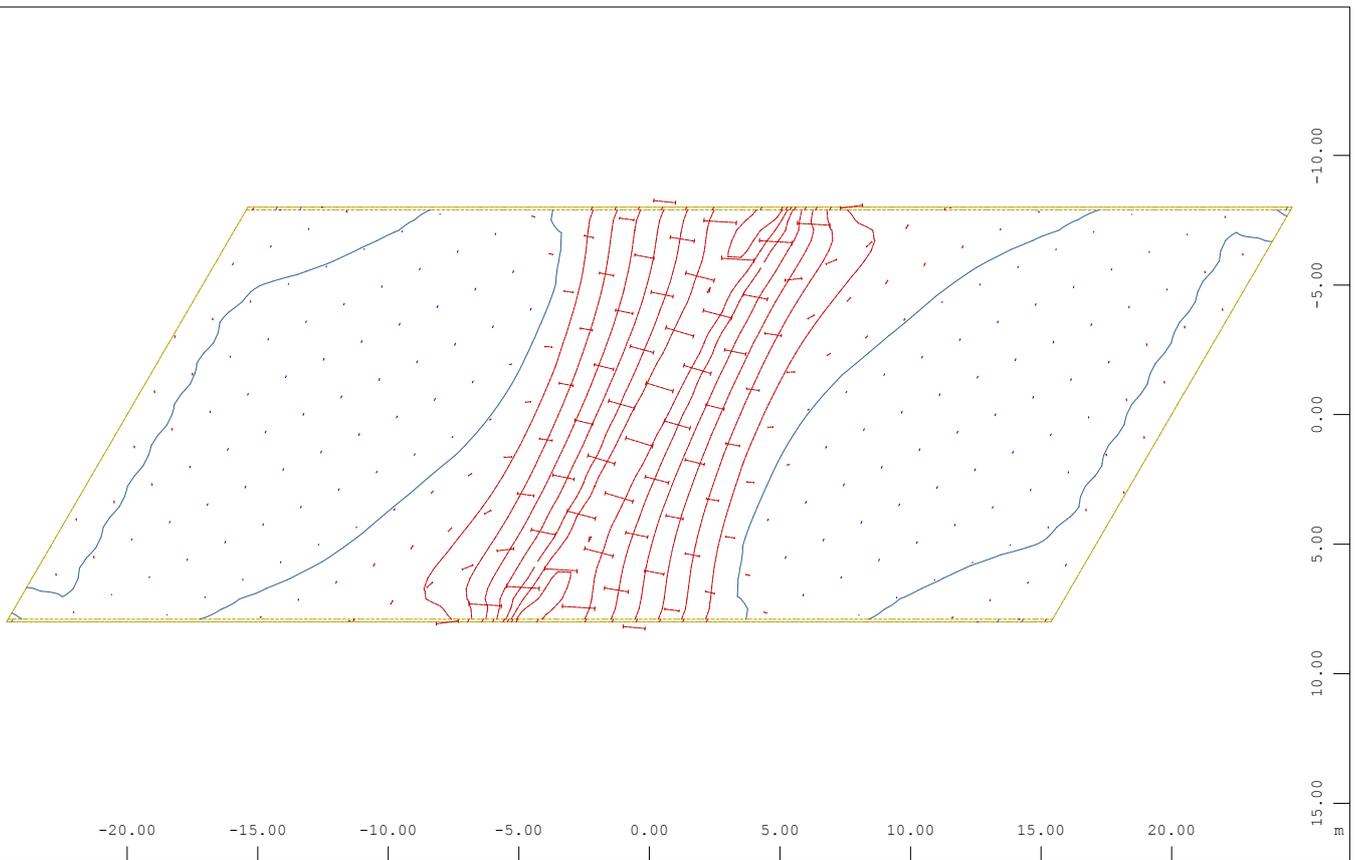
Kapitel - BzuLPhi - 90°



Kapitel 4 -BzuLPhi = konst. - 60

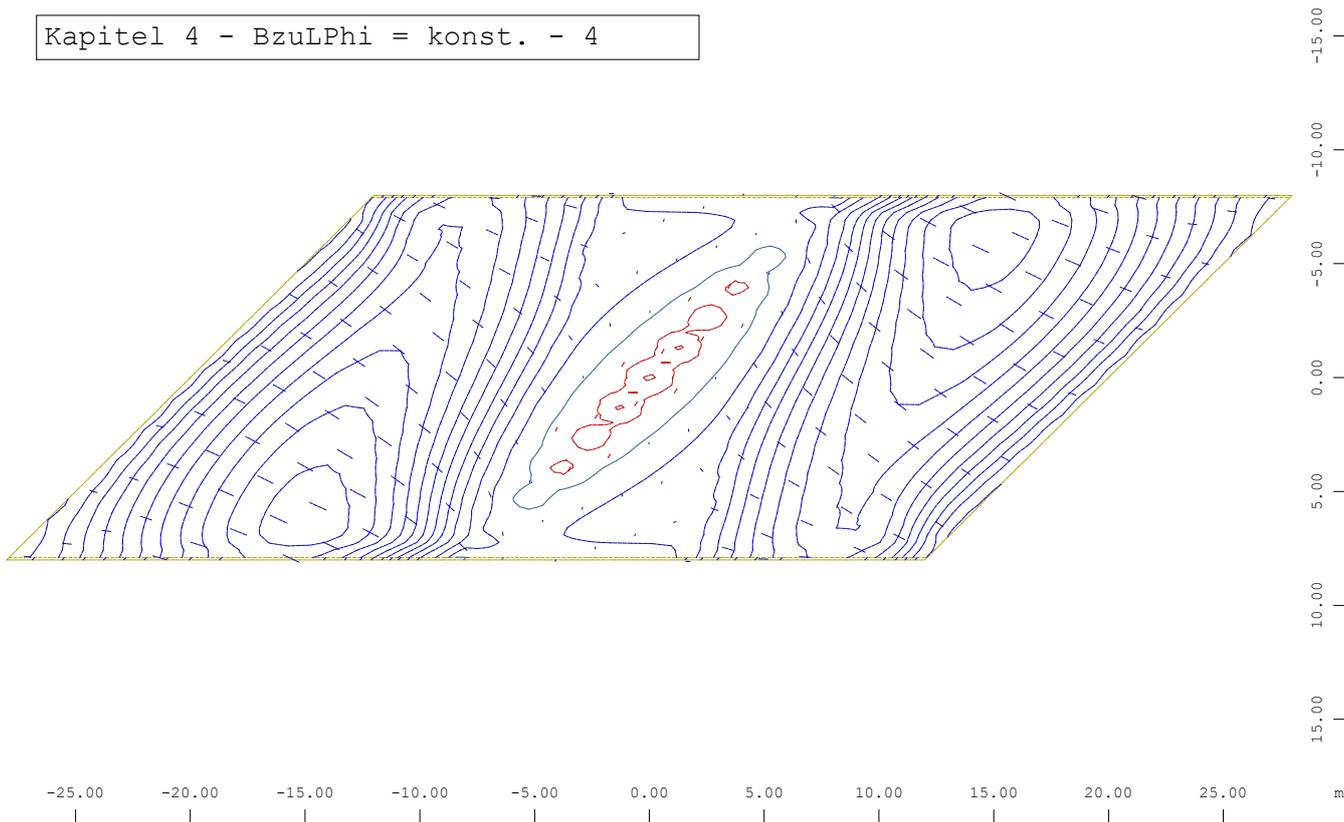


Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 291
 += ——— -|=|————— (Min=-7.00) (Max=27.8)
 Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -6.51 bis 27.6

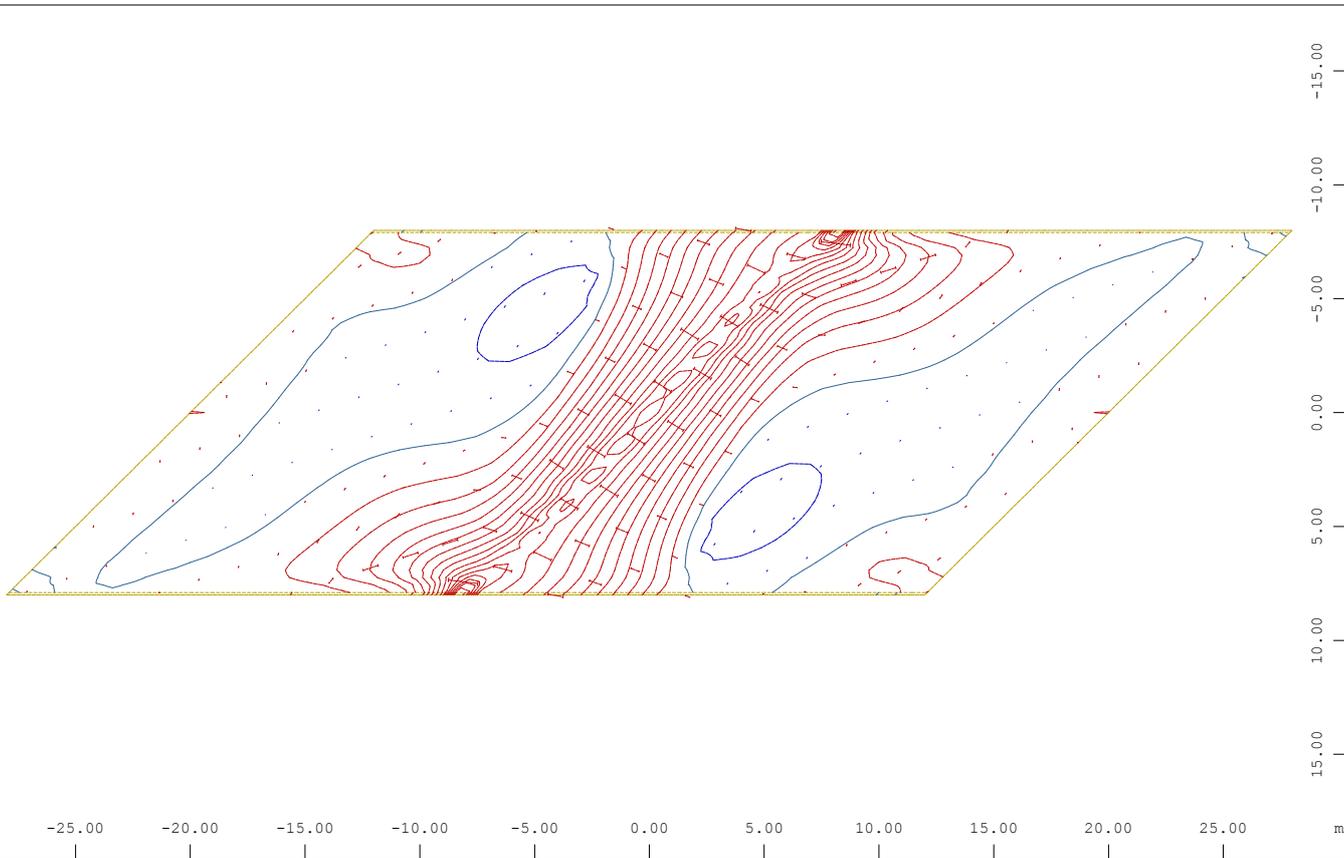


Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 291
 += ——— -|=|————— (Min=-44.4) (Max=2.93)
 Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -39.2 bis 2.92

Kapitel 4 - BzuLPhi = konst. - 4

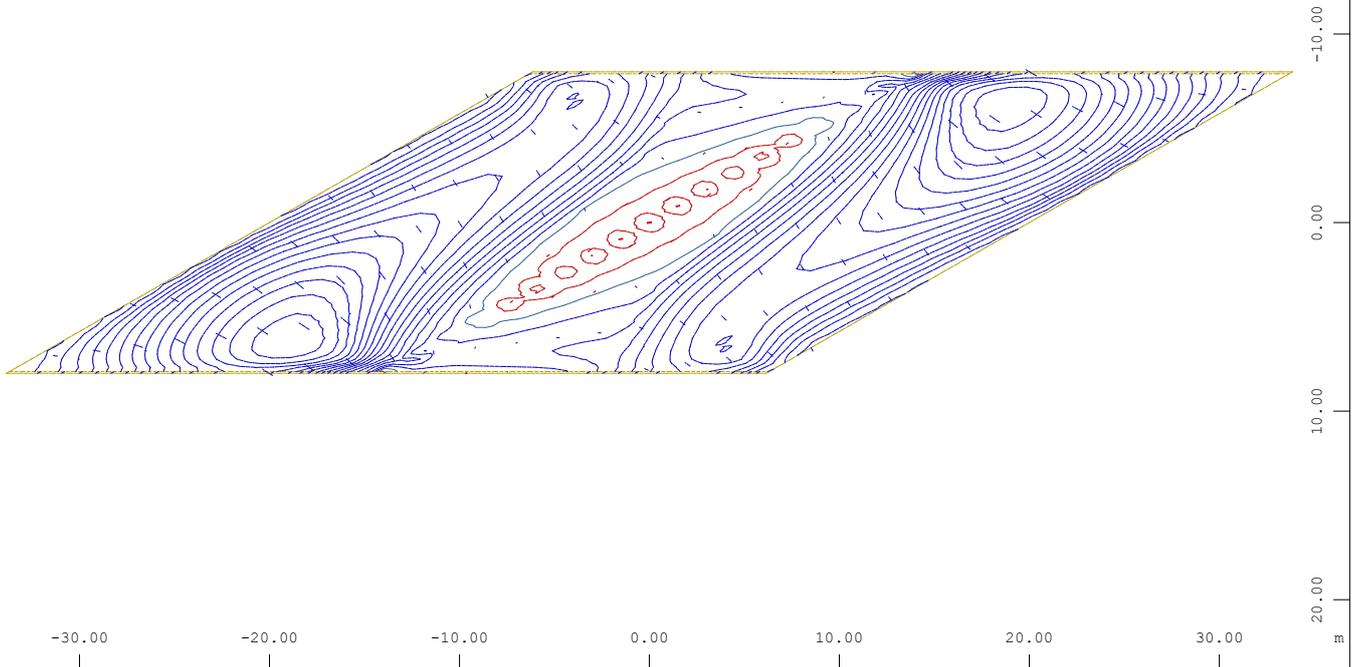


Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 331
 += ——— -|=|——— (Min=-5.11) (Max=23.3)
 Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -4.50 bis 23.2

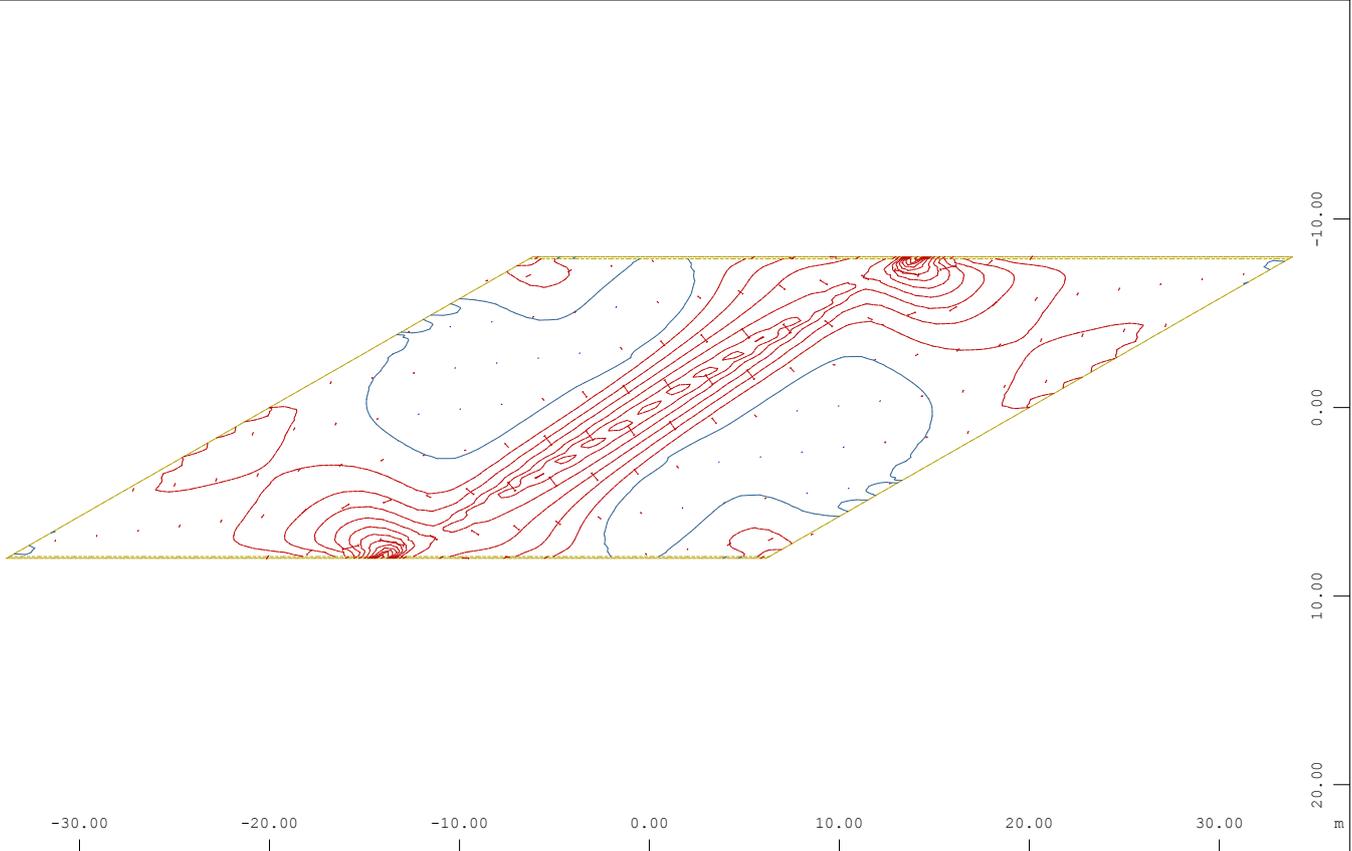


Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 331
 += ——— -|=|——— (Min=-41.8) (Max=2.81)
 Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -32.6 bis 2.84

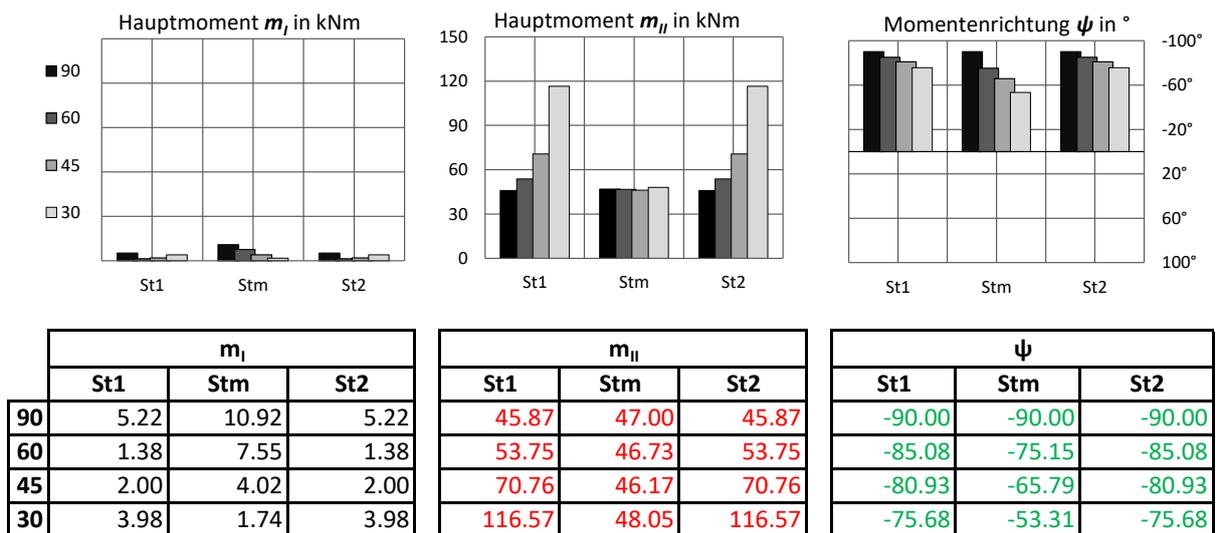
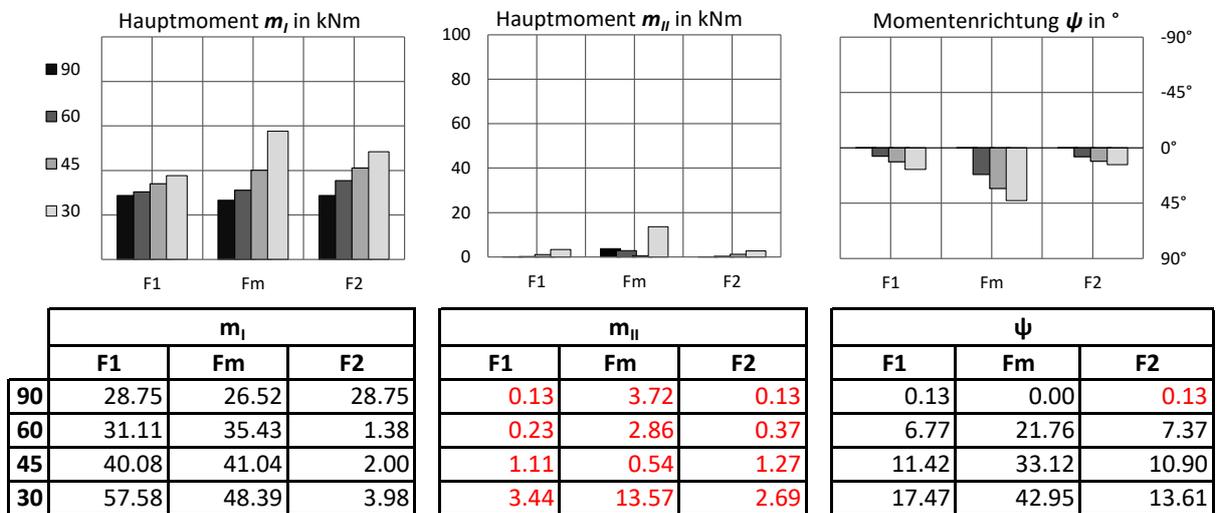
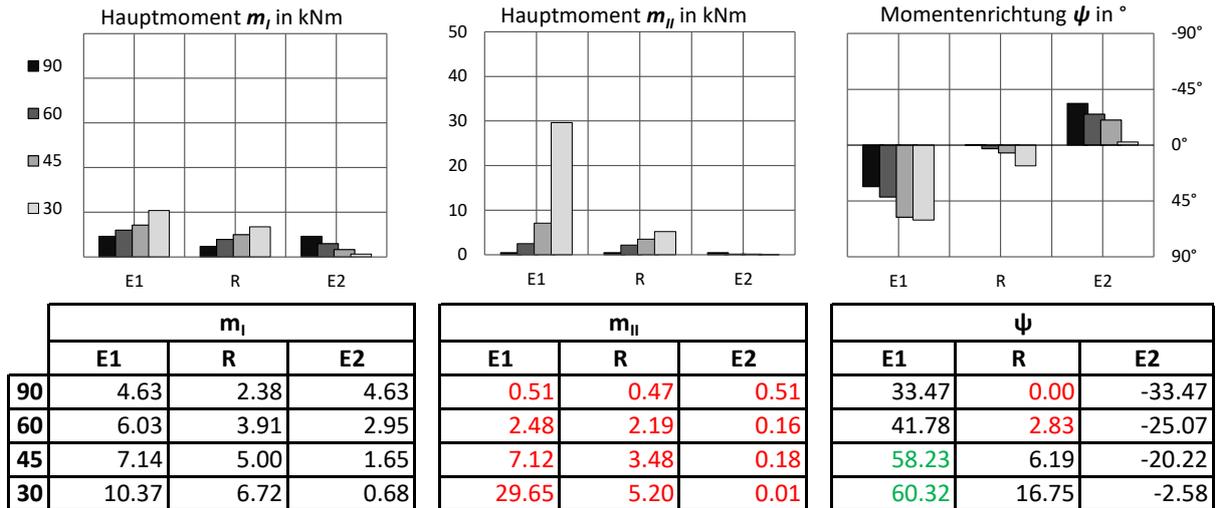
Kapitel 4 - BzuLPhi = konst. - 3



Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 400
 +=————— -=|—————| (Min=-3.83) (Max=15.8)
 Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -3.17 bis 15.7



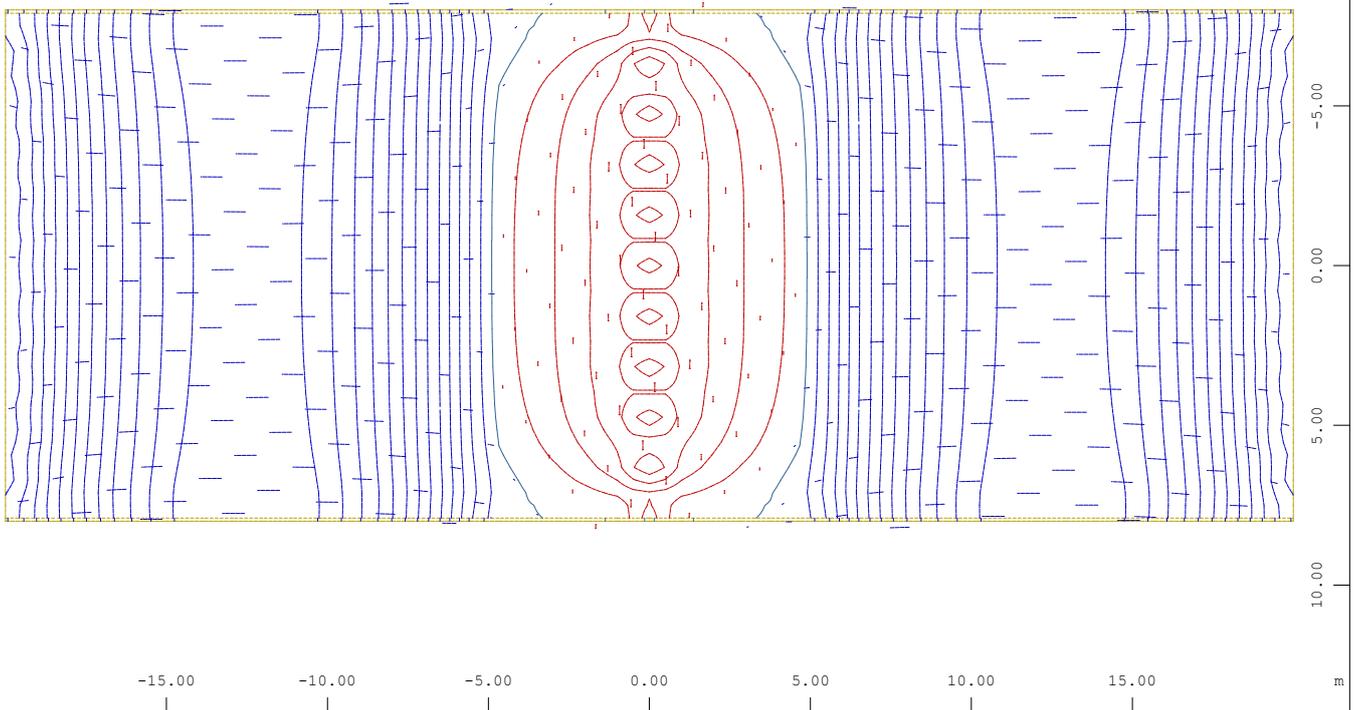
Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 400
 +=————— -=|—————| (Min=-32.3) (Max=1.36)
 Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -25.4 bis 1.36



■ Betrag

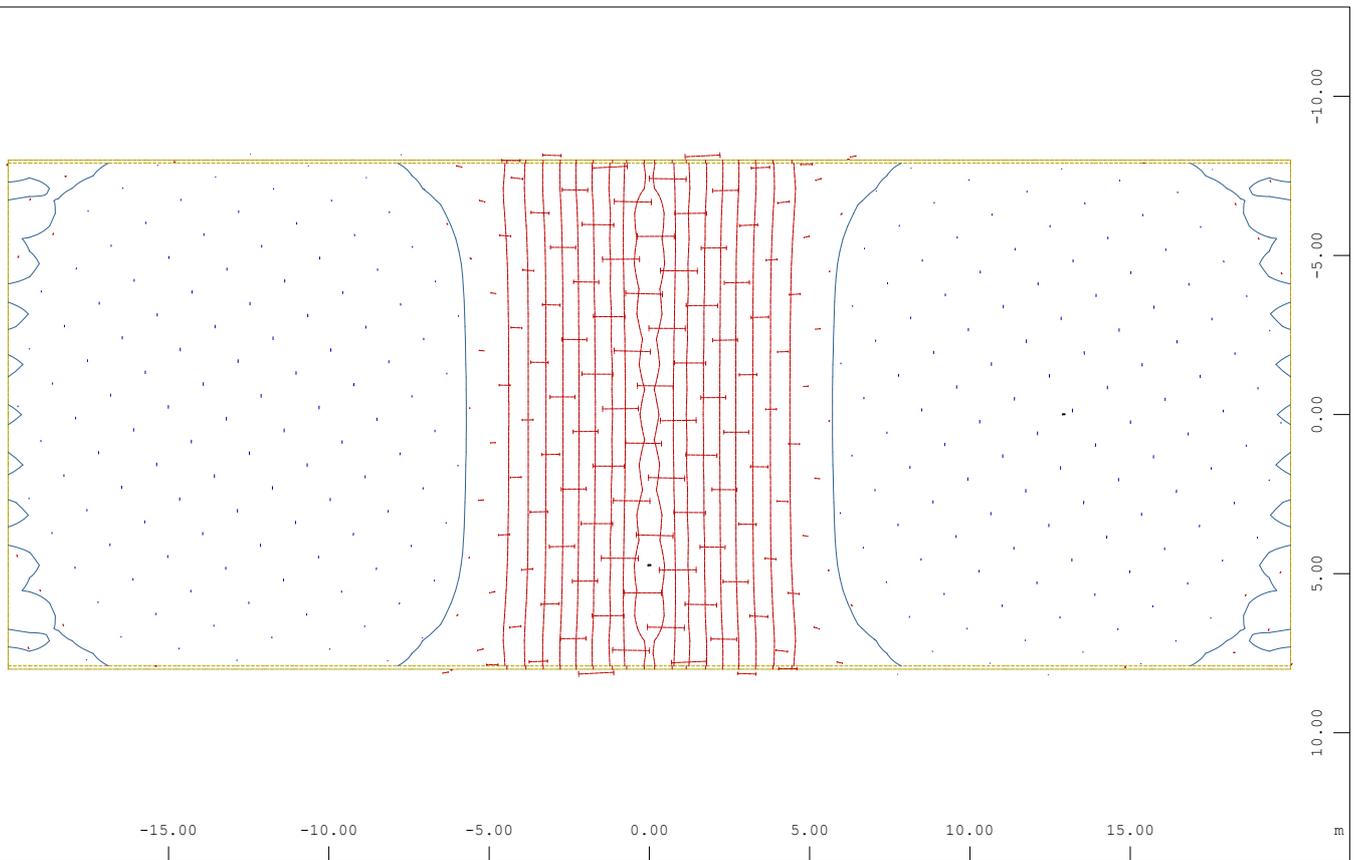
■ korr. Winkel auf m_I

Kapitel 4 - BzuL = konst. - 90°



M 1 : 236

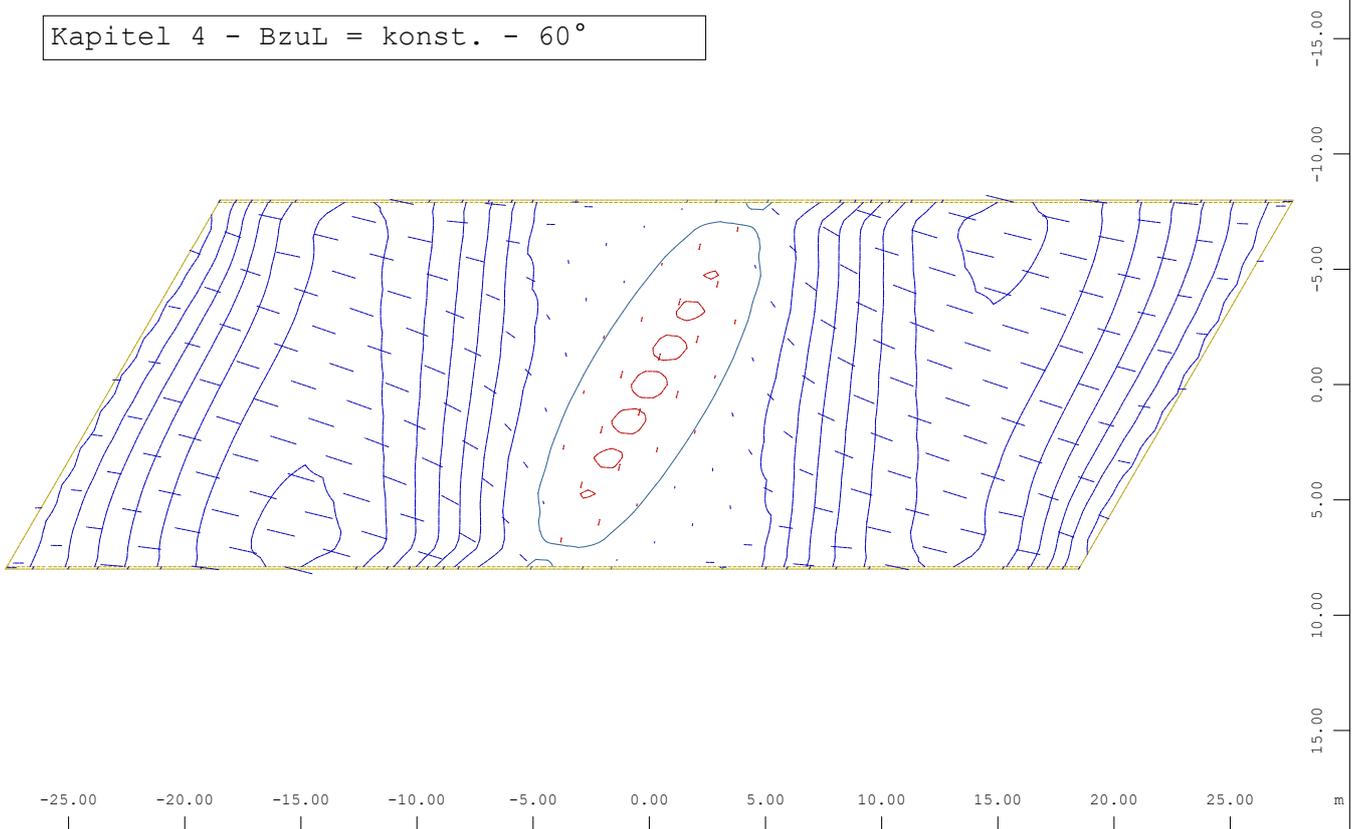
X
Y



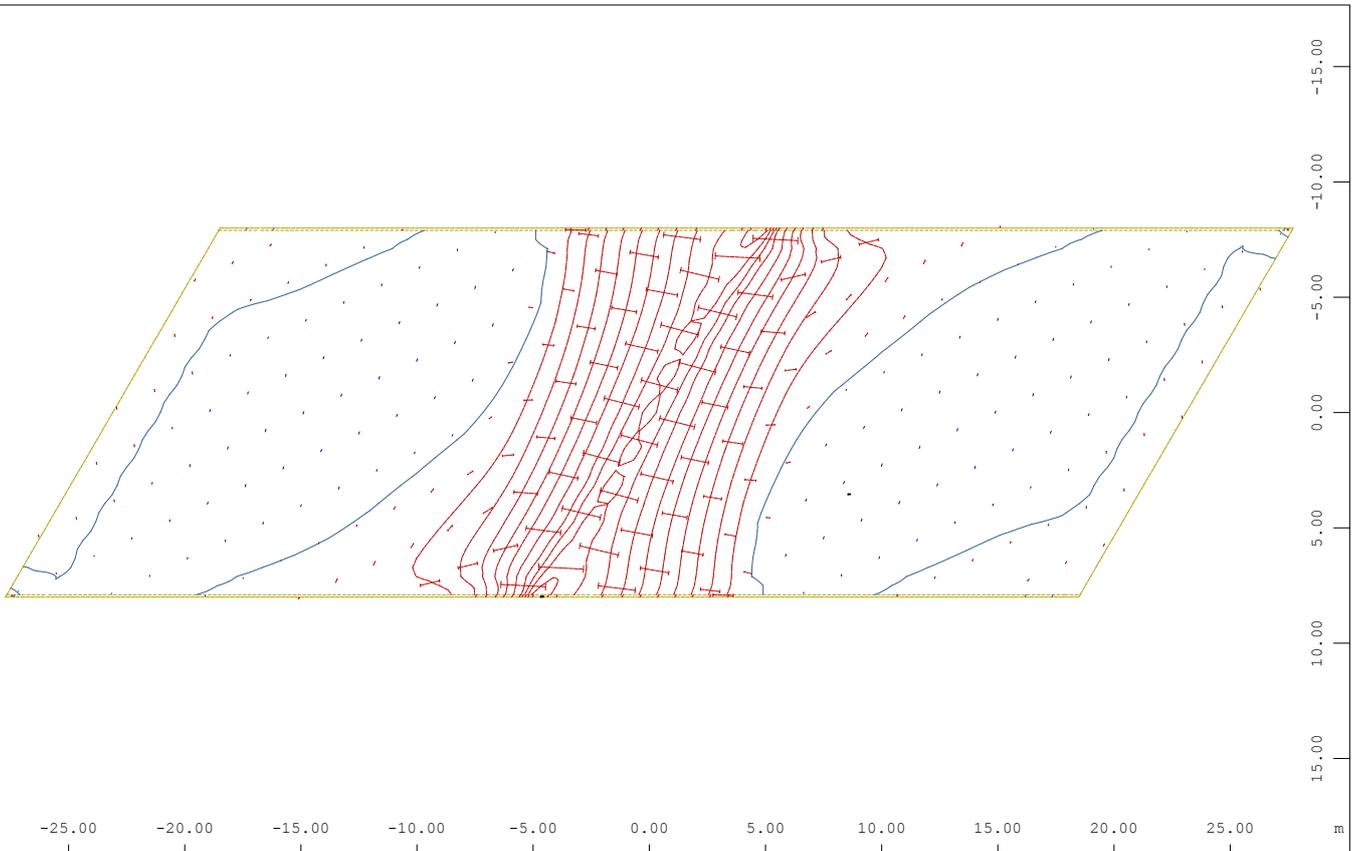
M 1 : 237

X
Y

Kapitel 4 - BzuL = konst. - 60°

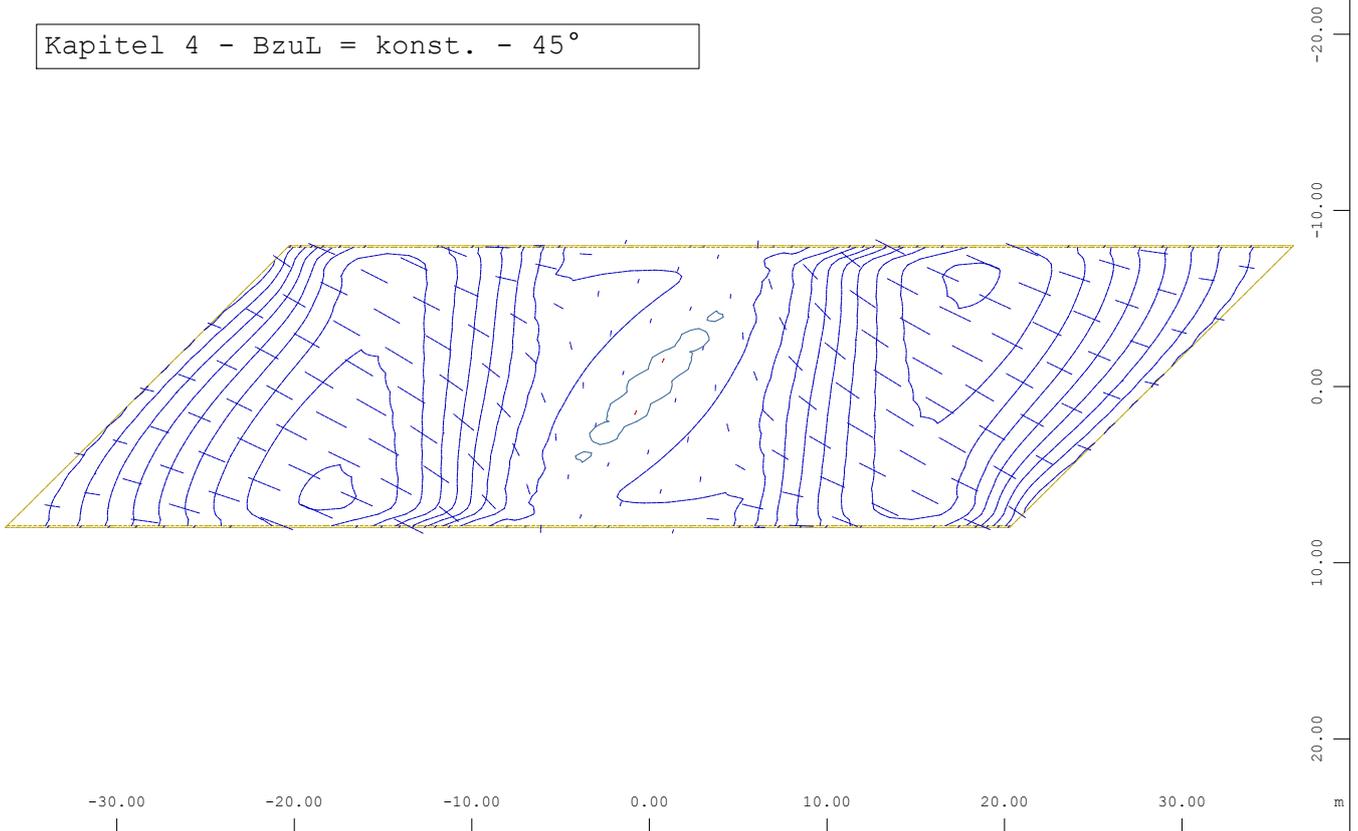


Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 327
 += ——— -|=|——— (Min=-8.12) (Max=36.7)
 Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -7.55 bis 36.5

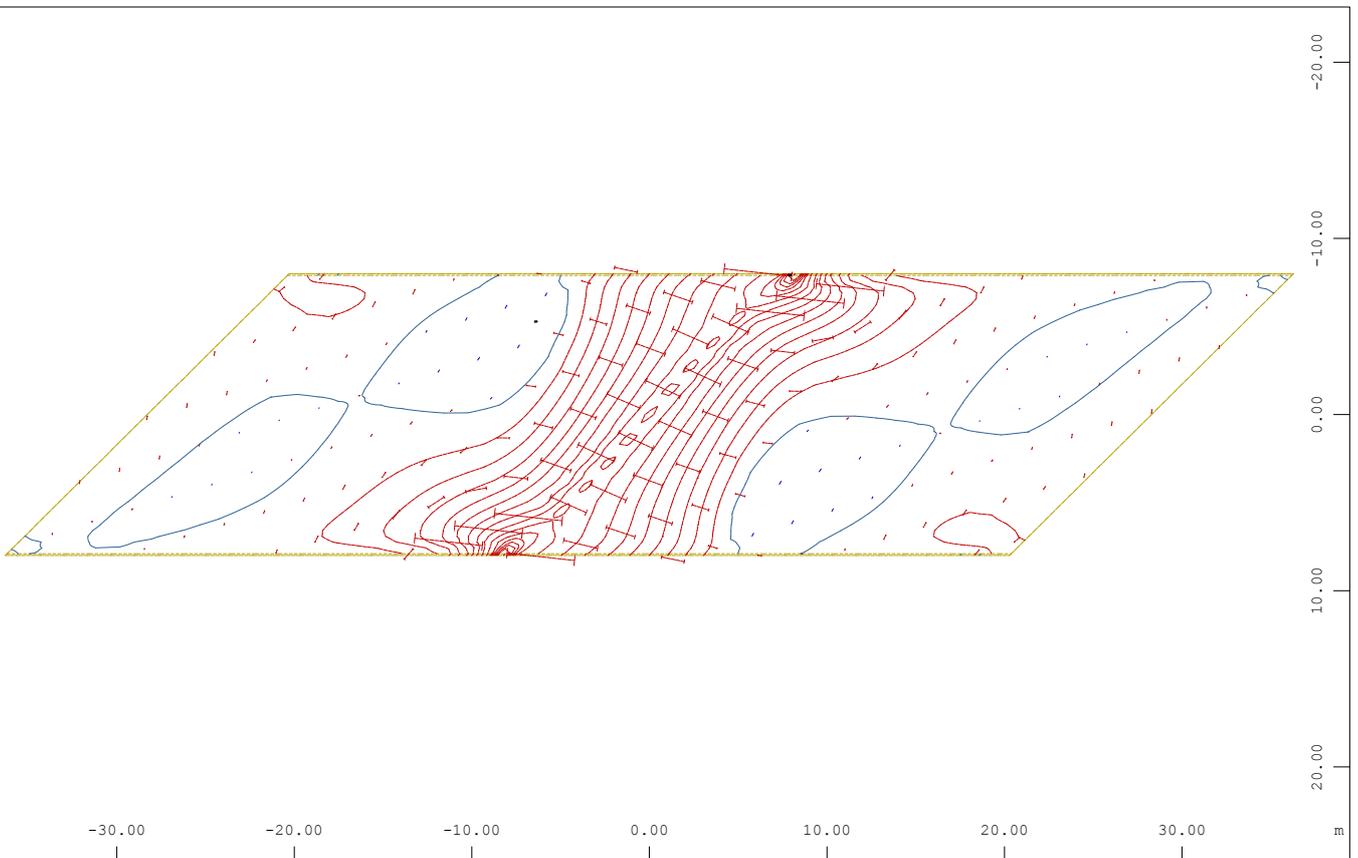


Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 327
 += ——— -|=|——— (Min=-61.3) (Max=3.46)
 Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -54.2 bis 3.45

Kapitel 4 - BzuL = konst. - 45°

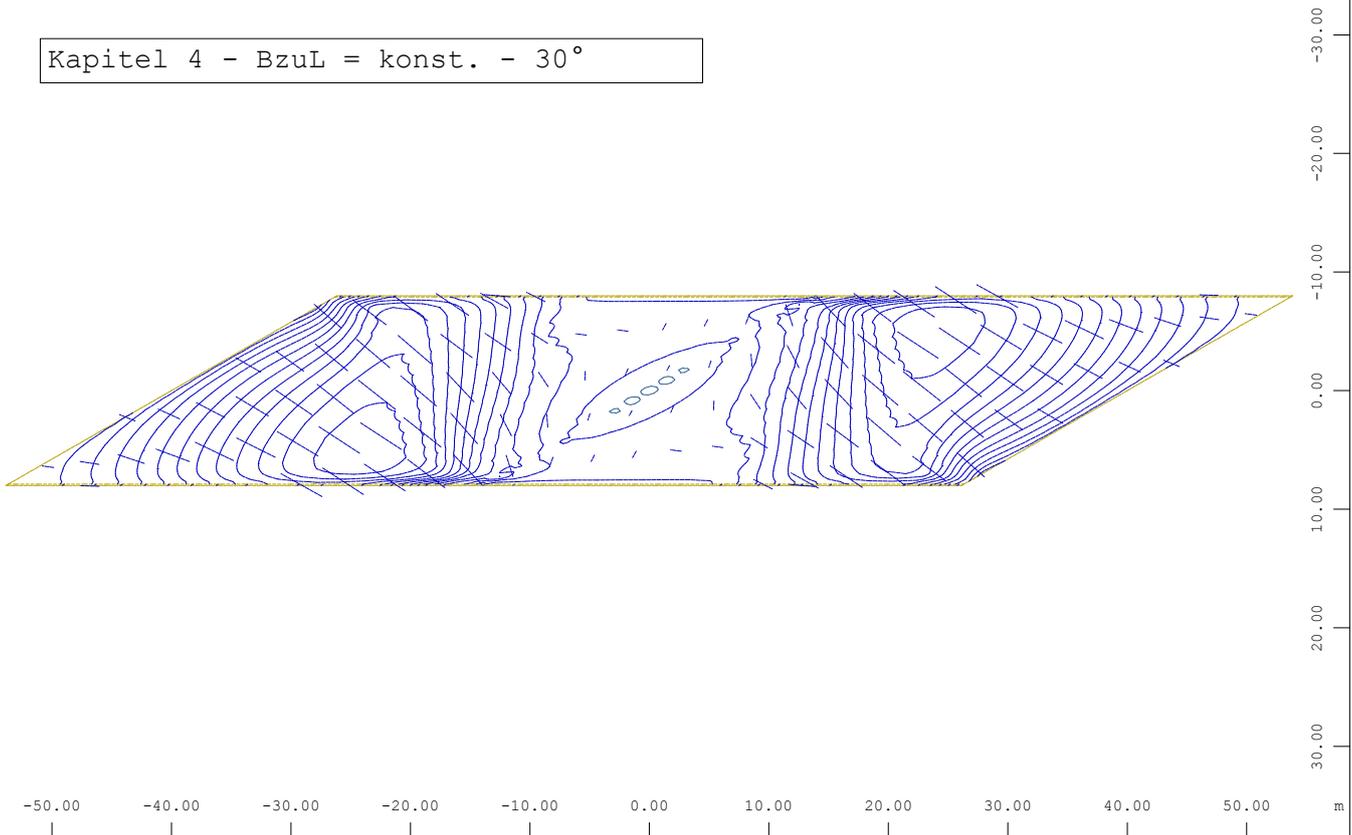


Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 428
 +=————— -=|—————| (Min=-4.61) (Max=46.1)
 Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -4.02 bis 45.9

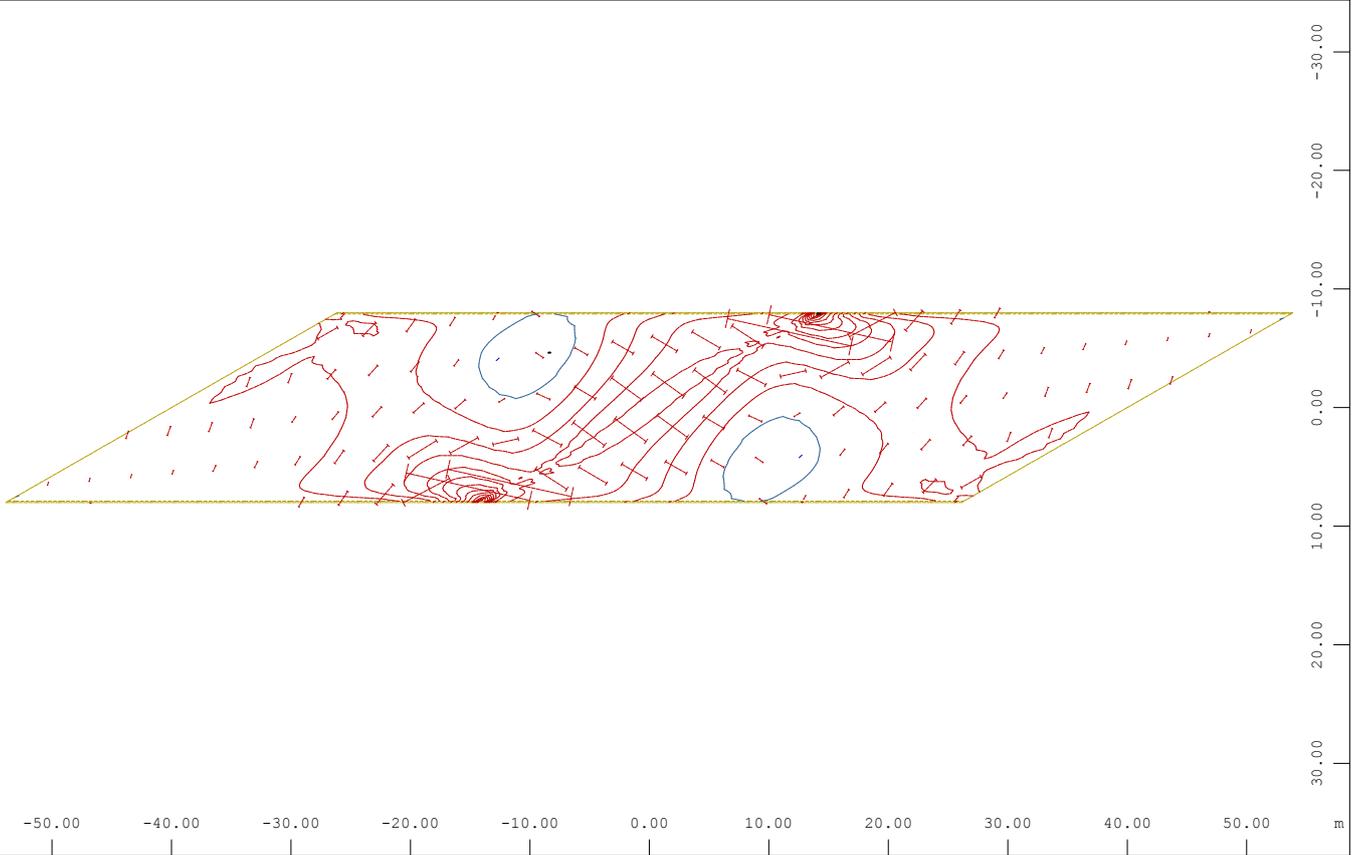


Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 428
 +=————— -=|—————| (Min=-97.0) (Max=4.62)
 Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -75.8 bis 4.78

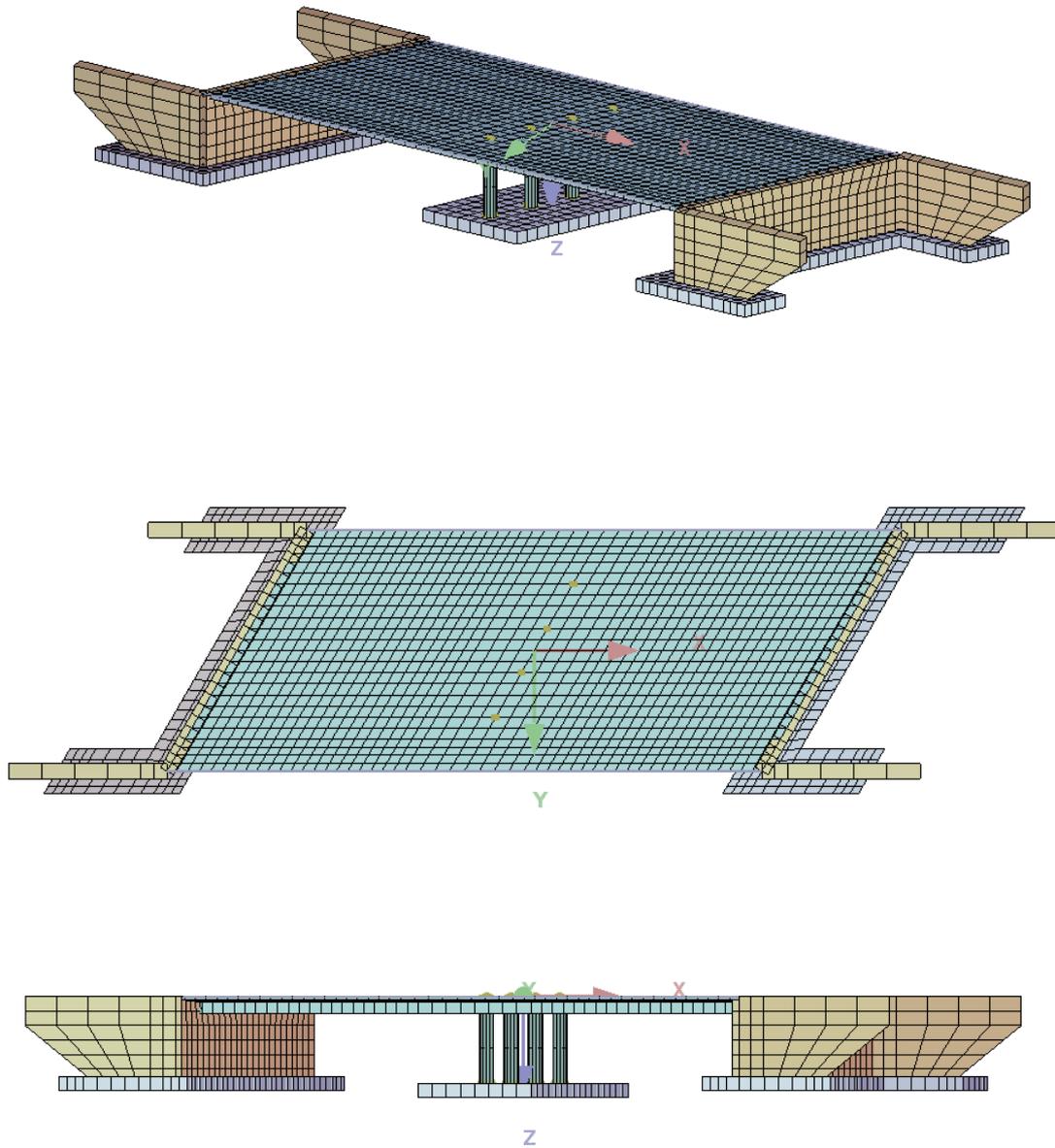
Kapitel 4 - BzuL = konst. - 30°



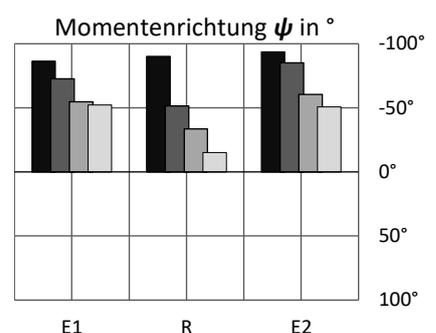
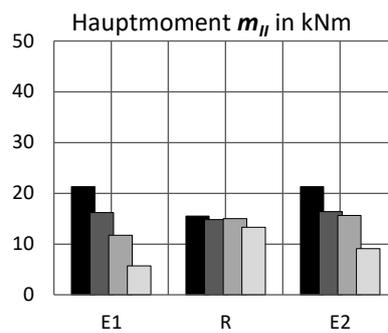
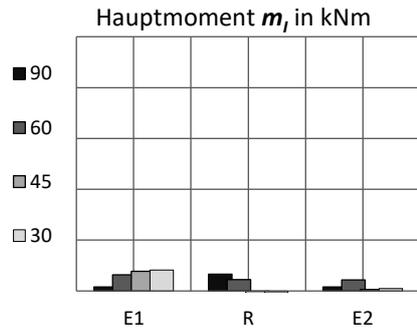
Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 636
 +=————— -=|—————| (Min=-2.85) (Max=63.9)
 Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -3.62 bis 63.5



Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 100.0 kNm/m M 1 : 636
 +=————— -=|—————| (Min=-175.0) (Max=7.26)
 Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -137.1 bis



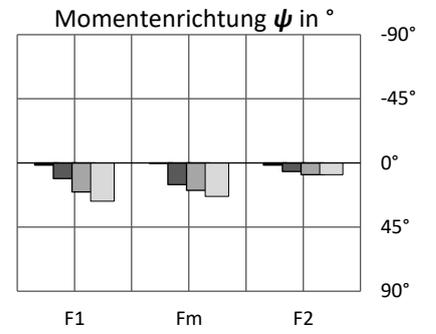
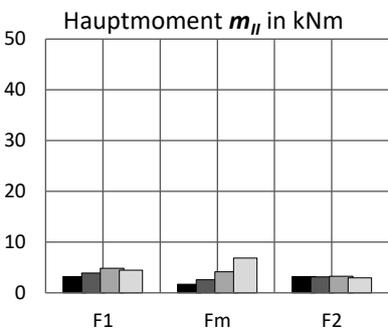
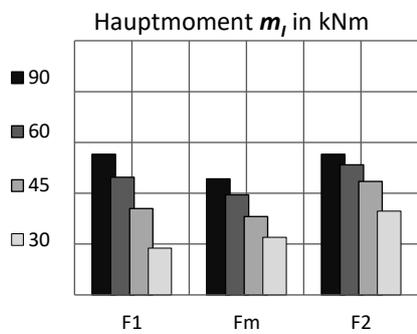
Anhang-Abb. 3 - Modell der betrachteten flachgegründeten Brücke bei einem Kreuzungswinkel α von 60°



	m_I		
	E1	R	E2
90	0.79	3.33	0.79
60	3.16	2.22	2.15
45	3.87	-1.31	0.26
30	4.10	-0.36	0.45

	m_{II}		
	E1	R	E2
90	21.27	15.51	21.27
60	16.17	14.81	16.37
45	11.74	14.98	15.64
30	5.71	13.33	9.07

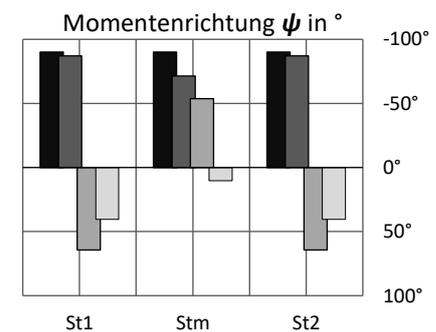
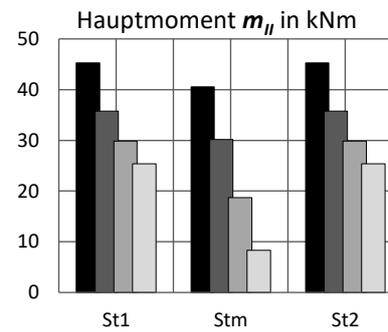
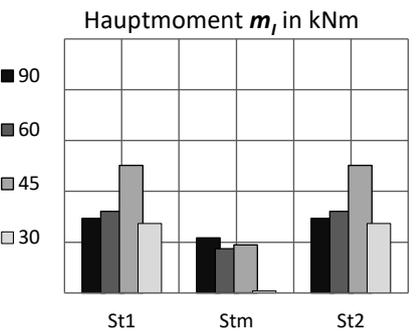
	ψ		
	E1	R	E2
90	-86.38	-90.00	-93.62
60	-72.76	-51.47	-85.17
45	-54.60	-33.44	-60.34
30	-52.30	-15.19	-50.72



	m_I		
	F1	Fm	F2
90	27.67	22.81	27.67
60	23.12	19.66	25.57
45	16.98	15.42	22.30
30	9.20	11.32	16.47

	m_{II}		
	F1	Fm	F2
90	3.19	1.72	3.19
60	3.89	2.57	3.17
45	4.83	4.16	3.28
30	4.48	6.82	2.98

	ψ		
	F1	Fm	F2
90	1.44	0.00	1.44
60	11.03	15.11	6.08
45	20.32	19.30	8.31
30	26.89	23.45	8.32



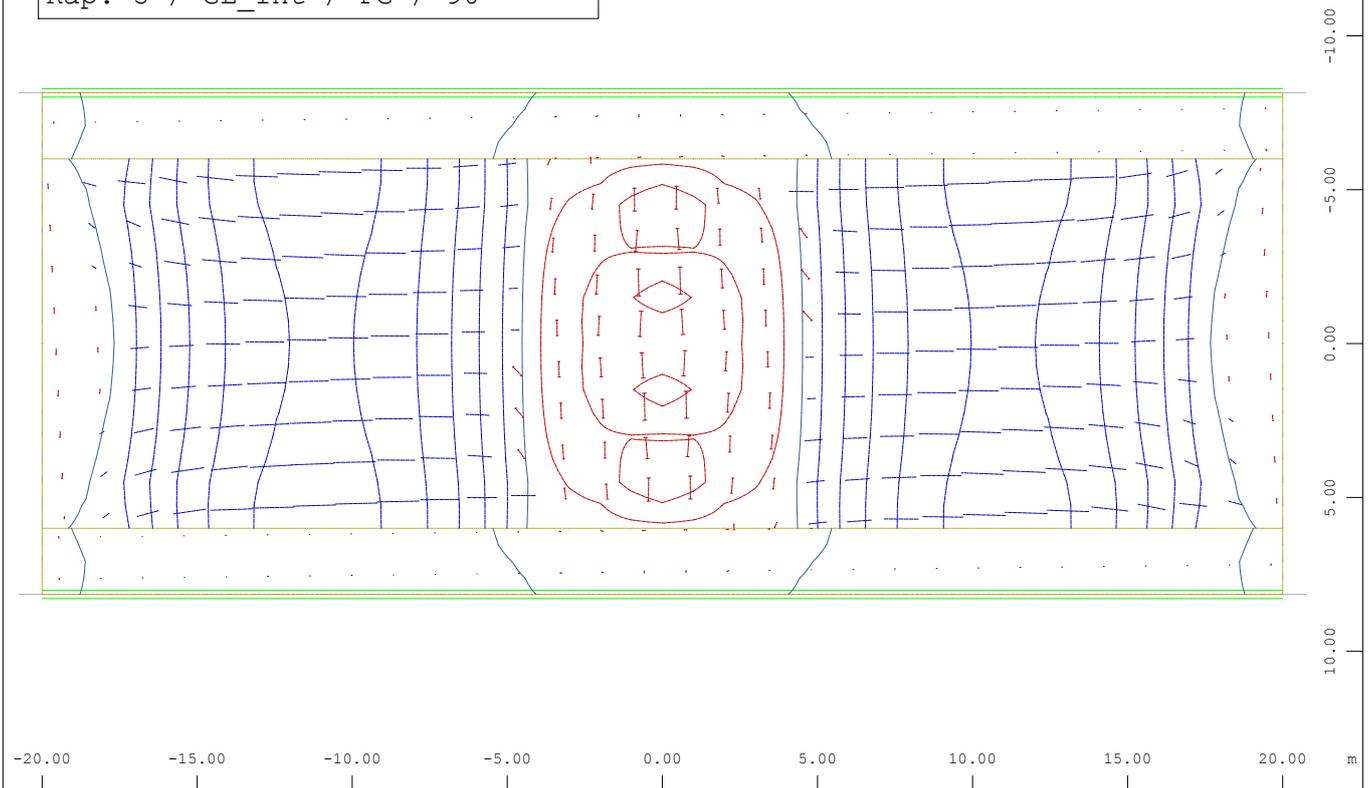
	m_I		
	St1	Stm	St2
90	14.69	10.85	14.69
60	16.09	8.72	16.09
45	25.14	9.46	25.14
30	13.67	0.42	13.67

	m_{II}		
	St1	Stm	St2
90	45.25	40.58	45.25
60	35.76	30.15	35.76
45	29.83	18.70	29.83
30	25.38	8.34	25.38

	ψ		
	St1	Stm	St2
90	-90.00	-90.00	-90.00
60	-87.11	-71.39	-87.11
45	64.27	-53.61	64.27
30	40.47	10.40	40.47

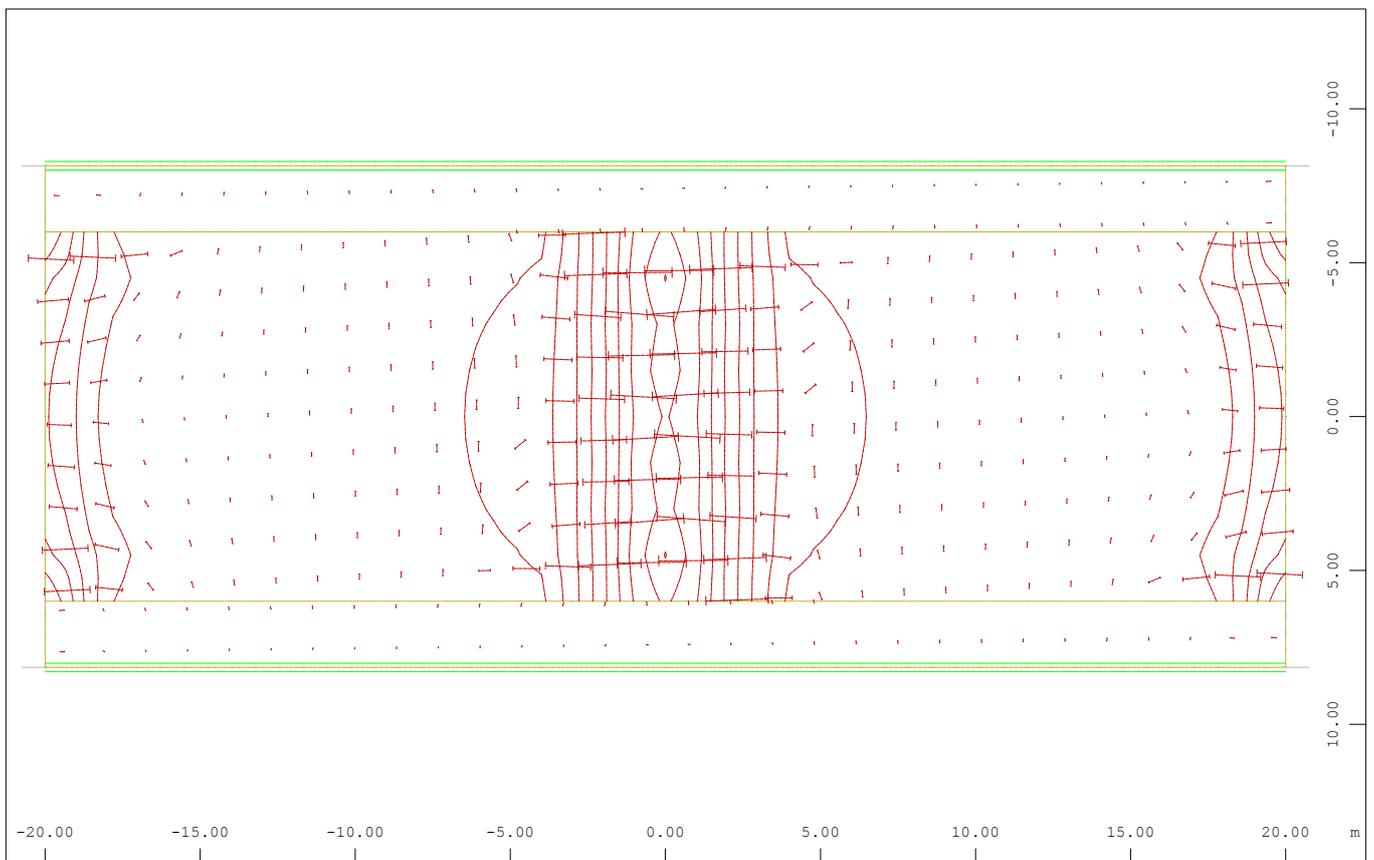
 Betrag

 korr. Winkel auf m_1



Systemausschnitt
 Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
 (Min=-17.9) (Max=27.7)

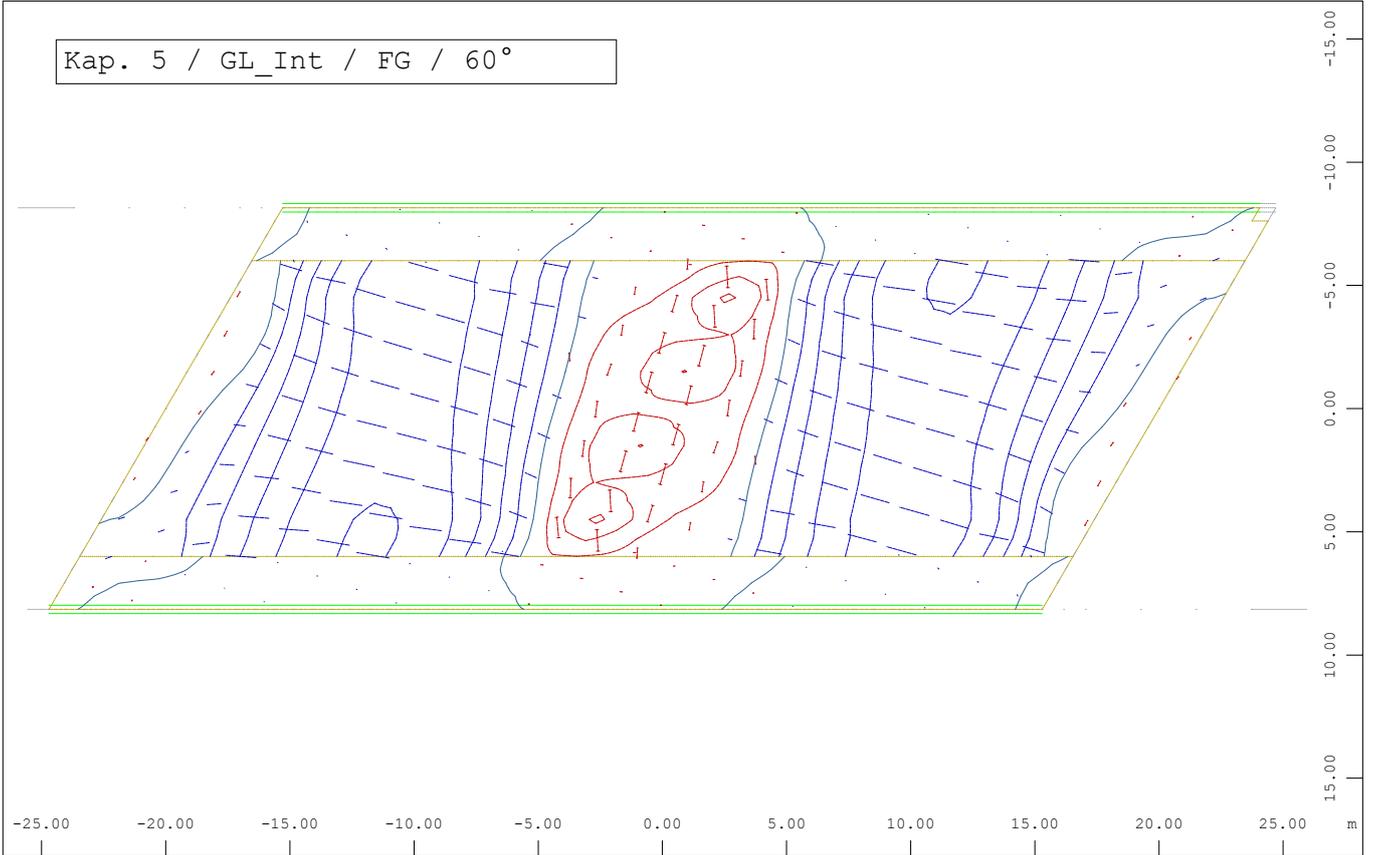
M 1 : 245



Systemausschnitt
 Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
 (Min=-45.5) (Max=-0.0602)

M 1 : 245

Kap. 5 / GL_Int / FG / 60°



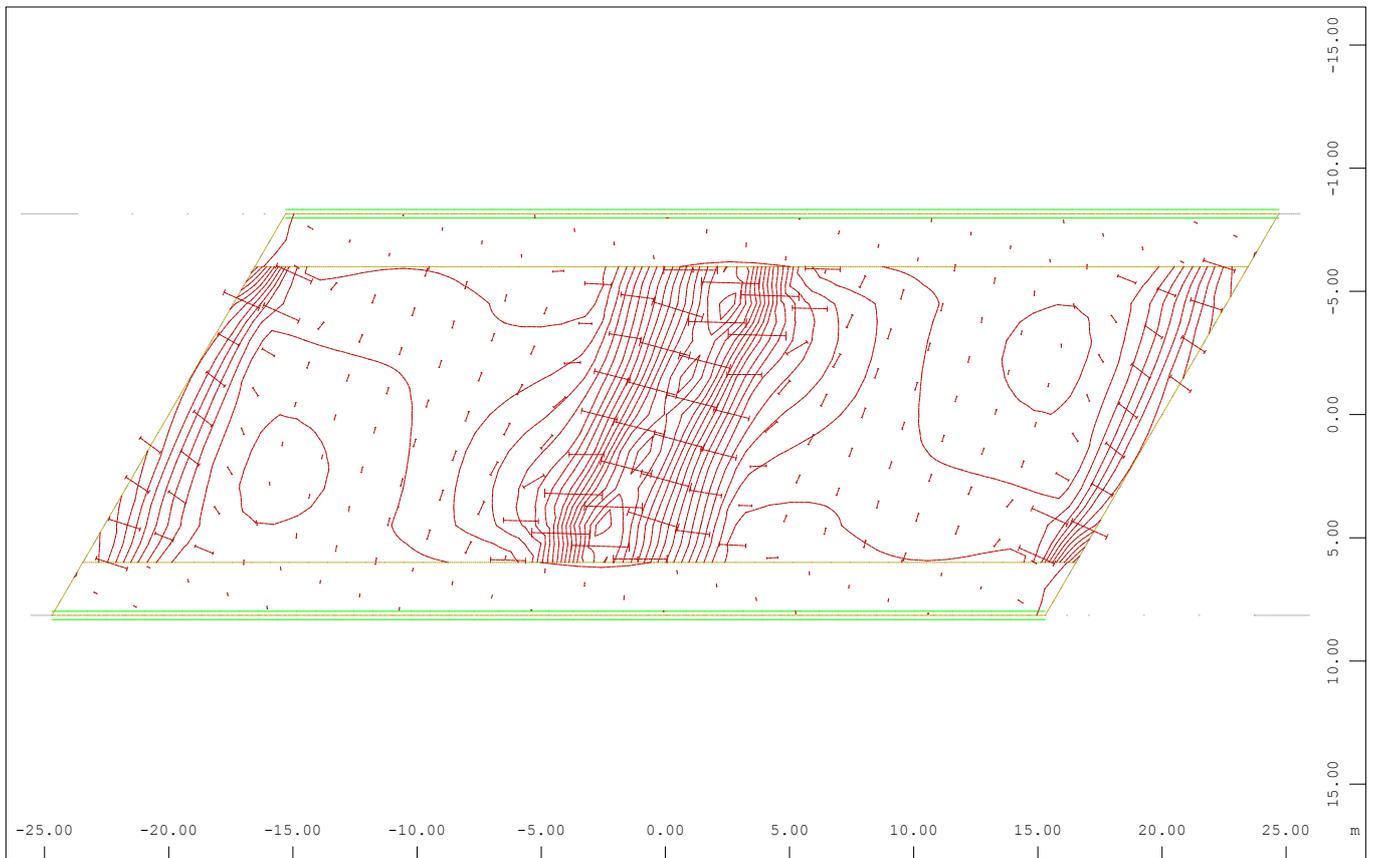
X
Y

Systemausschnitt

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 60.0 kNm/m

+=----- -=|-----
(Min=-17.1) (Max=25.8)

M 1 : 306



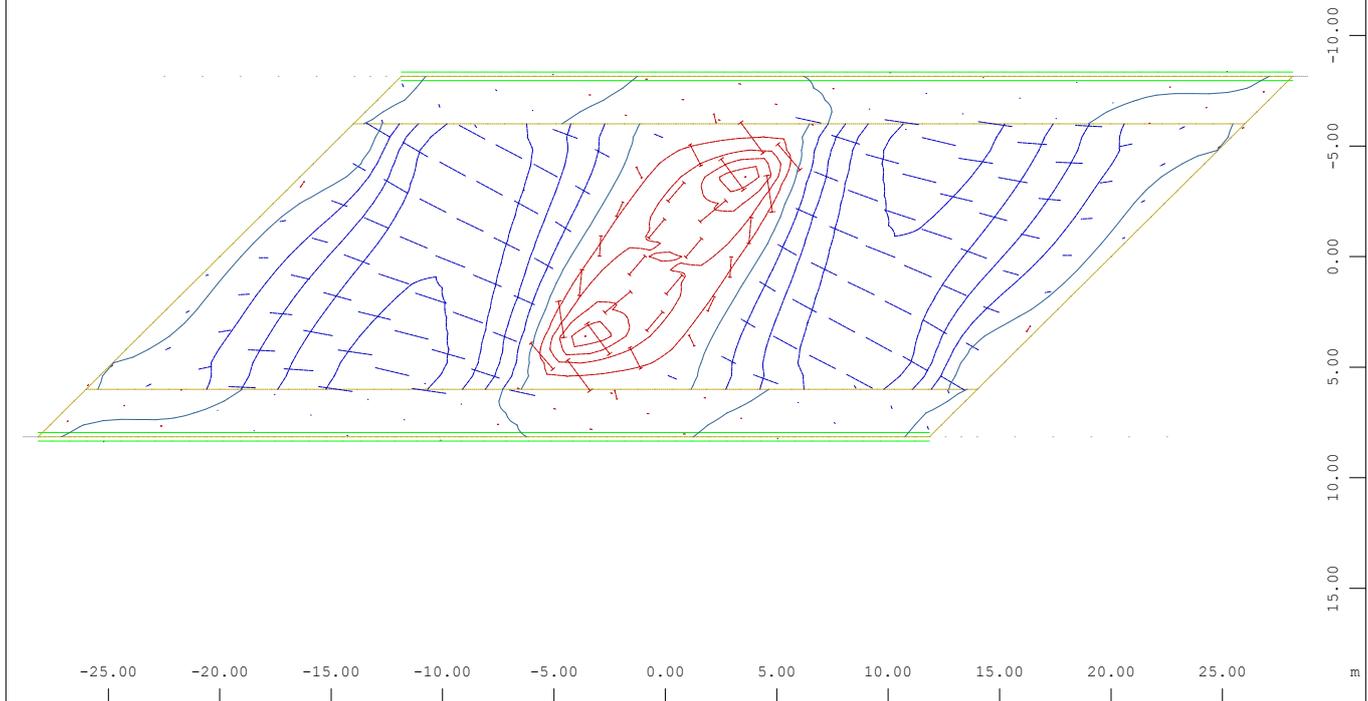
X
Y

Systemausschnitt

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m

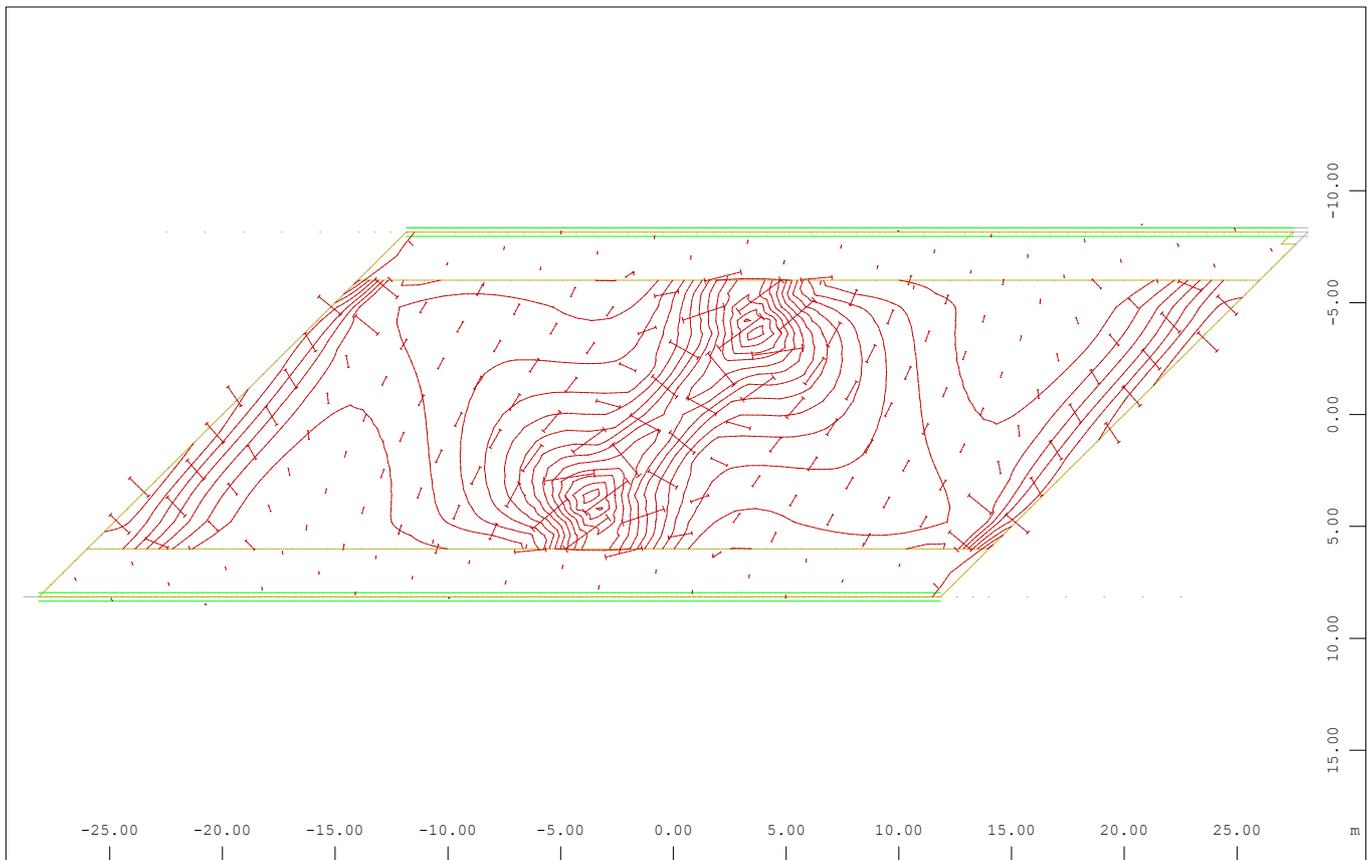
+=----- -=|-----
(Min=-38.0) (Max=-0.0591)

M 1 : 306



Systemausschnitt
 Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
 (Min=-25.1) (Max=22.7)

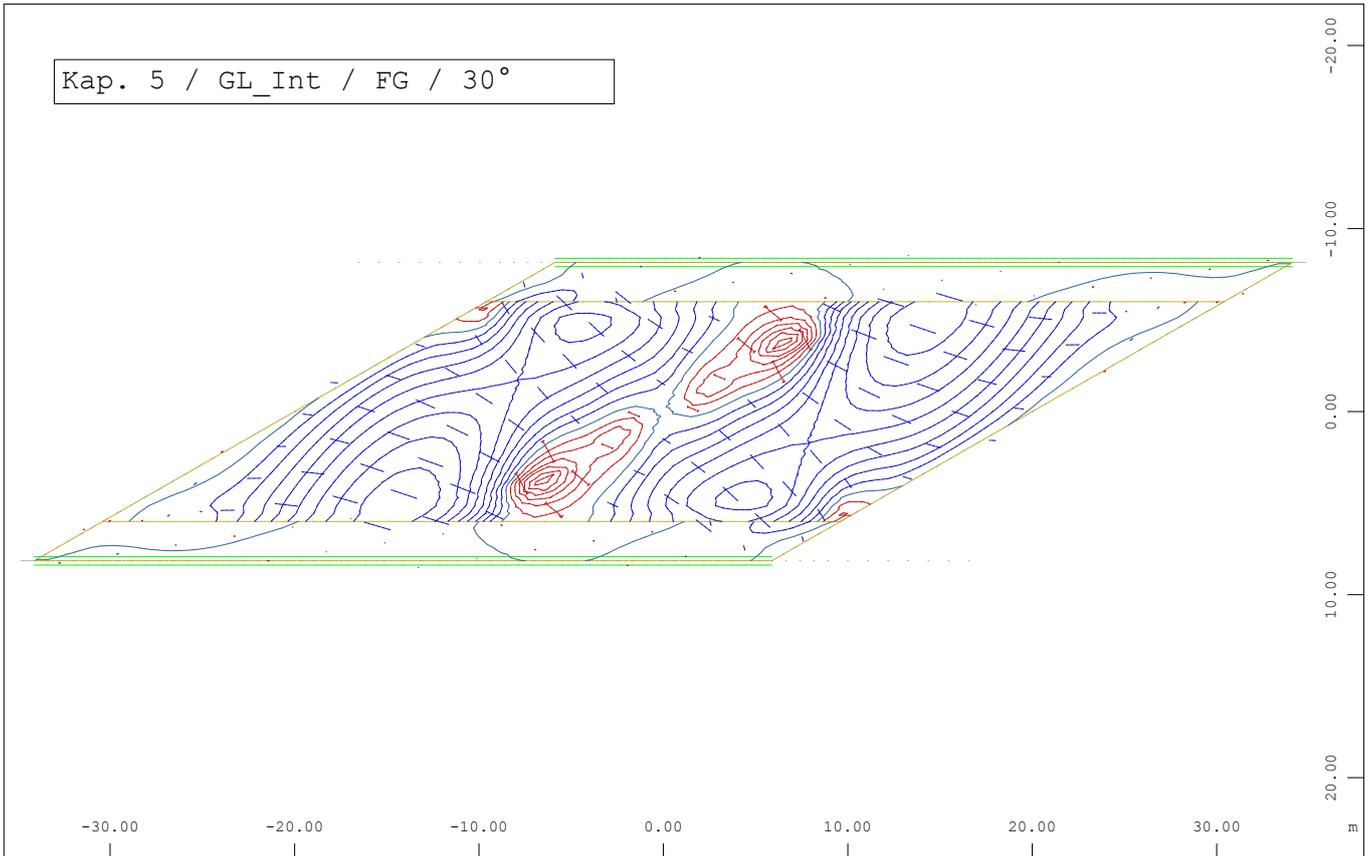
M 1 : 341



Systemausschnitt
 Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
 (Min=-35.0) (Max=-0.0425)

M 1 : 337

Kap. 5 / GL_Int / FG / 30°

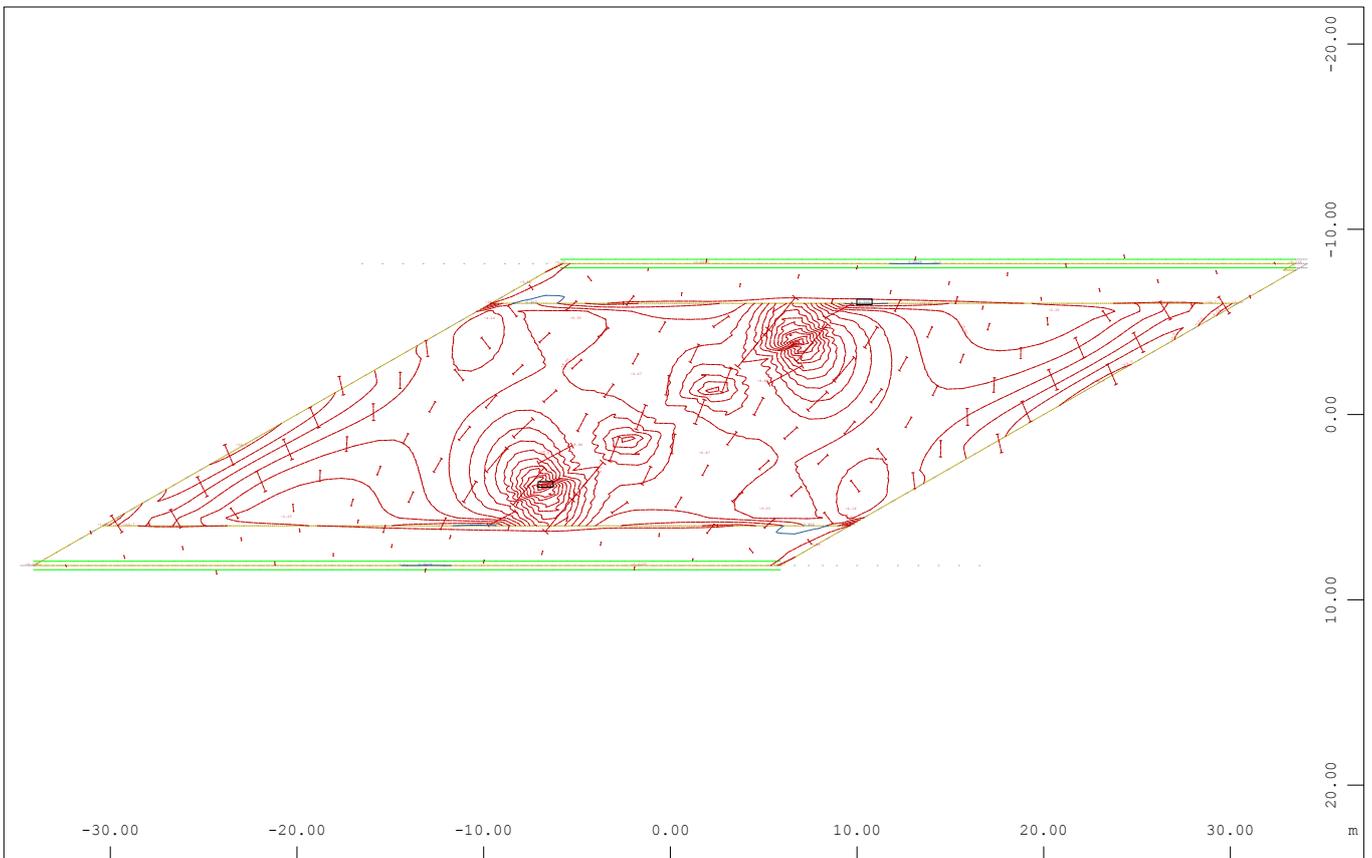


X
Y

Systemausschnitt

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
(Min=-15.4) (Max=17.7)

M 1 : 412

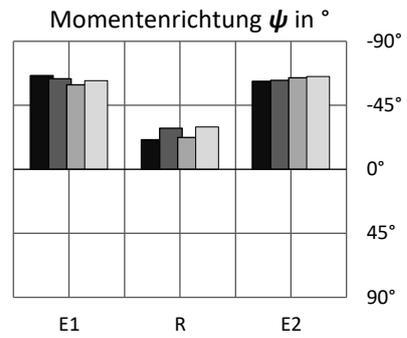
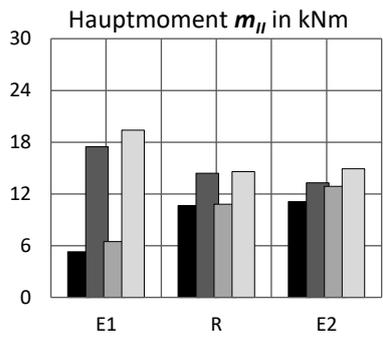
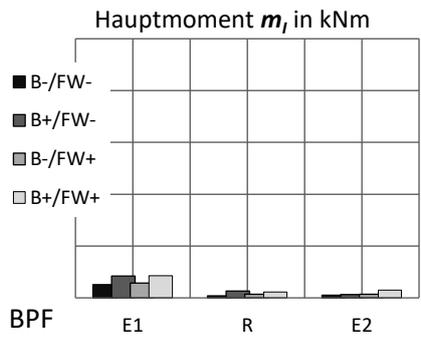


X
Y

Systemausschnitt

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 50.0 kNm/m
(Min=-32.0) (Max=0.264)

M 1 : 407



BPF	m_I		
	E1	R	E2
B-/FW-	1.53	0.23	0.32
B+/FW-	2.51	0.77	0.39
B-/FW+	1.70	0.43	0.42
B+/FW+	2.55	0.69	0.89

BPF	m_{II}		
	E1	R	E2
B-/FW-	5.28	10.64	11.11
B+/FW-	17.48	14.39	13.28
B-/FW+	6.46	10.79	12.88
B+/FW+	19.38	14.57	14.92

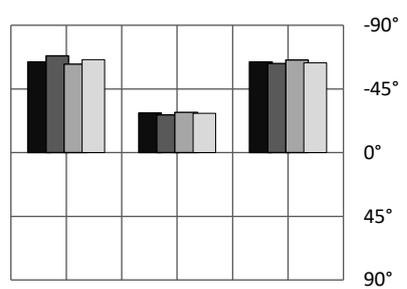
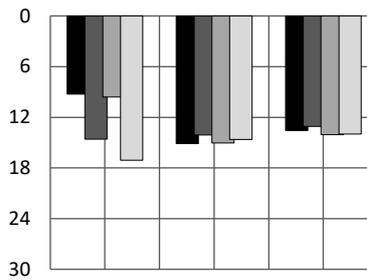
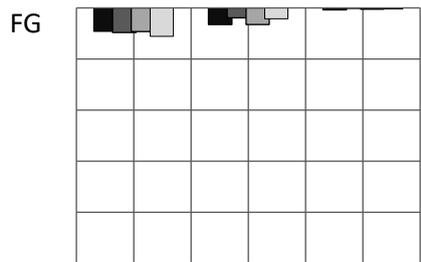
BPF	ψ		
	E1	R	E2
B-/FW-	-65.98	-20.88	-61.84
B+/FW-	-63.66	-28.91	-62.45
B-/FW+	-59.50	-22.46	-64.45
B+/FW+	-62.26	-29.67	-65.19

FG

B-/FW-	2.74	1.95	0.22
B+/FW-	2.91	1.16	0.04
B-/FW+	2.79	1.96	0.14
B+/FW+	3.36	1.27	0.13

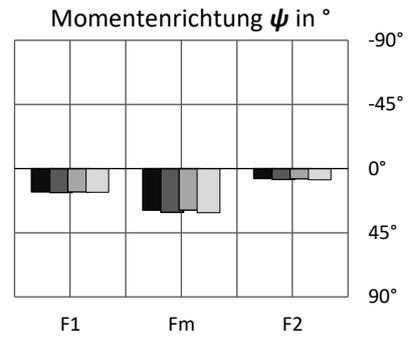
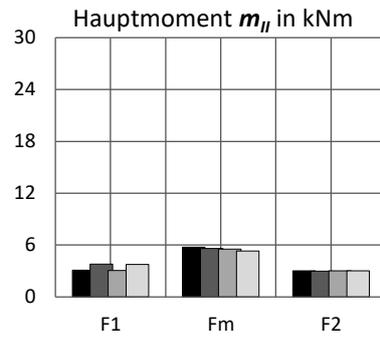
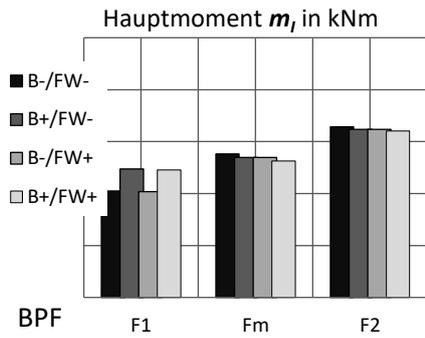
B-/FW-	9.25	15.10	13.57
B+/FW-	14.58	14.10	13.06
B-/FW+	9.61	15.05	14.05
B+/FW+	17.07	14.63	13.99

B-/FW-	-64.07	-28.10	-64.17
B+/FW-	-68.45	-26.71	-63.08
B-/FW+	-62.63	-28.35	-65.43
B+/FW+	-65.61	-27.75	-63.50



■ Betrag

■ korr. Winkel auf m_I



BPF	m_I		
	F1	Fm	F2
B-/FW-	12.28	16.58	19.71
B+/FW-	14.85	16.18	19.40
B-/FW+	12.20	16.18	19.40
B+/FW+	14.71	15.75	19.22

BPF	m_{II}		
	F1	Fm	F2
B-/FW-	3.10	5.74	3.01
B+/FW-	3.80	5.62	2.98
B-/FW+	3.07	5.54	3.04
B+/FW+	3.78	5.32	3.00

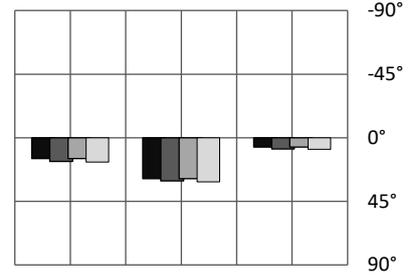
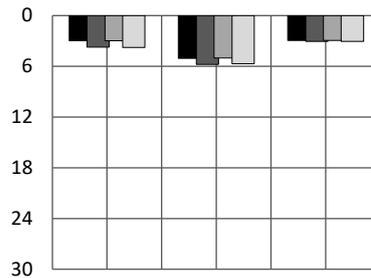
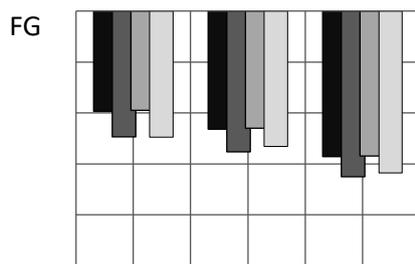
BPF	ψ		
	F1	Fm	F2
B-/FW-	16.29	29.18	7.04
B+/FW-	16.91	30.70	7.66
B-/FW+	16.45	29.14	7.17
B+/FW+	16.62	30.96	7.82

FG

FG	m_I		
	F1	Fm	F2
B-/FW-	11.81	13.92	17.15
B+/FW-	14.80	16.56	19.51
B-/FW+	11.71	13.81	17.07
B+/FW+	14.86	15.95	19.05

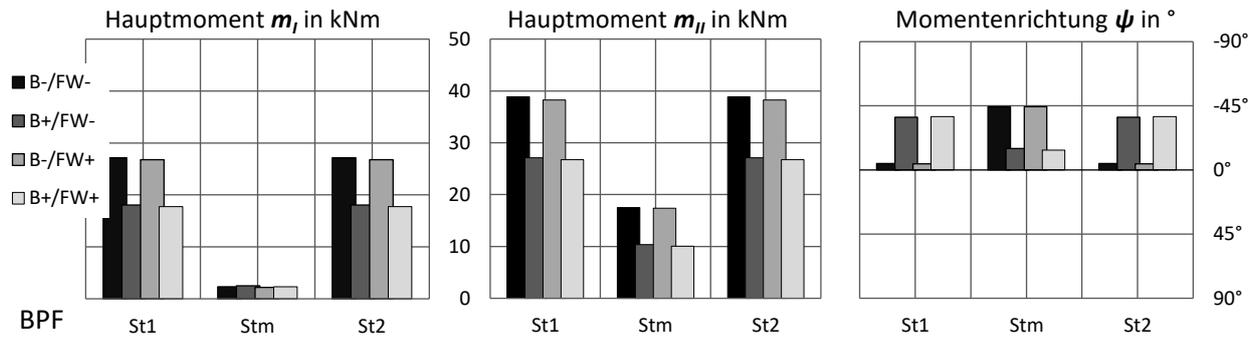
FG	m_{II}		
	F1	Fm	F2
B-/FW-	2.98	5.06	2.95
B+/FW-	3.74	5.77	3.04
B-/FW+	2.99	5.01	2.96
B+/FW+	3.77	5.69	3.06

FG	ψ		
	F1	Fm	F2
B-/FW-	14.75	28.91	6.70
B+/FW-	16.68	30.64	7.94
B-/FW+	14.70	28.89	6.72
B+/FW+	17.13	31.18	8.22



■ Betrag

■ korr. Winkel auf m_I



BPF	m_I		
	St1	Stm	St2
B-/FW-	27.13	2.29	27.13
B+/FW-	18.03	2.48	18.03
B-/FW+	26.81	2.21	26.81
B+/FW+	17.73	2.31	17.73

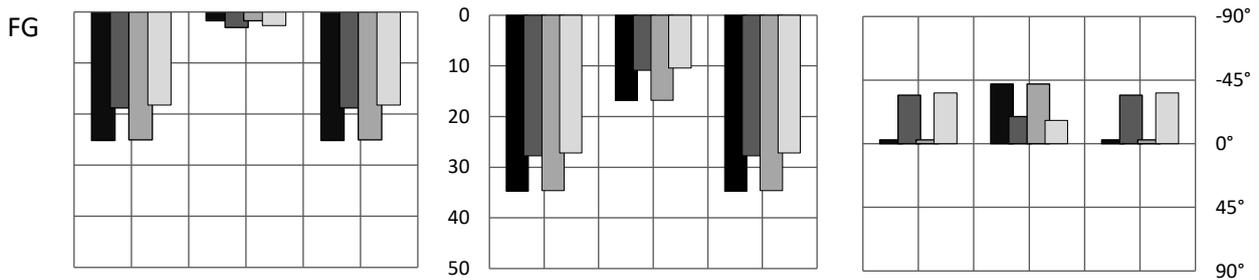
BPF	m_{II}		
	St1	Stm	St2
B-/FW-	38.88	17.47	38.88
B+/FW-	27.10	10.33	27.10
B-/FW+	38.26	17.36	38.26
B+/FW+	26.75	10.06	26.75

BPF	ψ		
	St1	Stm	St2
B-/FW-	-4.61	-44.45	-4.61
B+/FW-	-36.93	-15.06	-36.93
B-/FW+	-4.35	-44.27	-4.35
B+/FW+	-37.50	-13.94	-37.50

FG	m_I		
	St1	Stm	St2
B-/FW-	25.13	1.75	25.13
B+/FW-	18.81	3.01	18.81
B-/FW+	25.06	1.74	25.06
B+/FW+	18.19	2.63	18.19

FG	m_{II}		
	St1	Stm	St2
B-/FW-	34.75	16.85	34.75
B+/FW-	27.73	10.89	27.73
B-/FW+	34.60	16.79	34.60
B+/FW+	27.21	10.40	27.21

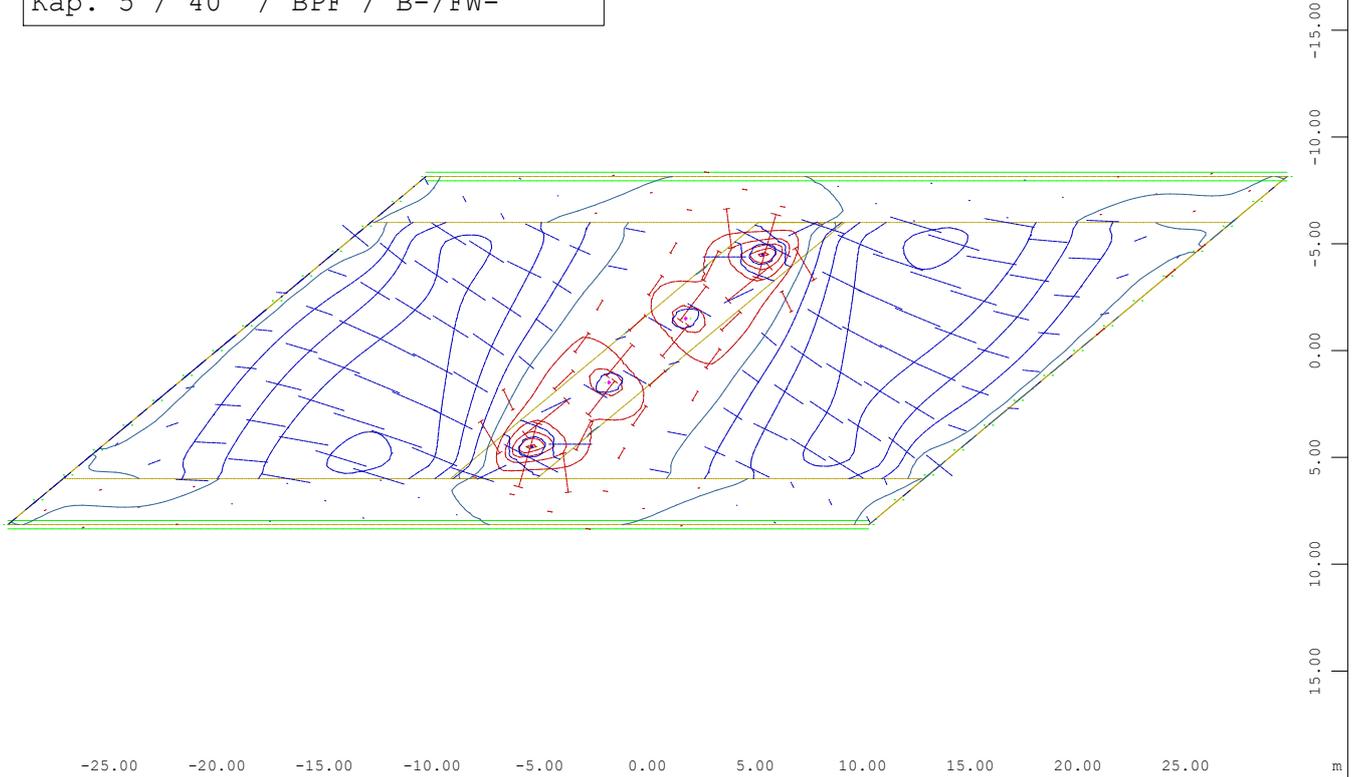
FG	ψ		
	St1	Stm	St2
B-/FW-	-2.84	-42.26	-2.84
B+/FW-	-34.33	-19.27	-34.33
B-/FW+	-2.79	-42.18	-2.79
B+/FW+	-35.88	-16.43	-35.88



■ Betrag

■ korr. Winkel auf m_I

Kap. 5 / 40° / BPF / B-/FW-



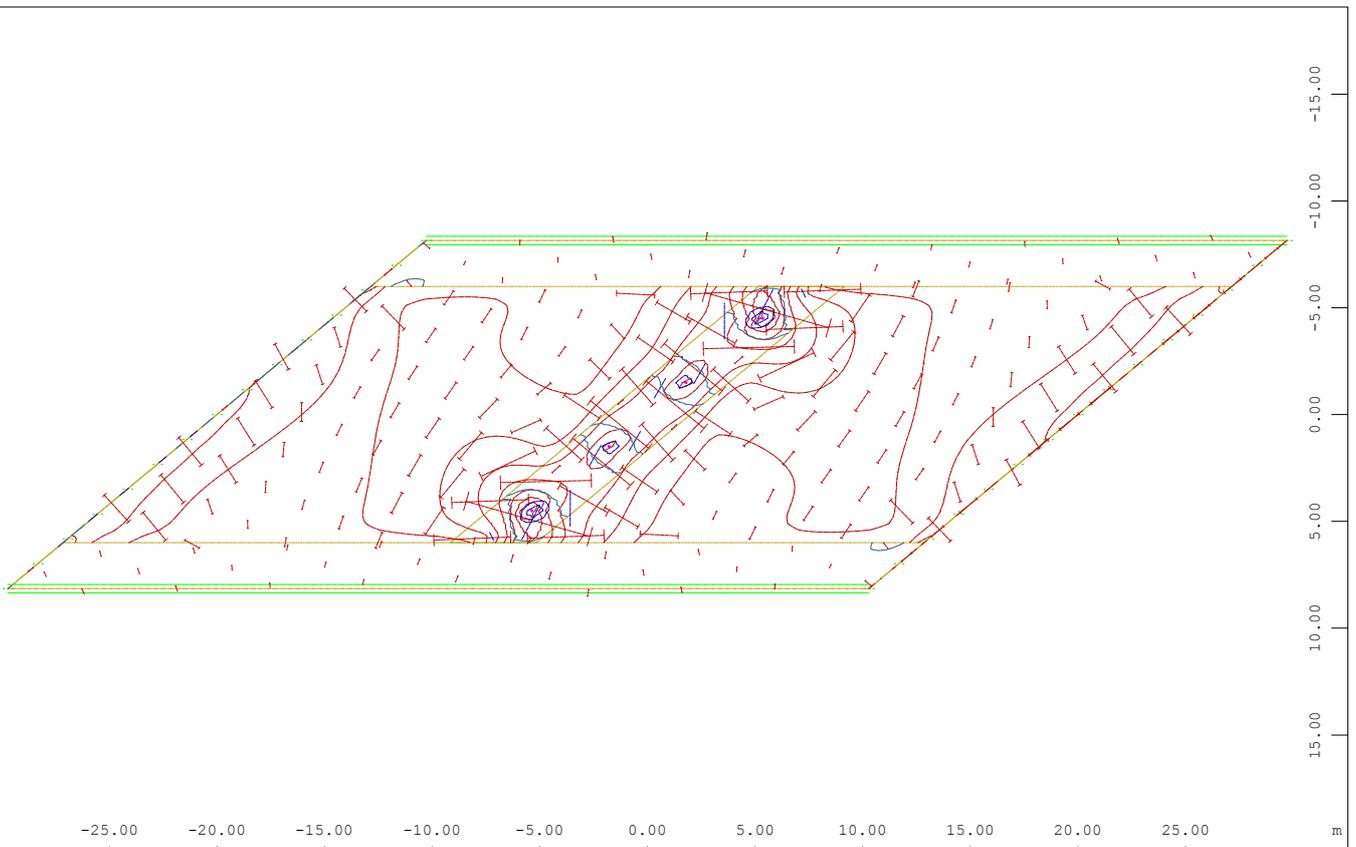
X
Y

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m

M 1 : 353

+ = — — — — — - = | — — — — — | (Min=-26.3) (Max=23.9)

Hauptmoment I aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -27.1 bis 20.8



X
Y

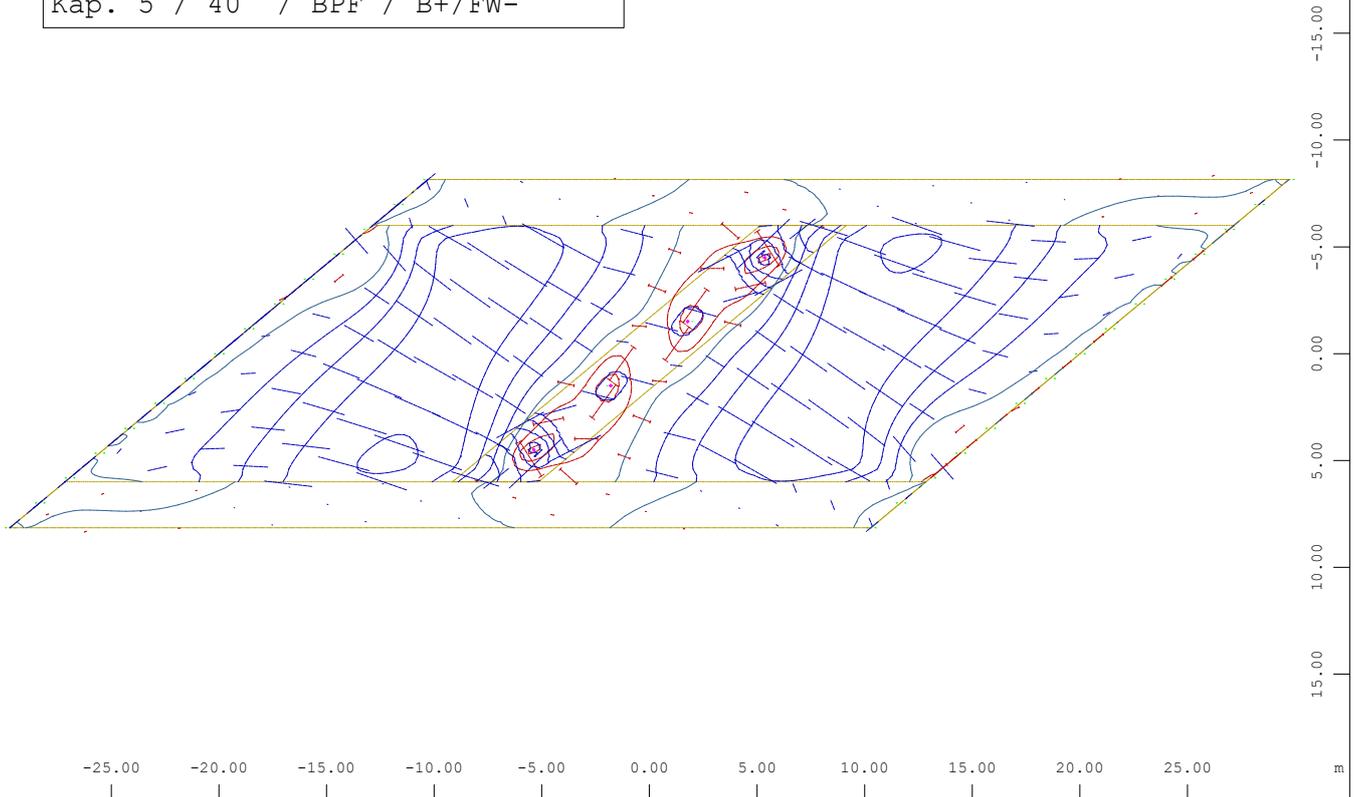
Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m

M 1 : 353

+ = — — — — — - = | — — — — — | (Min=-50.8) (Max=15.4)

Hauptmoment II aus der Elementmitte, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , von -38.9 bis 14.6

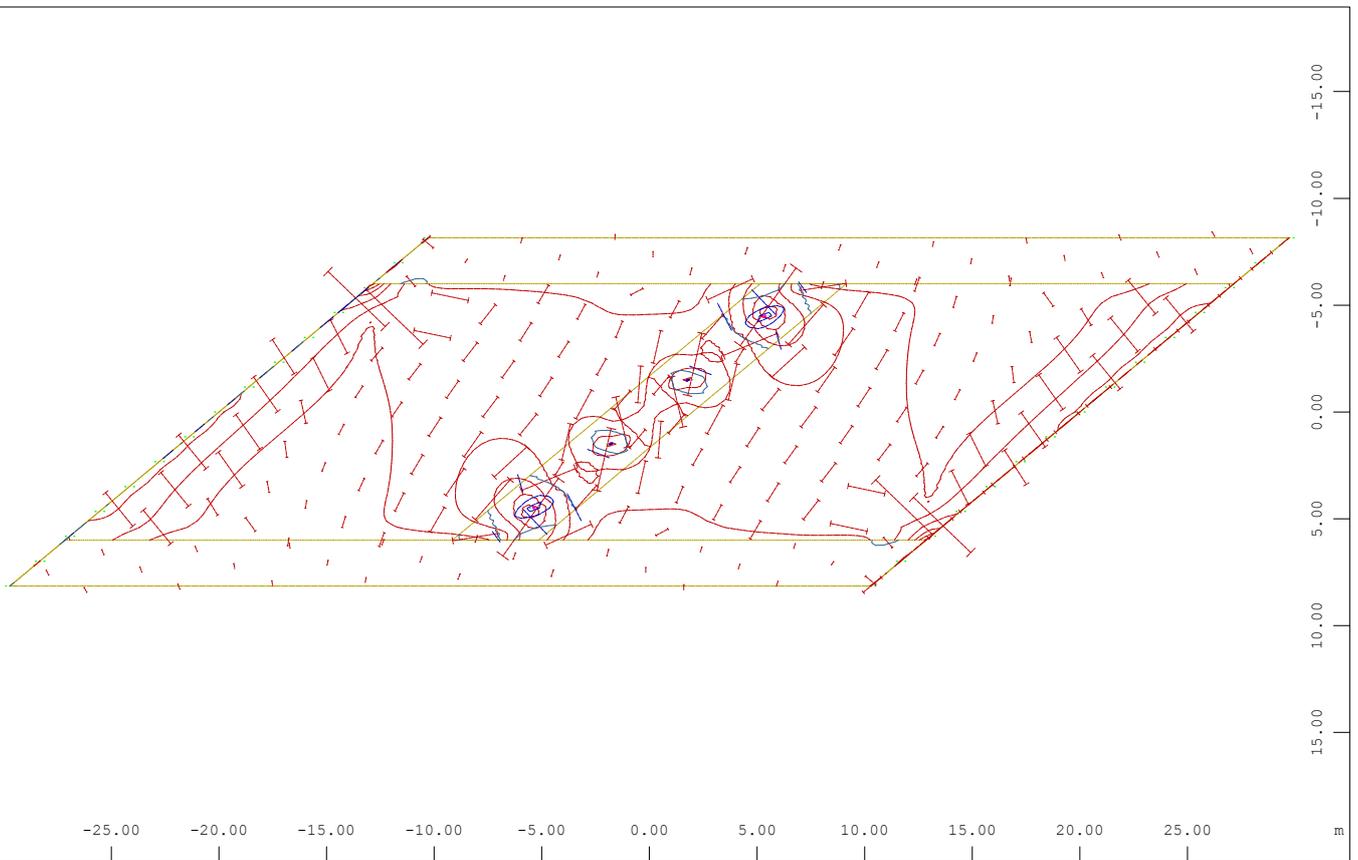
Kap. 5 / 40° / BPF / B+/FW-



Systemausschnitt Gruppe 1...7 10

M 1 : 353

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-16.1) (Max=29.5)

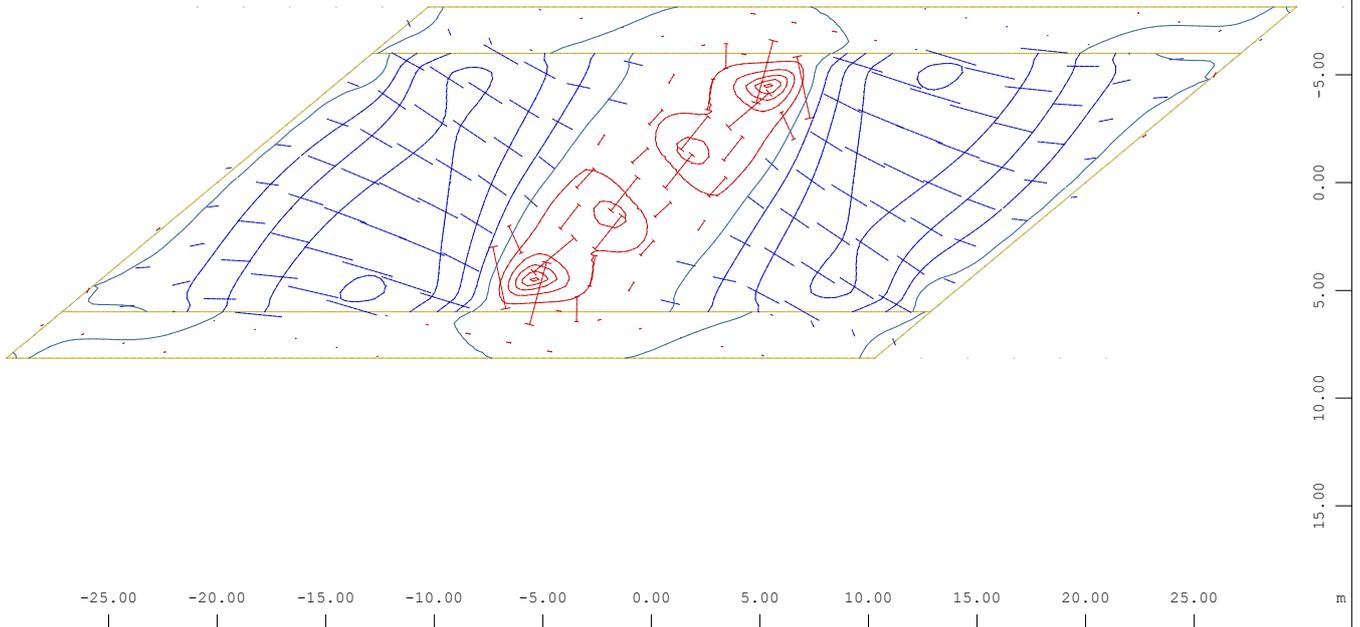


Systemausschnitt Gruppe 1...7 10

M 1 : 353

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-37.9) (Max=13.6)

Kap. 5 / 40° / BPF / B-/FW+



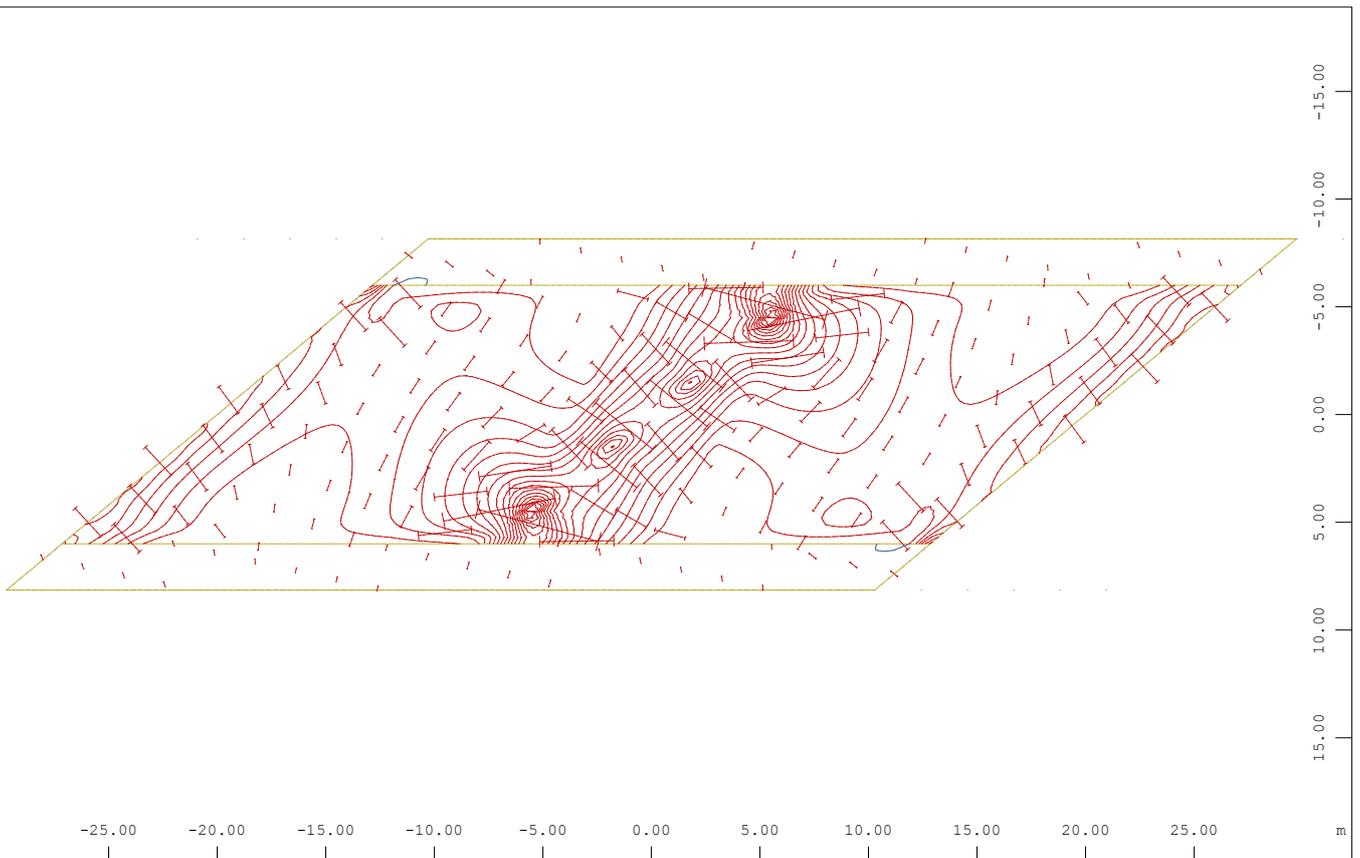
X
Y

Systemausschnitt Gruppe 1...7 10

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m

+= — — =-| — — | (Min=-25.6) (Max=20.4)

M 1 : 350



X
Y

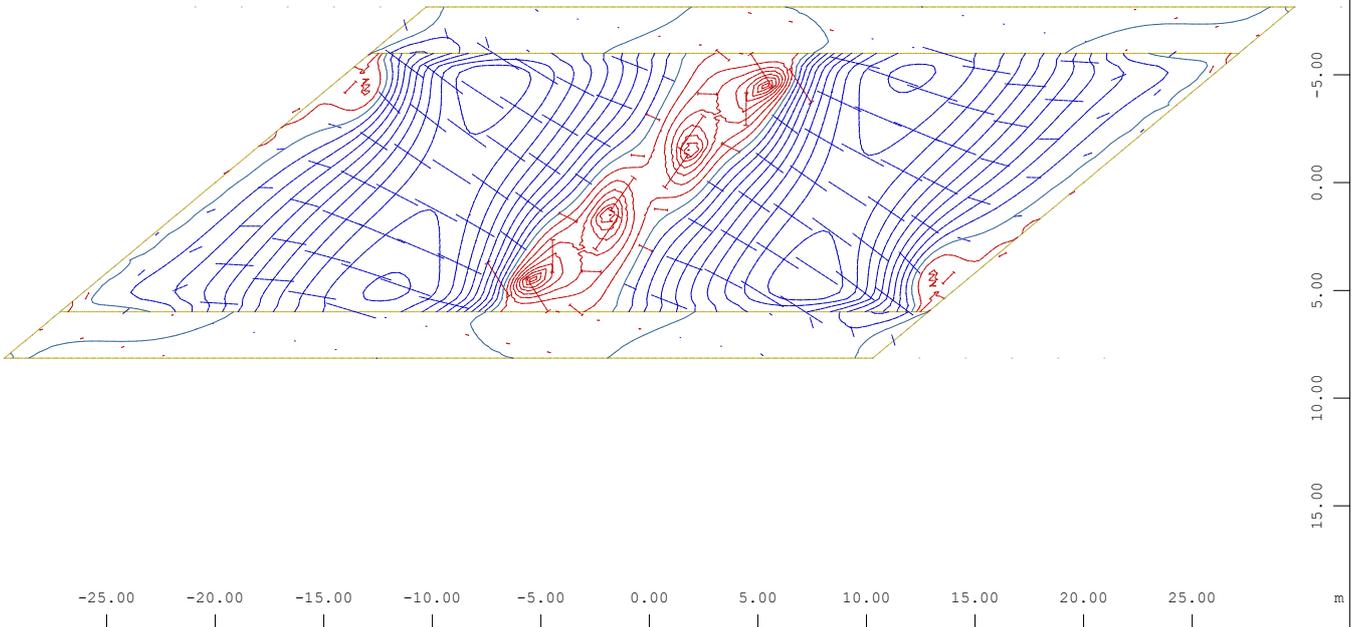
Systemausschnitt Gruppe 1...7 10

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m

+= — — =-| — — | (Min=-49.4) (Max=0.157)

M 1 : 350

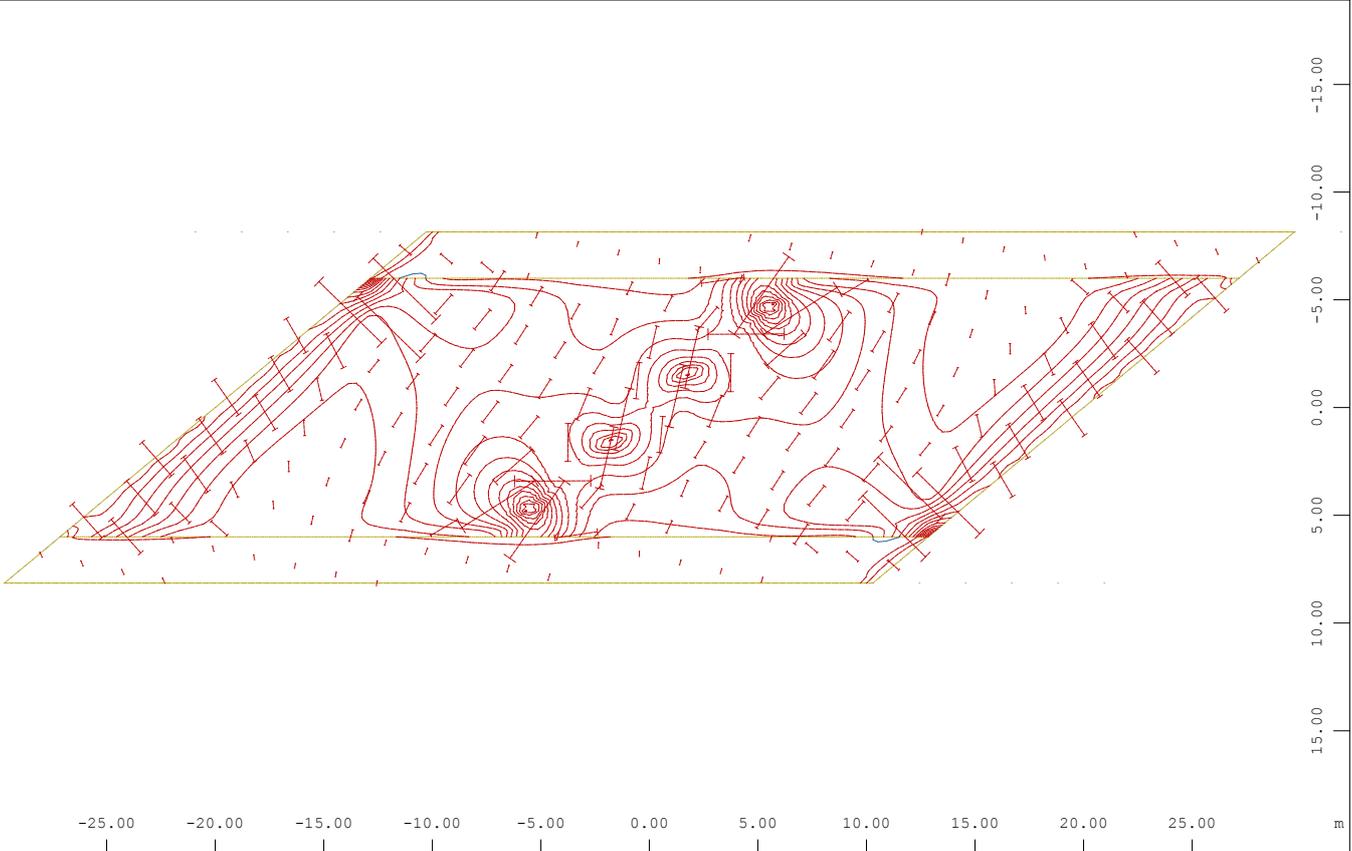
Kap. 5 / 40° / BPF / B+/FW+



Systemausschnitt Gruppe 1...7 10

M 1 : 350

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = ——— - = |———|
(Min=-15.9) (Max=20.5)

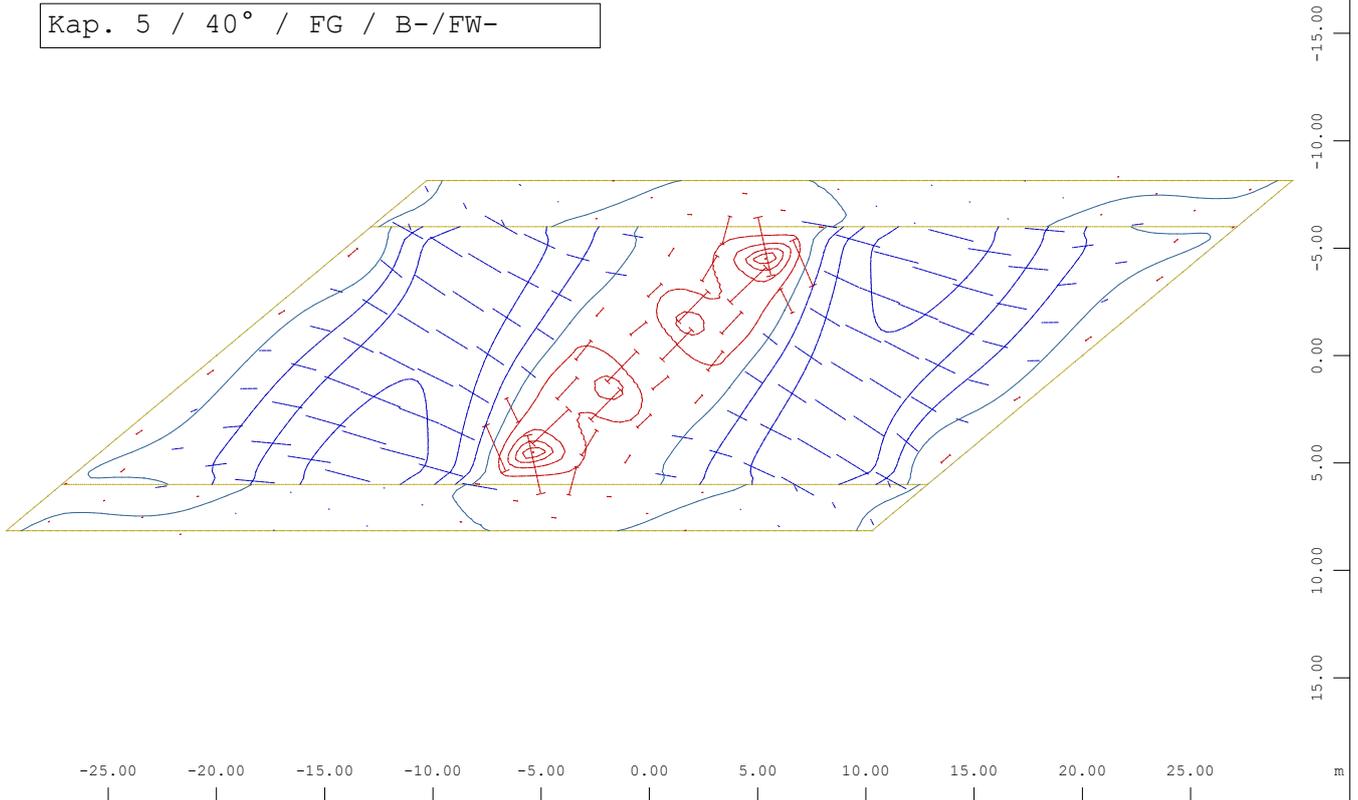


Systemausschnitt Gruppe 1...7 10

M 1 : 350

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = ——— - = |———|
(Min=-37.6) (Max=0.166)

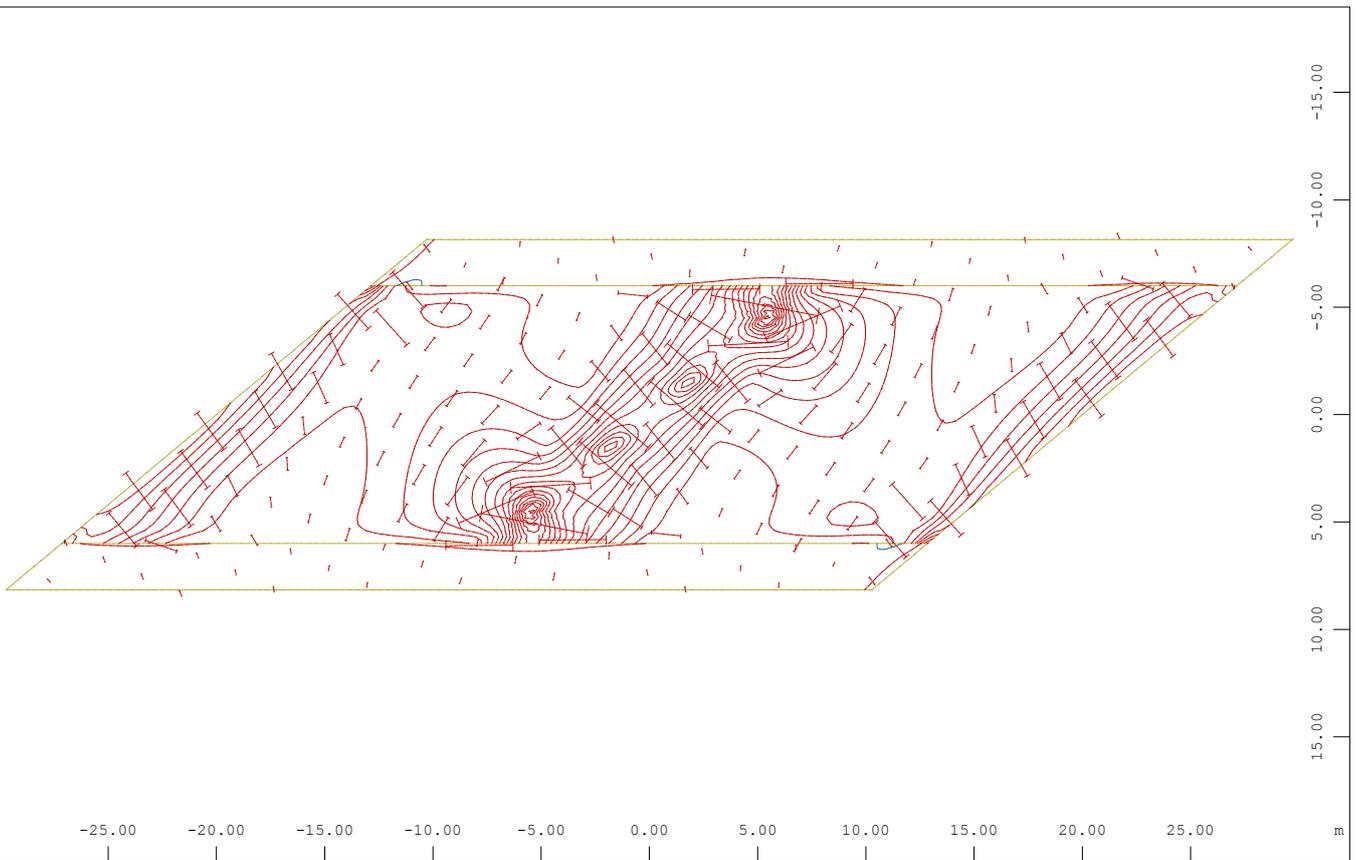
Kap. 5 / 40° / FG / B-/FW-



Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 351

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-23.8) (Max=18.0)

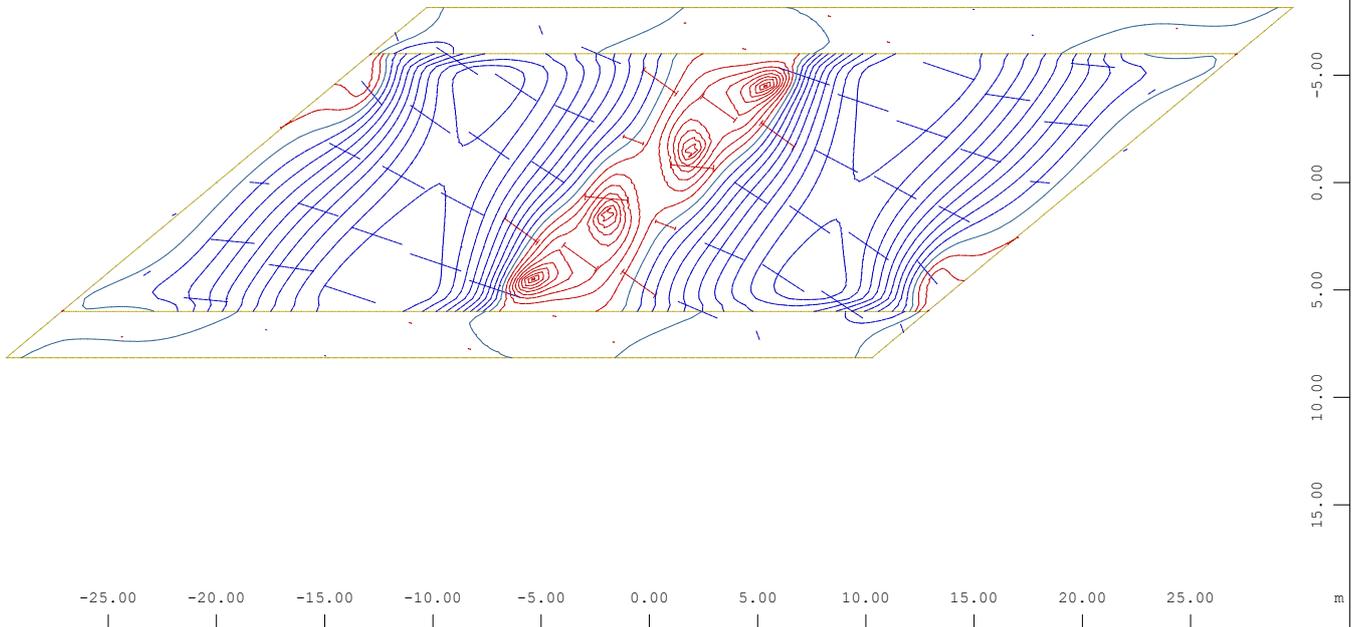


Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 351

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-42.8) (Max=0.105)

Kap. 5 / 40° / FG / B+/FW-

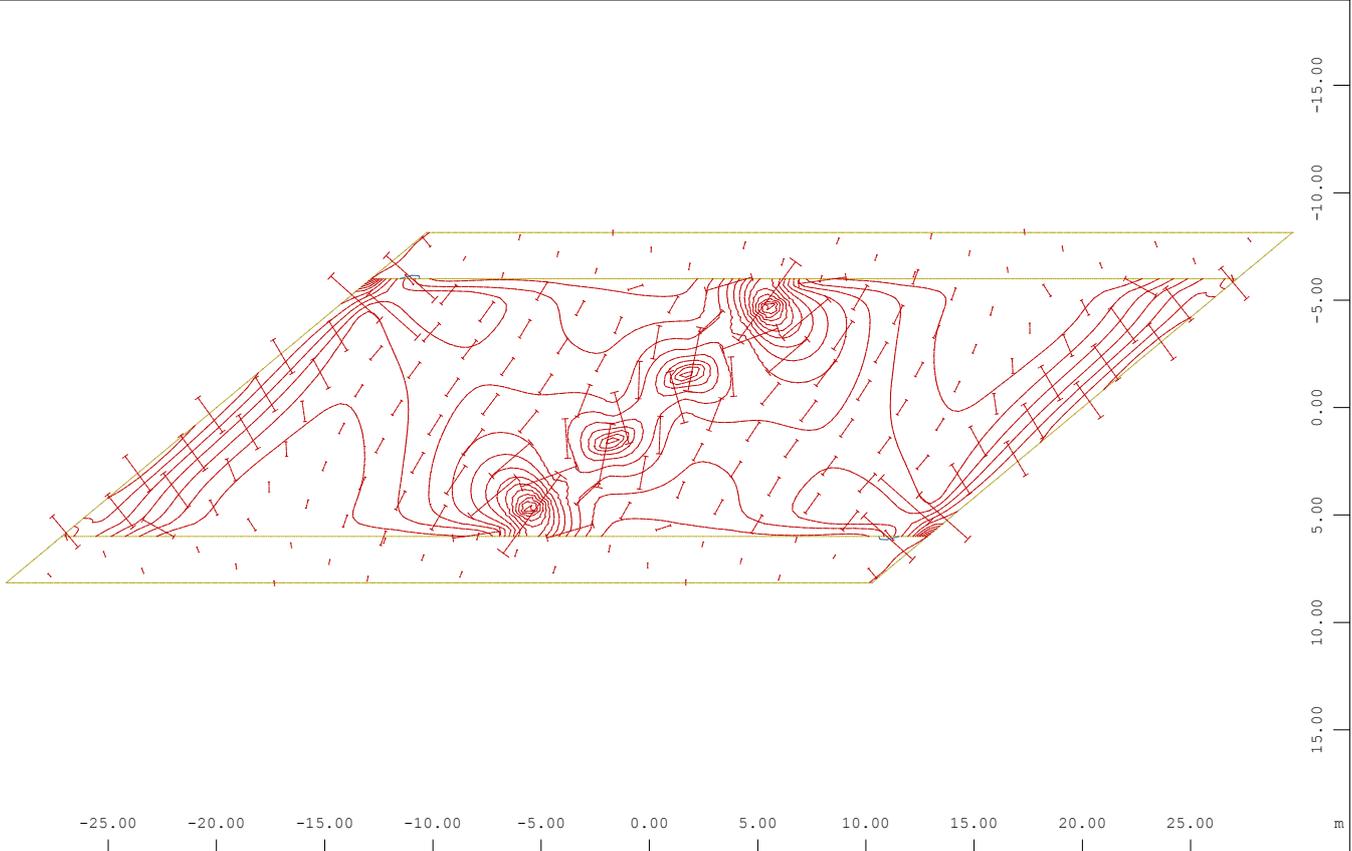


Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 351

X
Y

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-16.9) (Max=20.9)



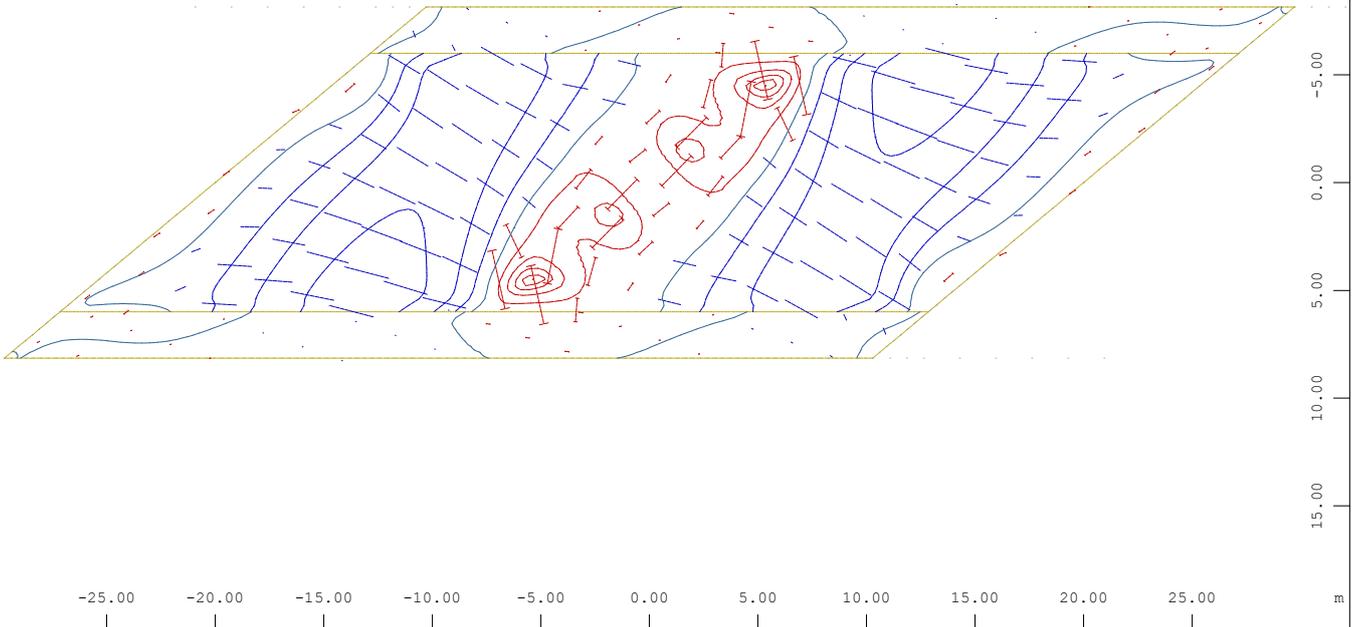
Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 351

X
Y

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-38.5) (Max=0.0853)

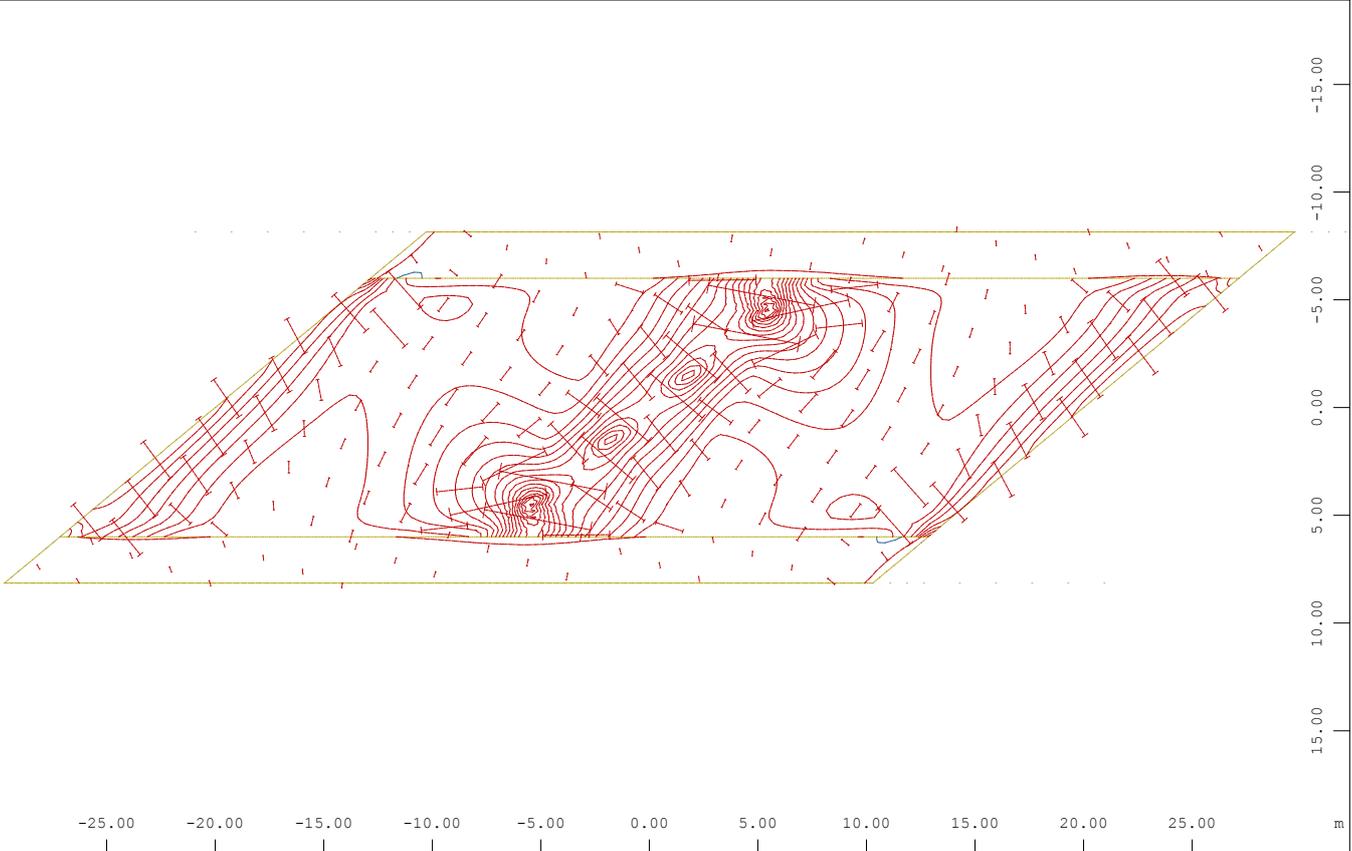
Kap. 5 / 40° / FG / B-/FW+



Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 350

Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-23.7) (Max=17.9)

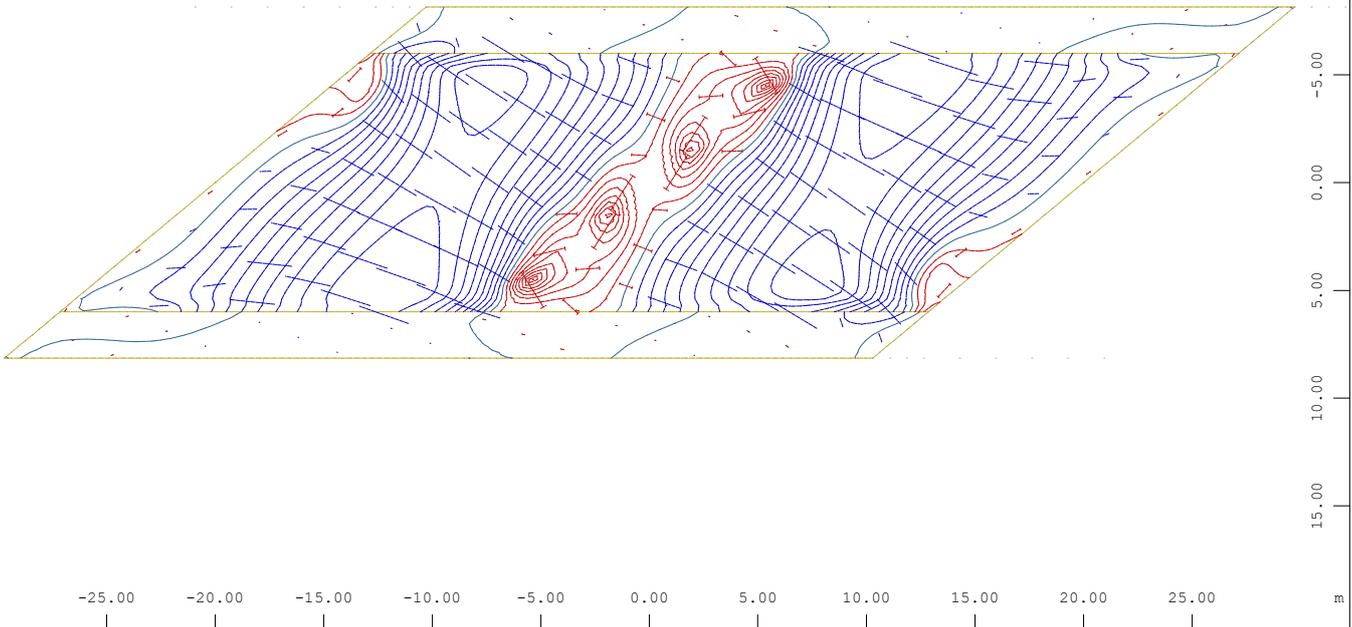


Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 350

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-42.5) (Max=0.109)

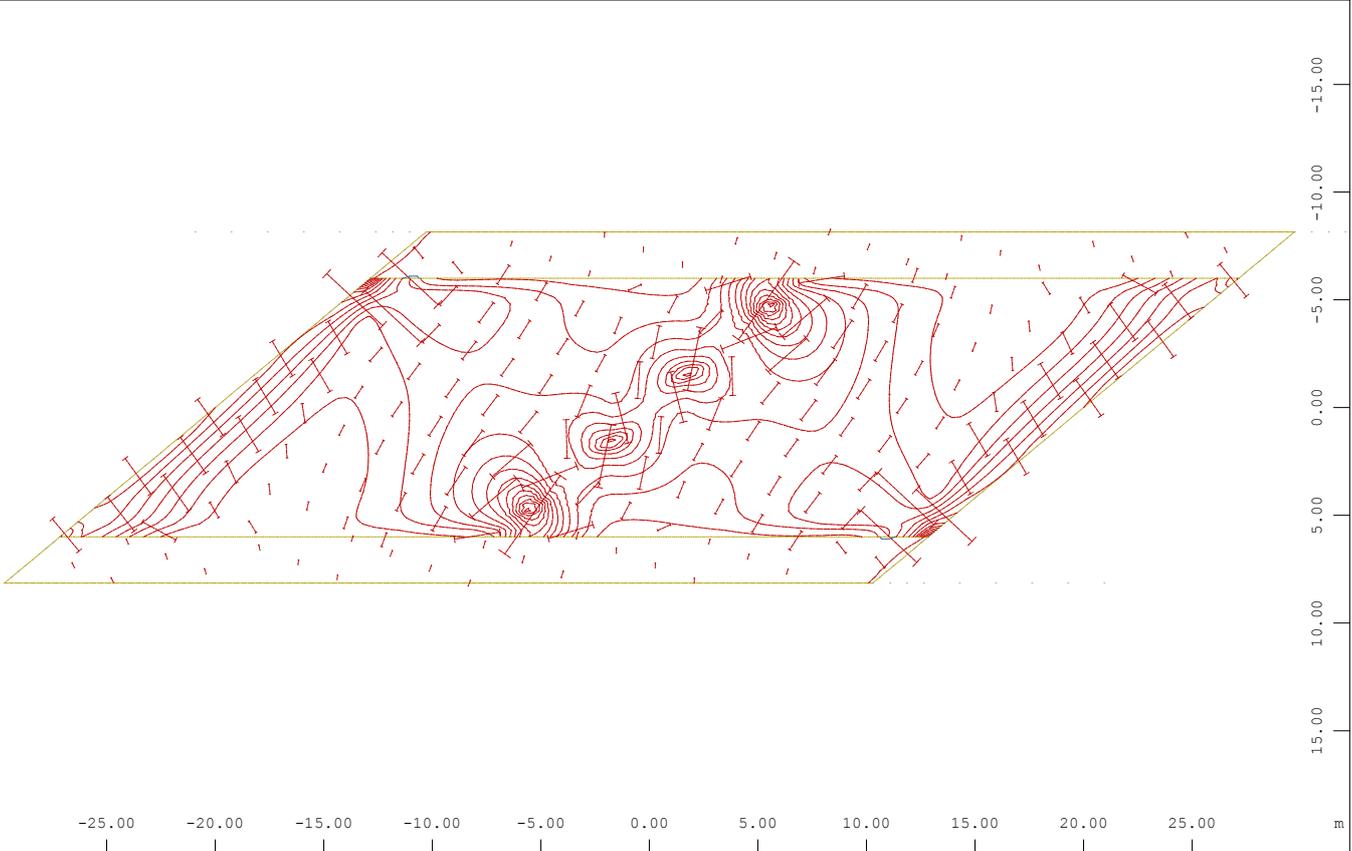
Kap. 5 / 40° / FG / B+/FW+



Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 350

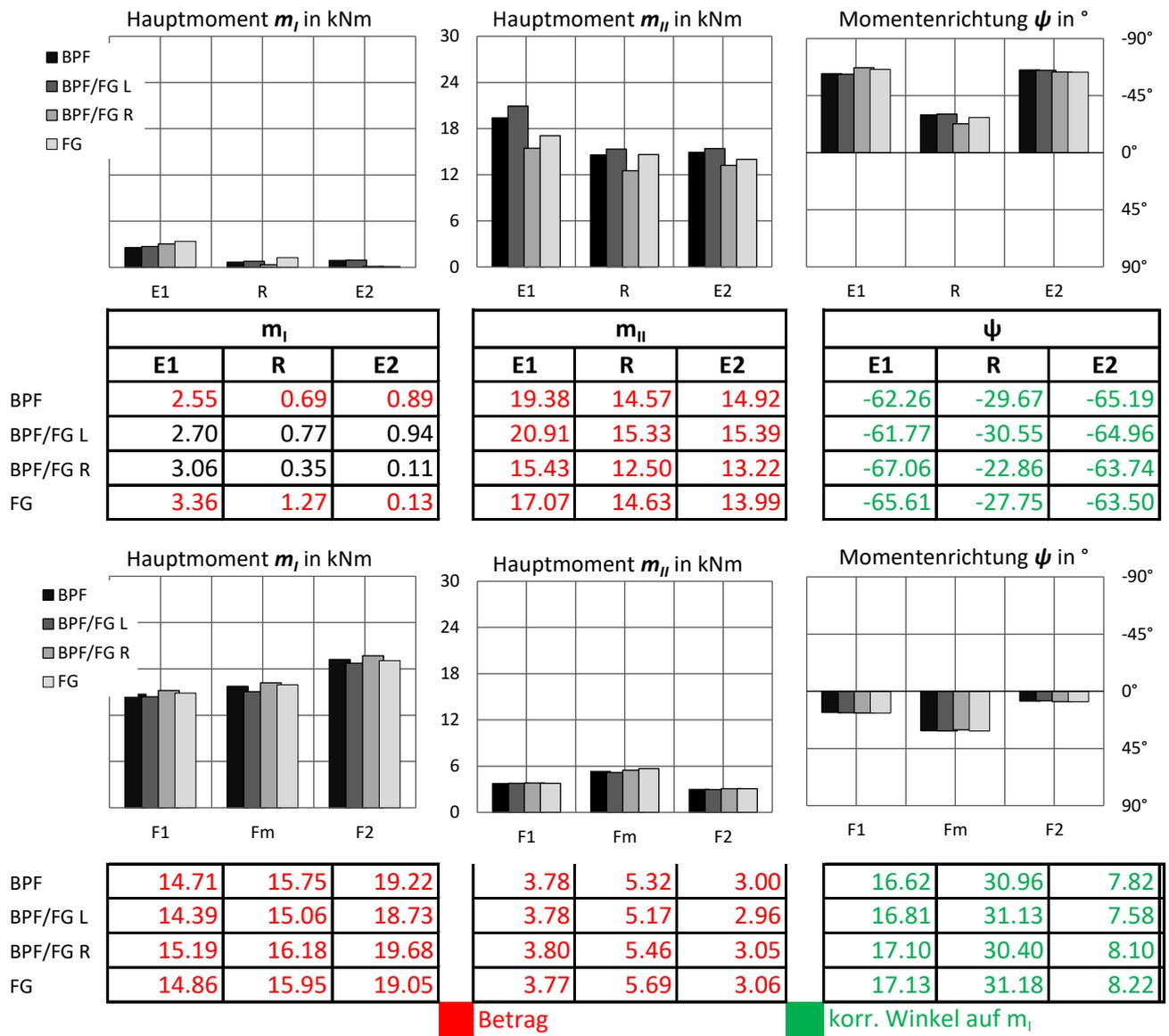
Hauptmoment I im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-16.2) (Max=20.4)

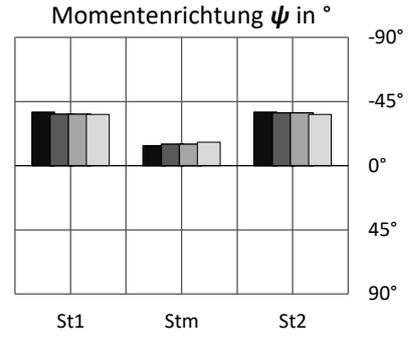
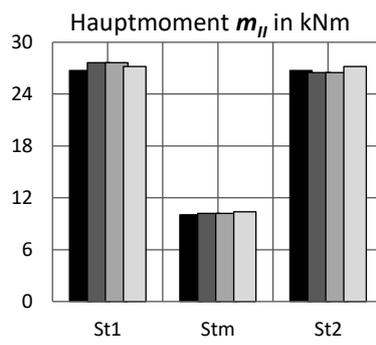
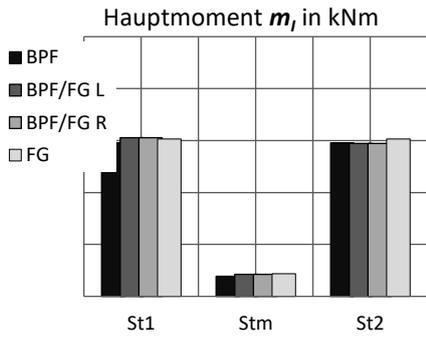


Systemausschnitt Gruppe 1...4 6 10

M 1 : 350

Hauptmoment II im Element, Lastfall 4 Einheitslast SPW1+2 , 1 cm im Raum = 30.0 kNm/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-38.1) (Max=0.0724)





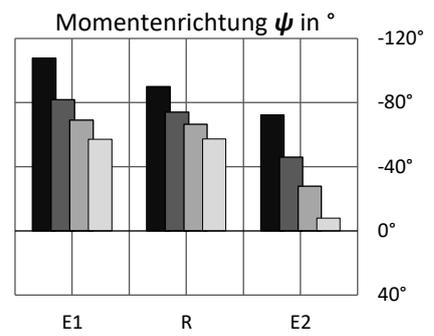
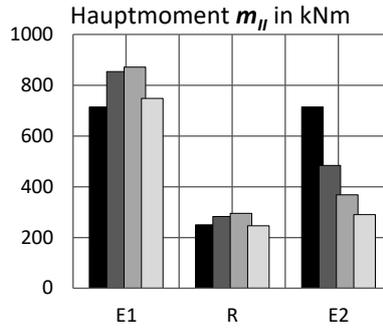
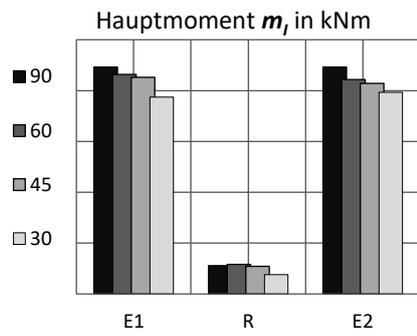
	m_I		
	St1	Stm	St2
BPF	17.73	2.31	17.73
BPF/FG L	18.31	2.53	17.68
BPF/FG R	18.31	2.53	17.68
FG	18.19	2.63	18.19

	m_{II}		
	St1	Stm	St2
BPF	26.75	10.06	26.75
BPF/FG L	27.64	10.21	26.51
BPF/FG R	27.64	10.21	26.51
FG	27.21	10.40	27.21

	ψ		
	St1	Stm	St2
BPF	-37.50	-13.94	-37.50
BPF/FG L	-36.10	-15.18	-37.00
BPF/FG R	-36.10	-15.18	-37.00
FG	-35.88	-16.43	-35.88

■ Betrag

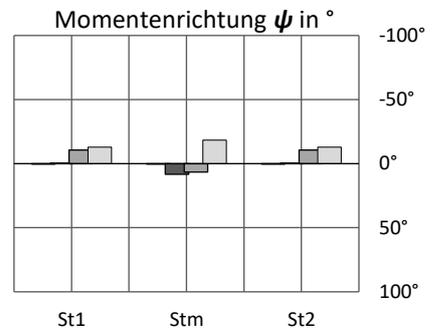
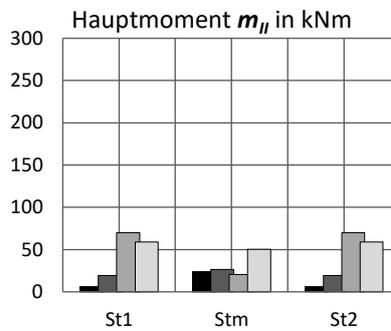
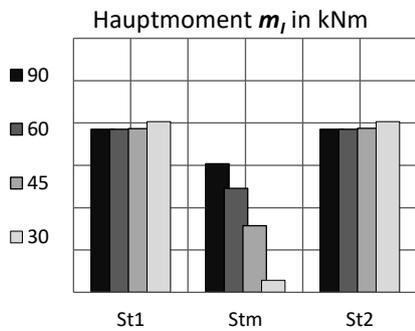
■ korr. Winkel auf m_I



	m_I		
	E1	R	E2
90	892.73	111.17	892.73
60	863.99	116.37	843.36
45	852.70	108.72	828.16
30	774.28	76.70	792.54

	m_{II}		
	E1	R	E2
90	713.75	249.54	713.74
60	854.07	282.19	484.11
45	871.47	295.54	367.66
30	748.43	245.97	290.57

	ψ		
	E1	R	E2
90	-107.80	-90.00	-72.20
60	-81.83	-74.07	-45.93
45	-69.02	-66.59	-27.84
30	-57.07	-57.46	-8.05



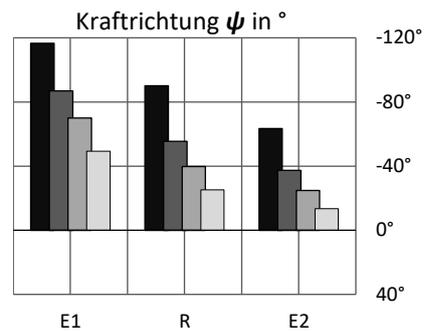
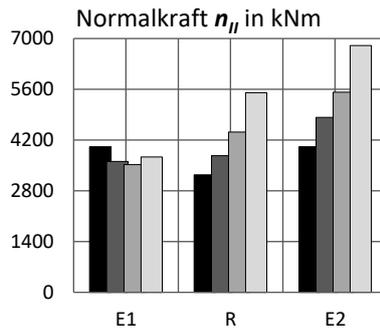
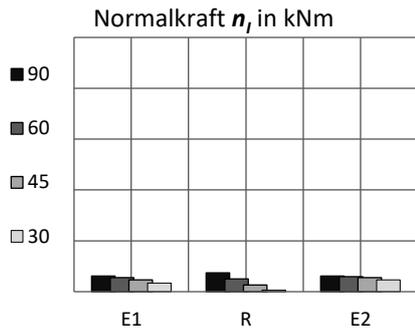
	m_I		
	St1	Stm	St2
90	192.57	151.89	192.57
60	192.51	122.81	192.51
45	193.51	78.65	193.55
30	201.81	14.40	201.81

	m_{II}		
	St1	Stm	St2
90	6.05	23.86	6.05
60	19.14	26.52	19.14
45	70.00	20.51	70.03
30	58.98	50.32	58.98

	ψ		
	St1	Stm	St2
90	0.00	0.00	0.00
60	-0.37	8.18	-0.37
45	-10.71	6.51	-10.71
30	-12.98	-18.47	-12.98

■ Betrag

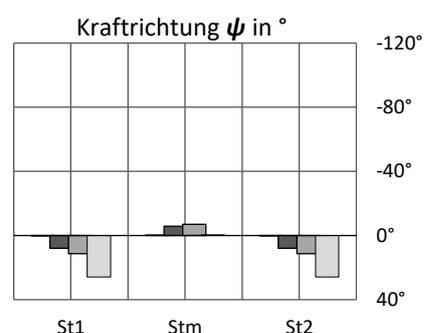
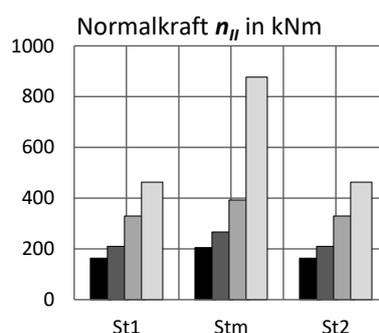
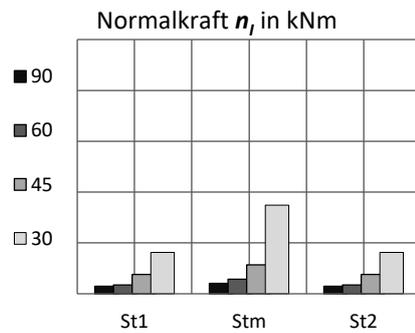
■ korr. Winkel auf m_I



	n_I		
	E1	R	E2
90	434.28	519.49	434.29
60	391.31	351.13	413.10
45	328.42	183.03	390.75
30	235.14	40.11	329.18

	n_{II}		
	E1	R	E2
90	4015.54	3243.22	4015.58
60	3612.90	3764.57	4824.85
45	3517.97	4423.45	5523.61
30	3731.43	5499.29	6806.95

	ψ		
	E1	R	E2
90	-116.56	-90.00	-63.44
60	-86.85	-55.42	-37.43
45	-69.98	-39.69	-24.77
30	-49.38	-25.27	-13.40



	n_I		
	St1	Stm	St2
90	29.36	40.39	29.36
60	34.01	57.42	34.01
45	76.13	114.31	76.14
30	163.16	348.87	163.16

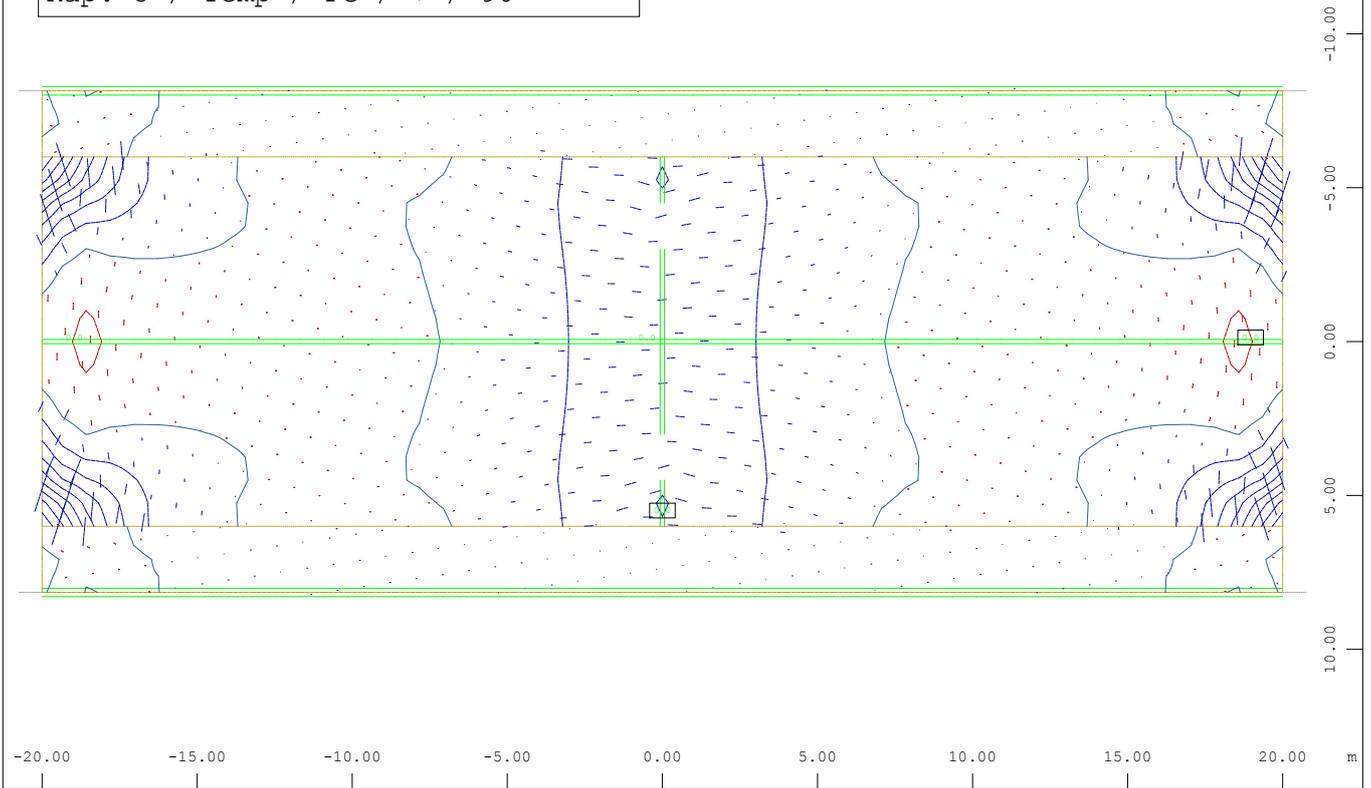
	n_{II}		
	St1	Stm	St2
90	164.09	205.30	164.09
60	210.21	266.56	210.21
45	329.41	392.55	329.24
30	463.03	876.26	463.03

	ψ		
	St1	Stm	St2
90	0.00	0.00	0.00
60	7.97	-5.85	7.97
45	11.30	-6.92	11.30
30	25.79	-0.41	25.79

■ Betrag

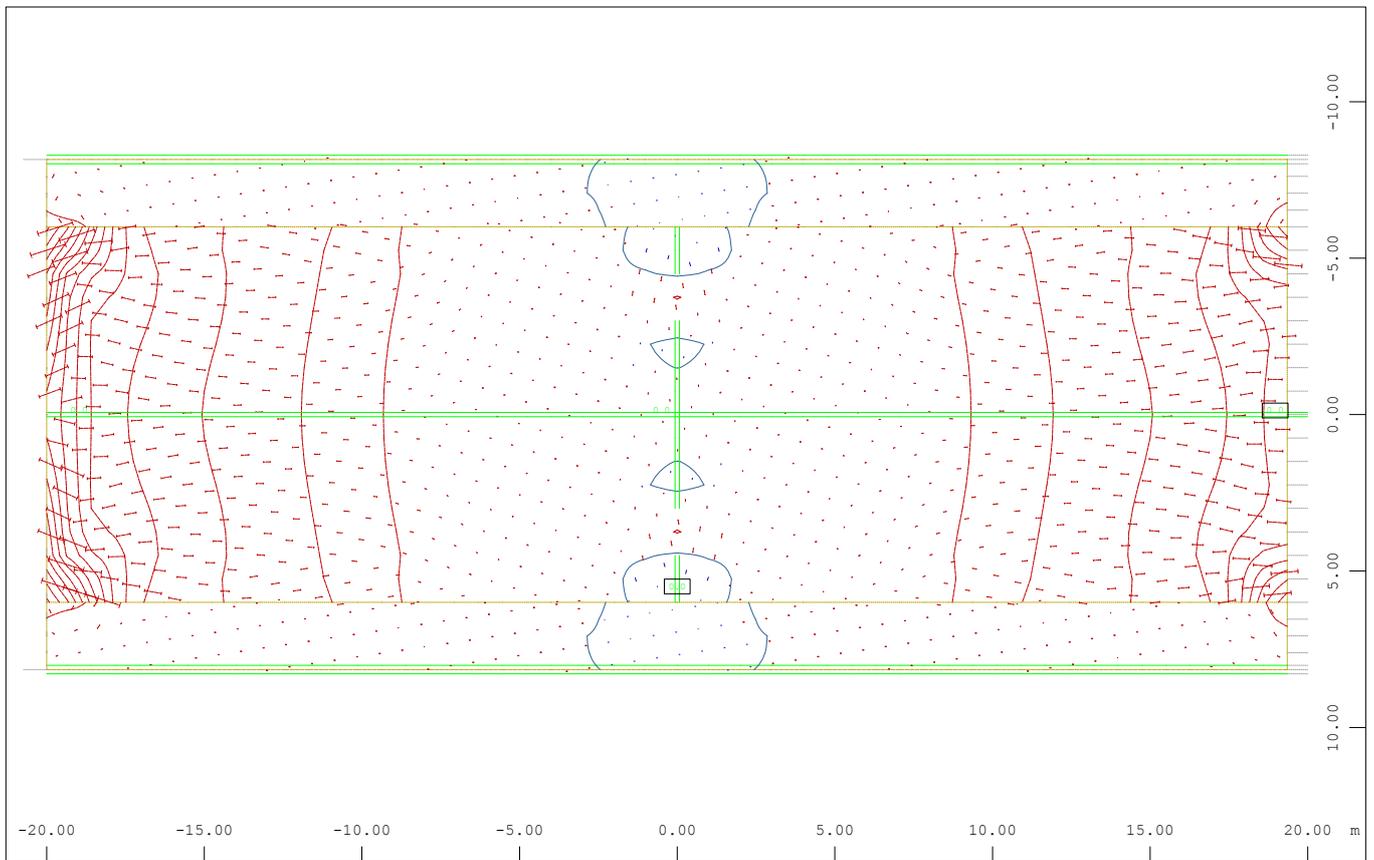
■ korr. Winkel auf m_I

Kap. 5 / Temp / FG / + / 90°



Systemausschnitt
Hauptmoment I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
Y
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-117.4) (Max=892.7)

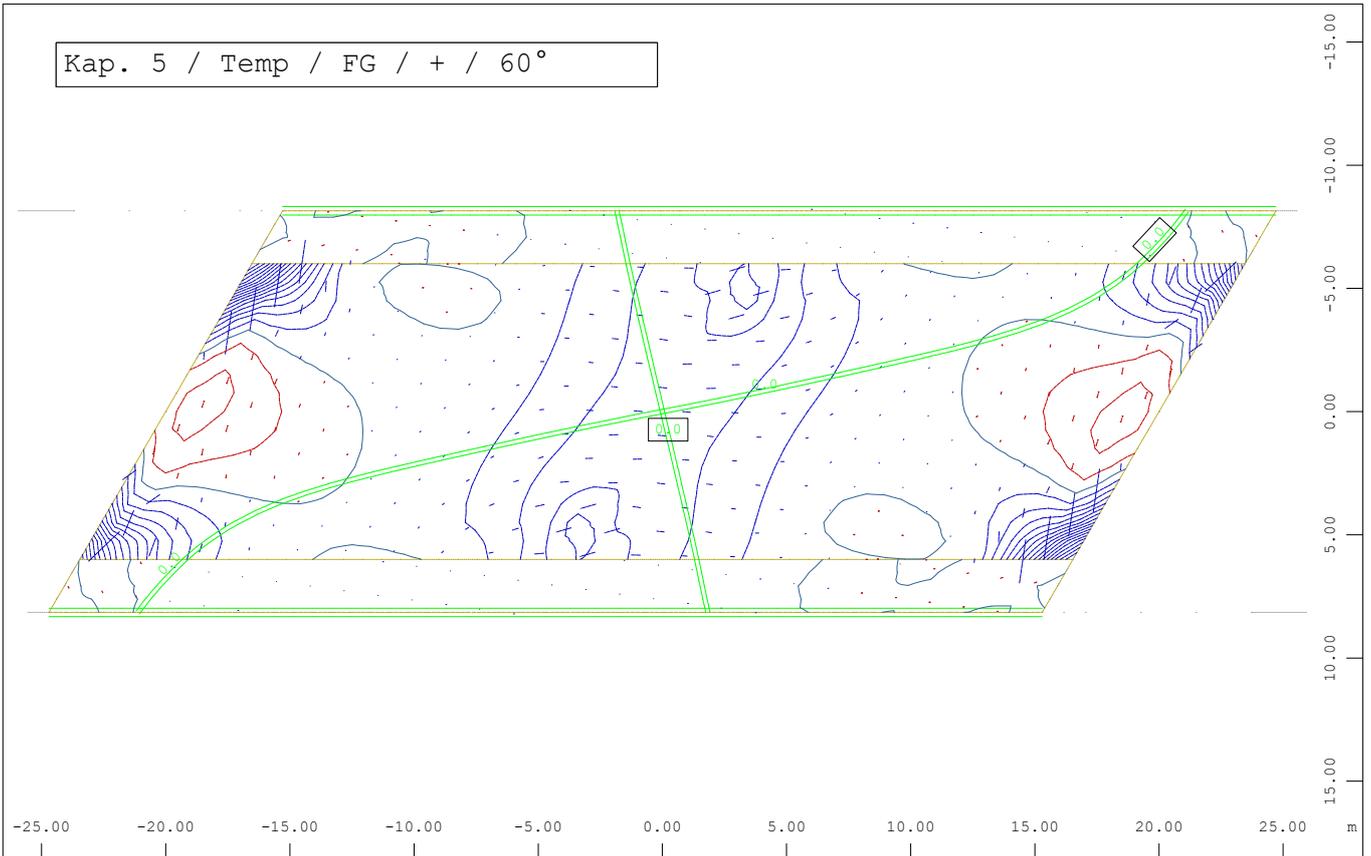
M 1 : 245



Systemausschnitt
Hauptmoment II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
Y
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-713.8) (Max=70.8)

M 1 : 241

Kap. 5 / Temp / FG / + / 60°

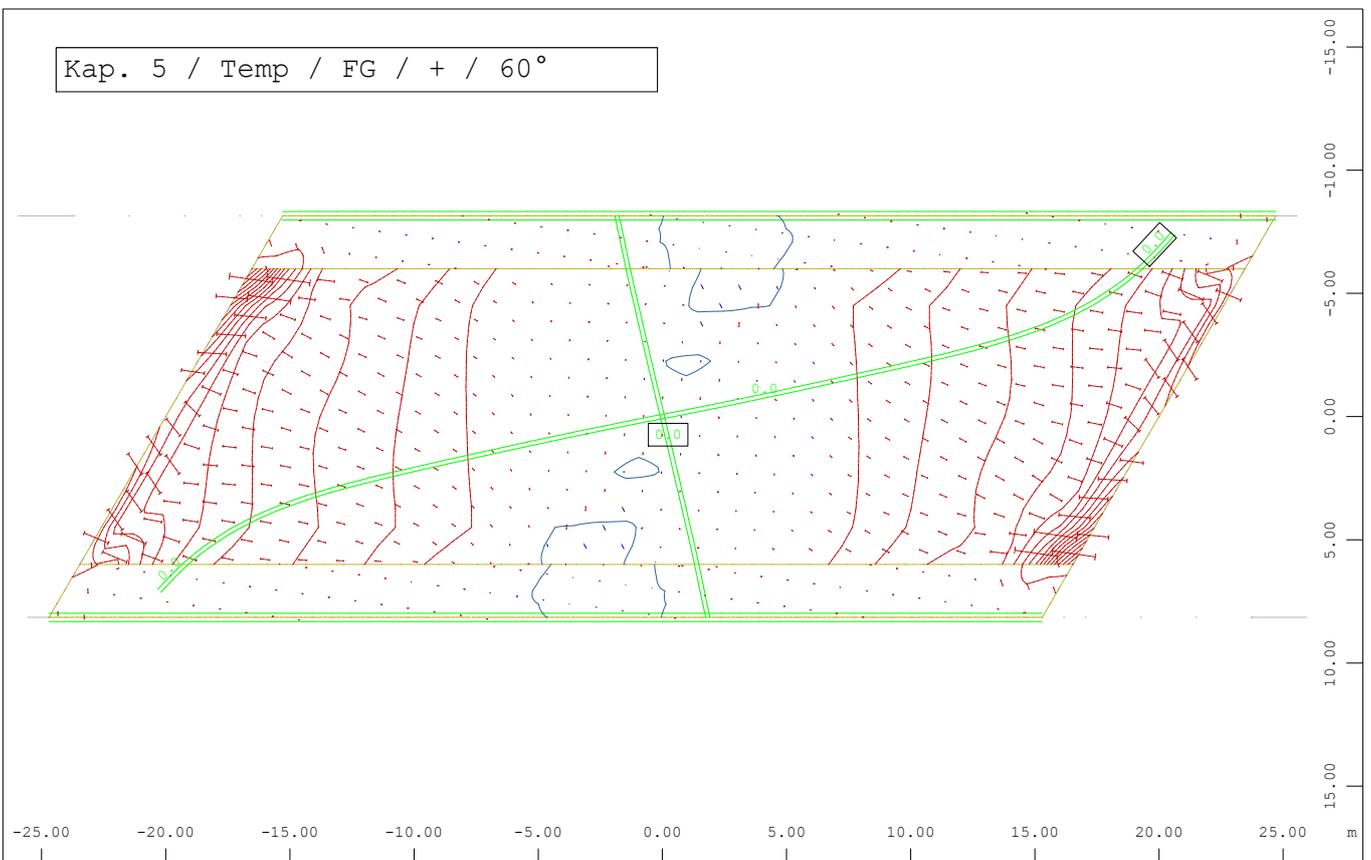


Systemausschnitt

M 1 : 306

Hauptmoment I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
+ = — — — — — - = — — — — —
(Min=-122.2) (Max=864.0)

Kap. 5 / Temp / FG / + / 60°

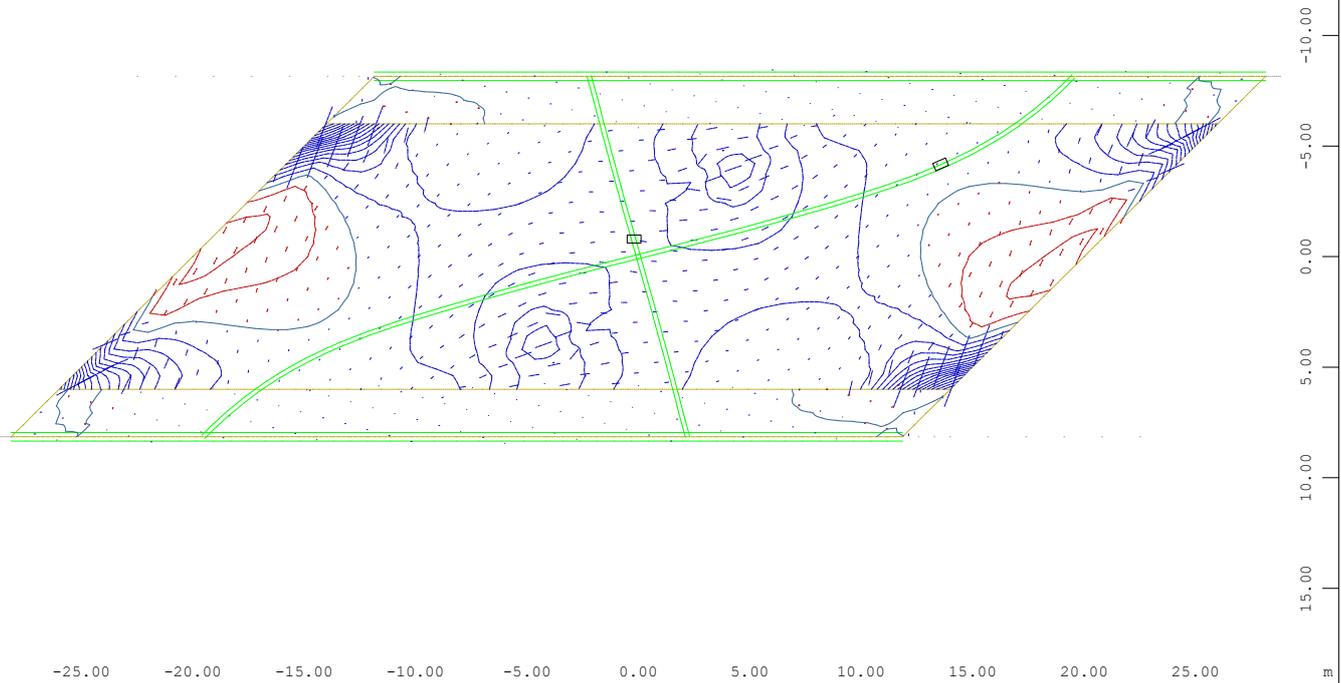


Systemausschnitt

M 1 : 306

Hauptmoment II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
+ = — — — — — - = — — — — —
(Min=-854.1) (Max=100.4)

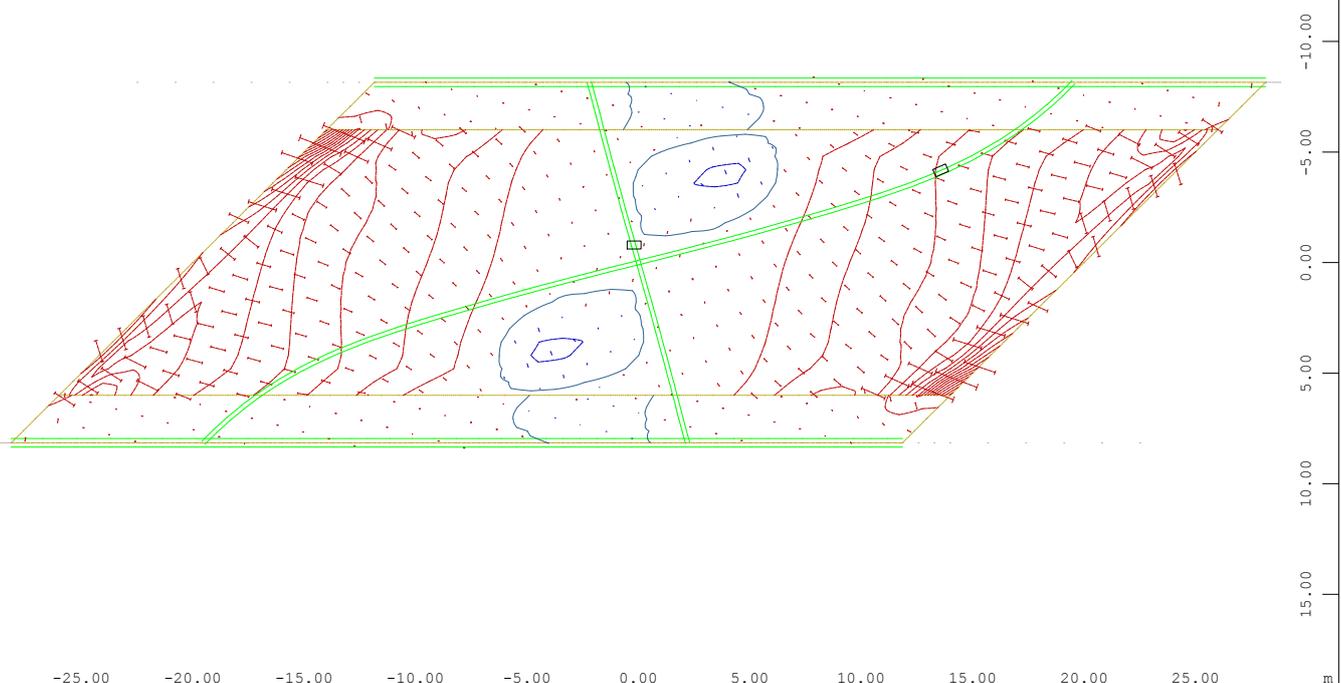
Kap.5 / Temp / FG / + / 45°



Systemausschnitt
Hauptmoment I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
+ = — — — — — - = | | | | |
(Min=-119.0) (Max=852.7)

M 1 : 341

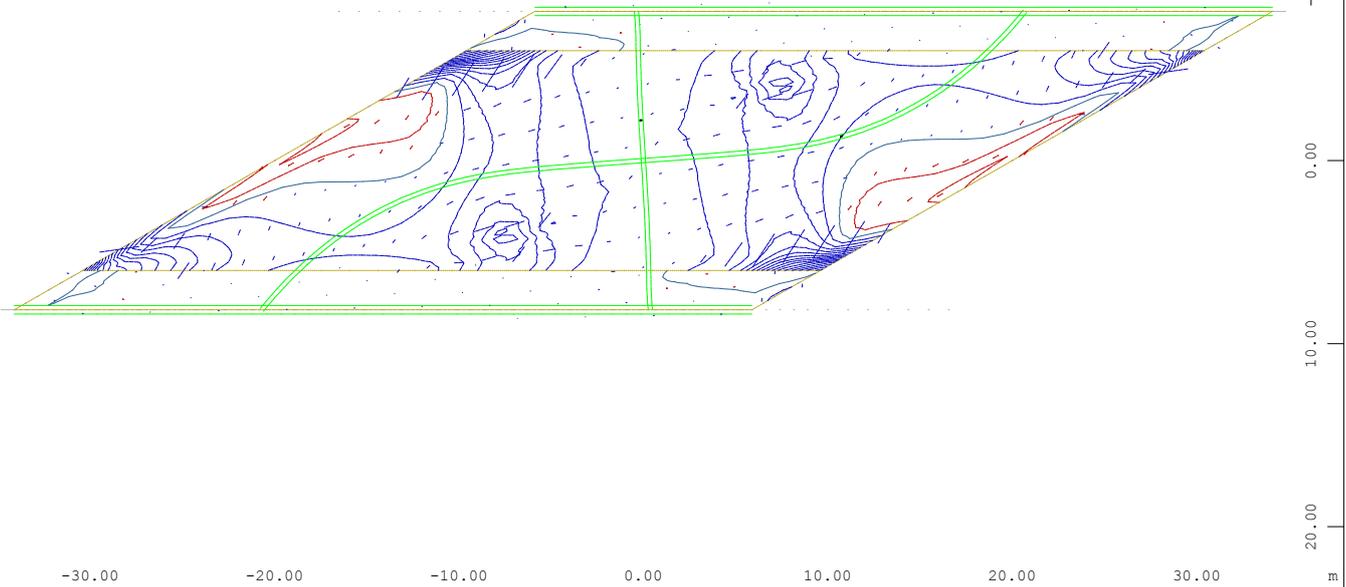
Kap.5 / Temp / FG / + / 45°



Systemausschnitt
Hauptmoment II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
+ = — — — — — - = | | | | |
(Min=-871.5) (Max=82.6)

M 1 : 341

Kap. 5 / Temp / FG / + / 30°



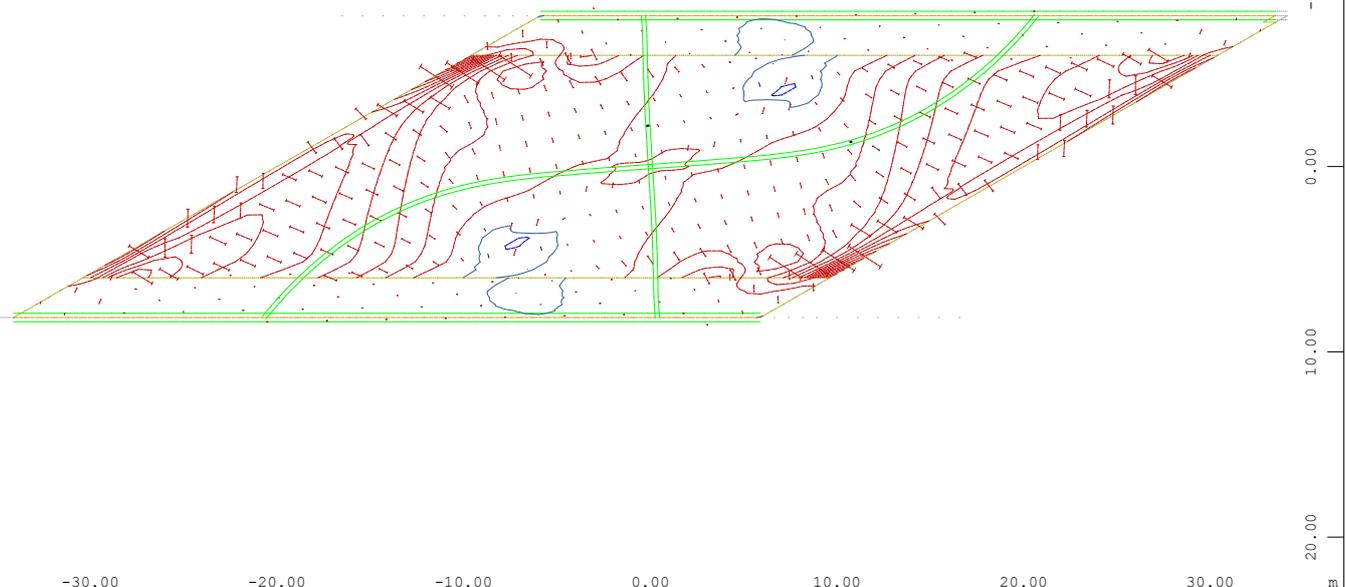
X
Y

Systemausschnitt

Hauptmoment I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
(Min=-104.7) (Max=792.5)

M 1 : 412

Kap. 5 / Temp / FG / + / 30°



X
Y

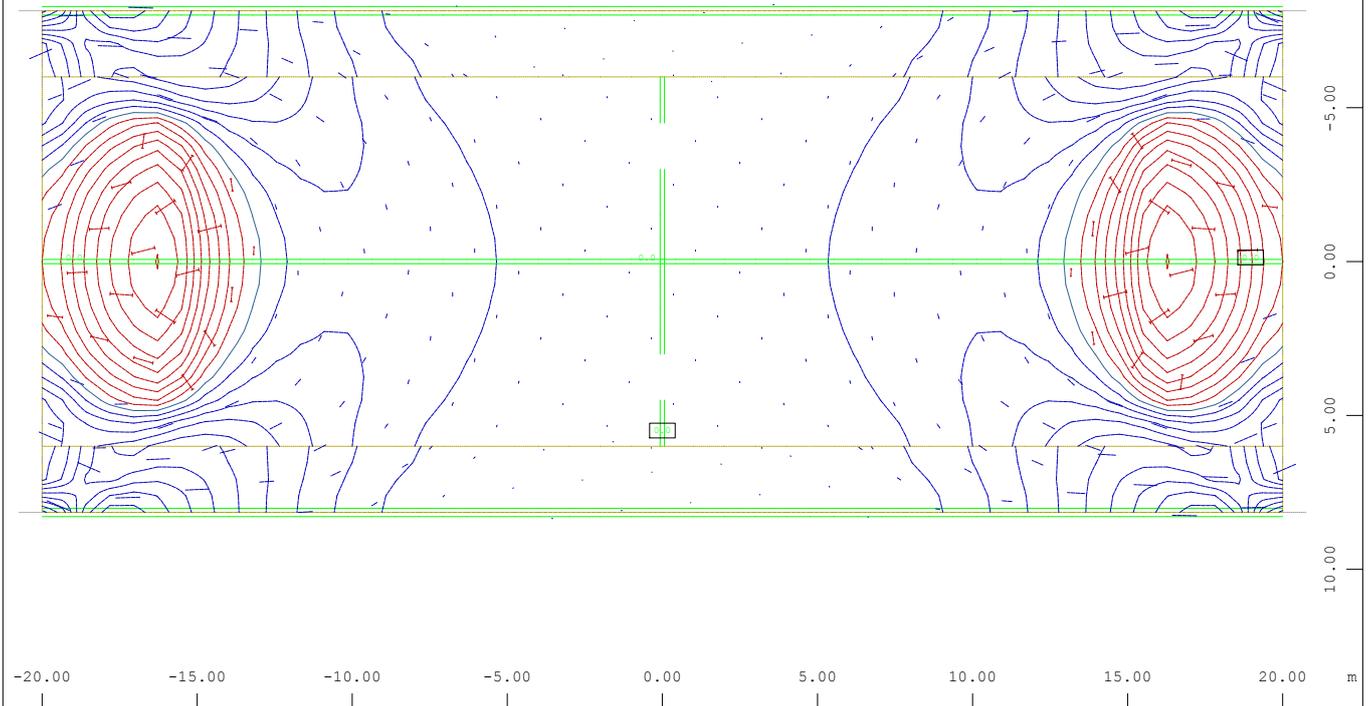
Systemausschnitt

Hauptmoment II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1500. kNm/m
(Min=-748.4) (Max=80.9)

M 1 : 407

Kap. 5 / Temp / FG / + / 90° /

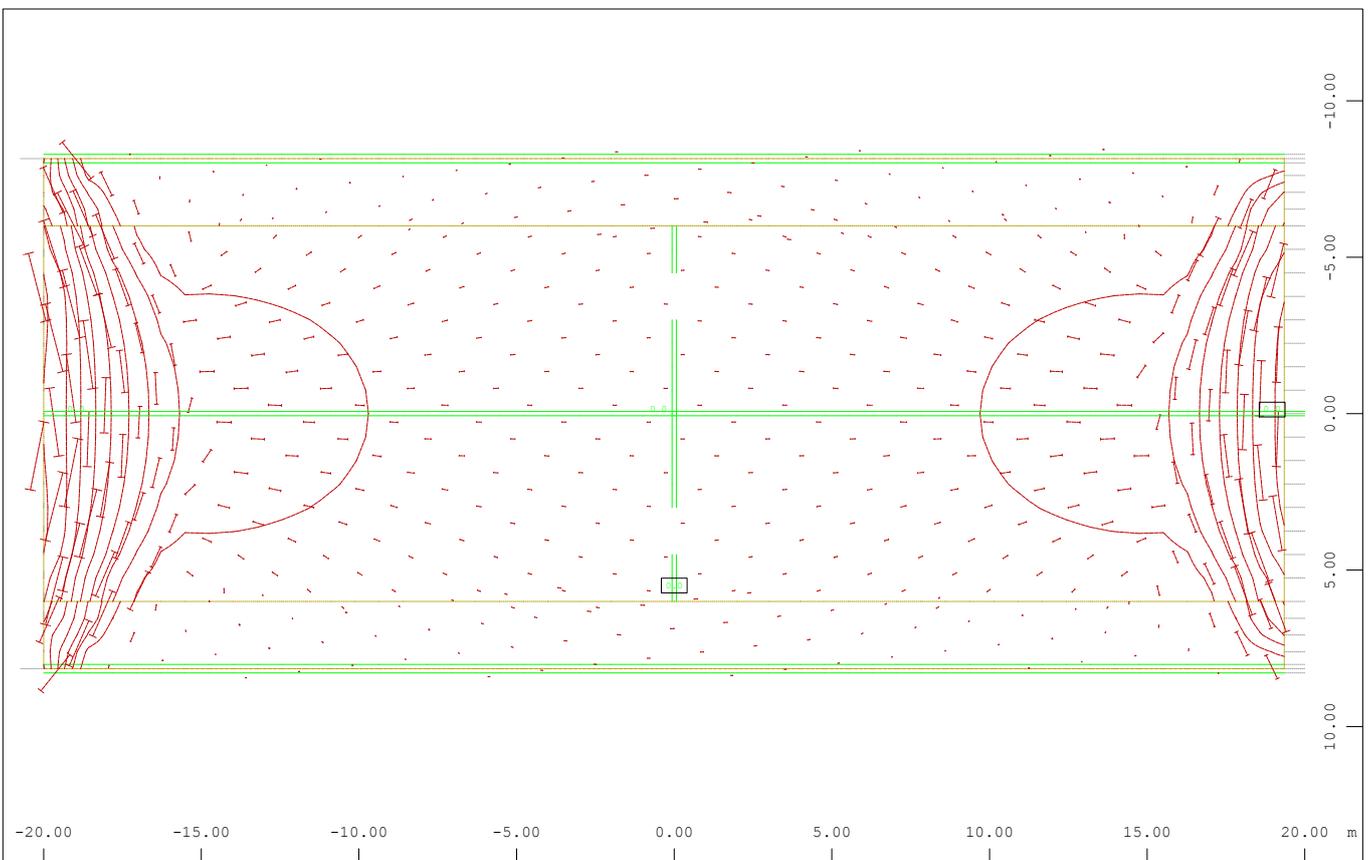
Normalkraft



Systemausschnitt

M 1 : 245

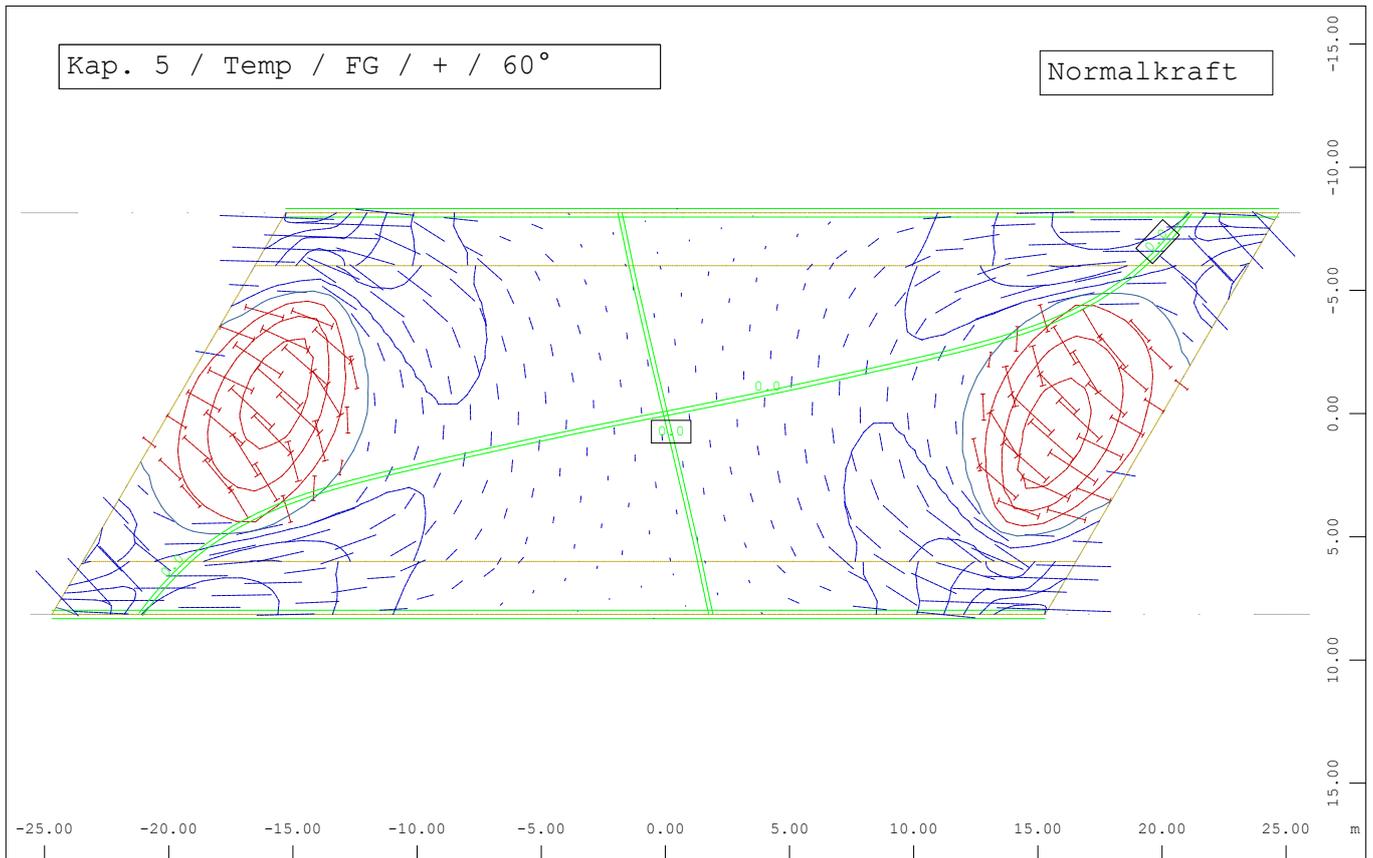
Hauptmembrankräfte n-I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 3000. kN/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-926.8) (Max=979.8)



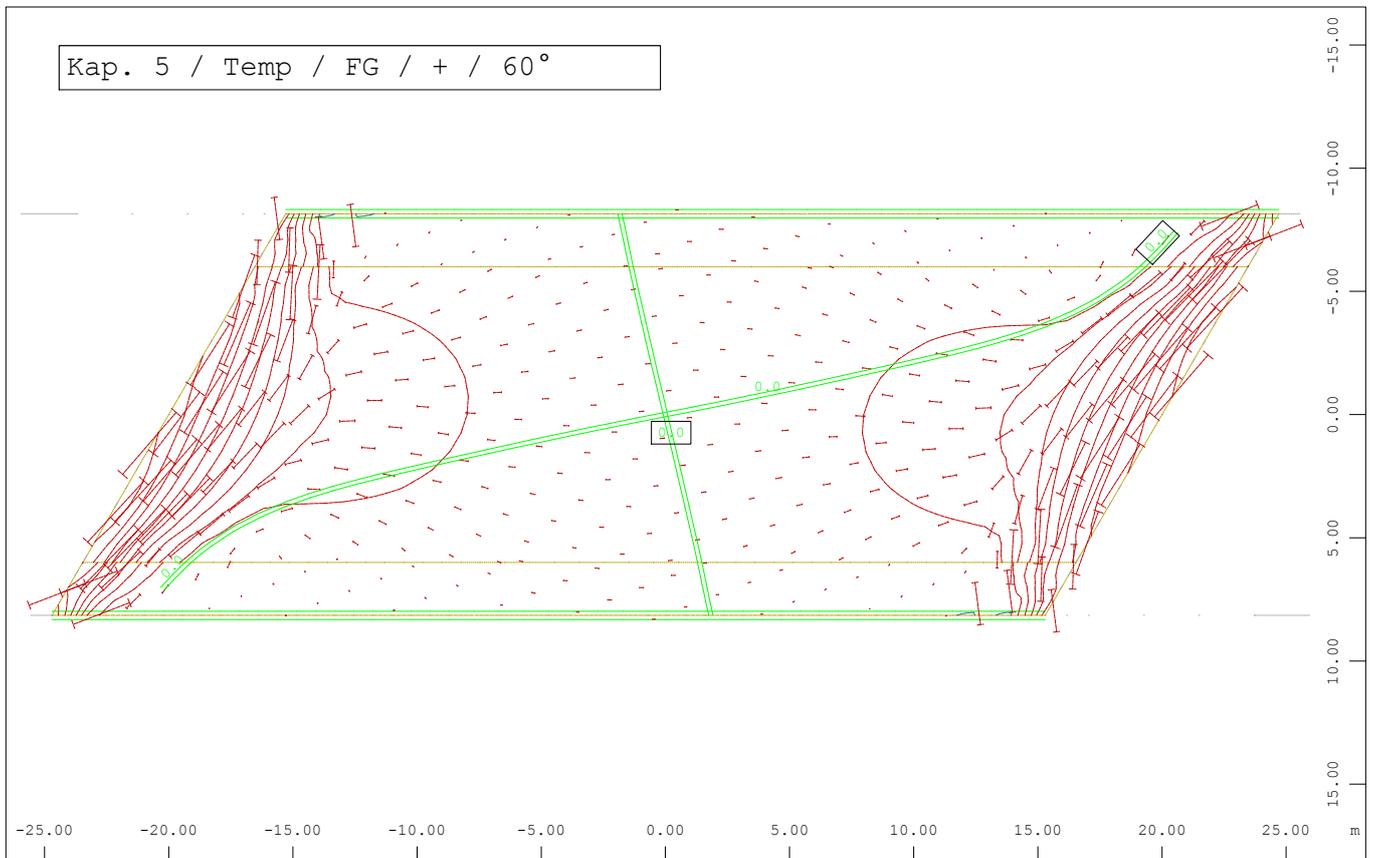
Systemausschnitt

M 1 : 241

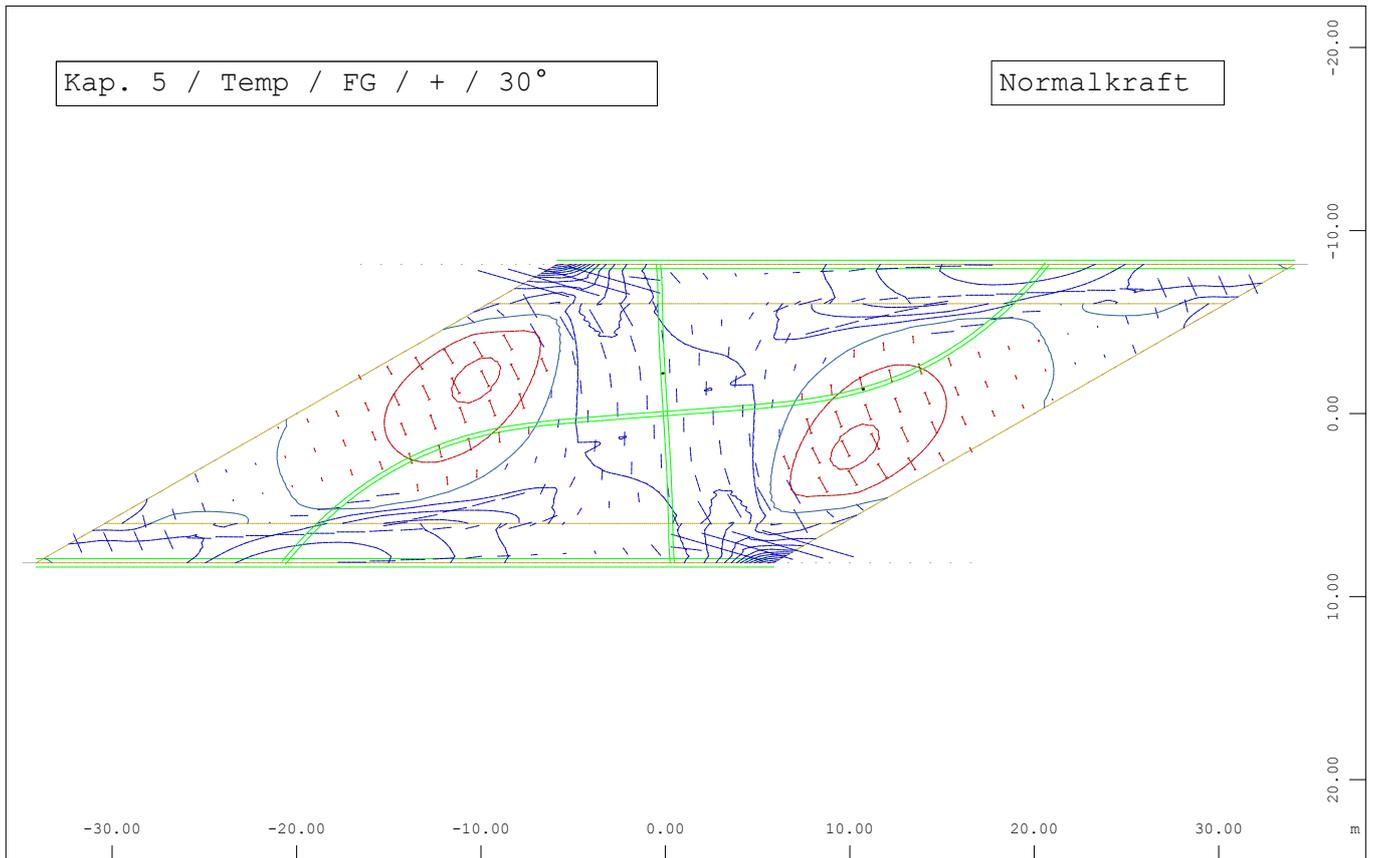
Hauptmembrankräfte n-II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 5000. kN/m
+ = — — — — — - = | — — — — — |
(Min=-4623.) (Max=-1.07)



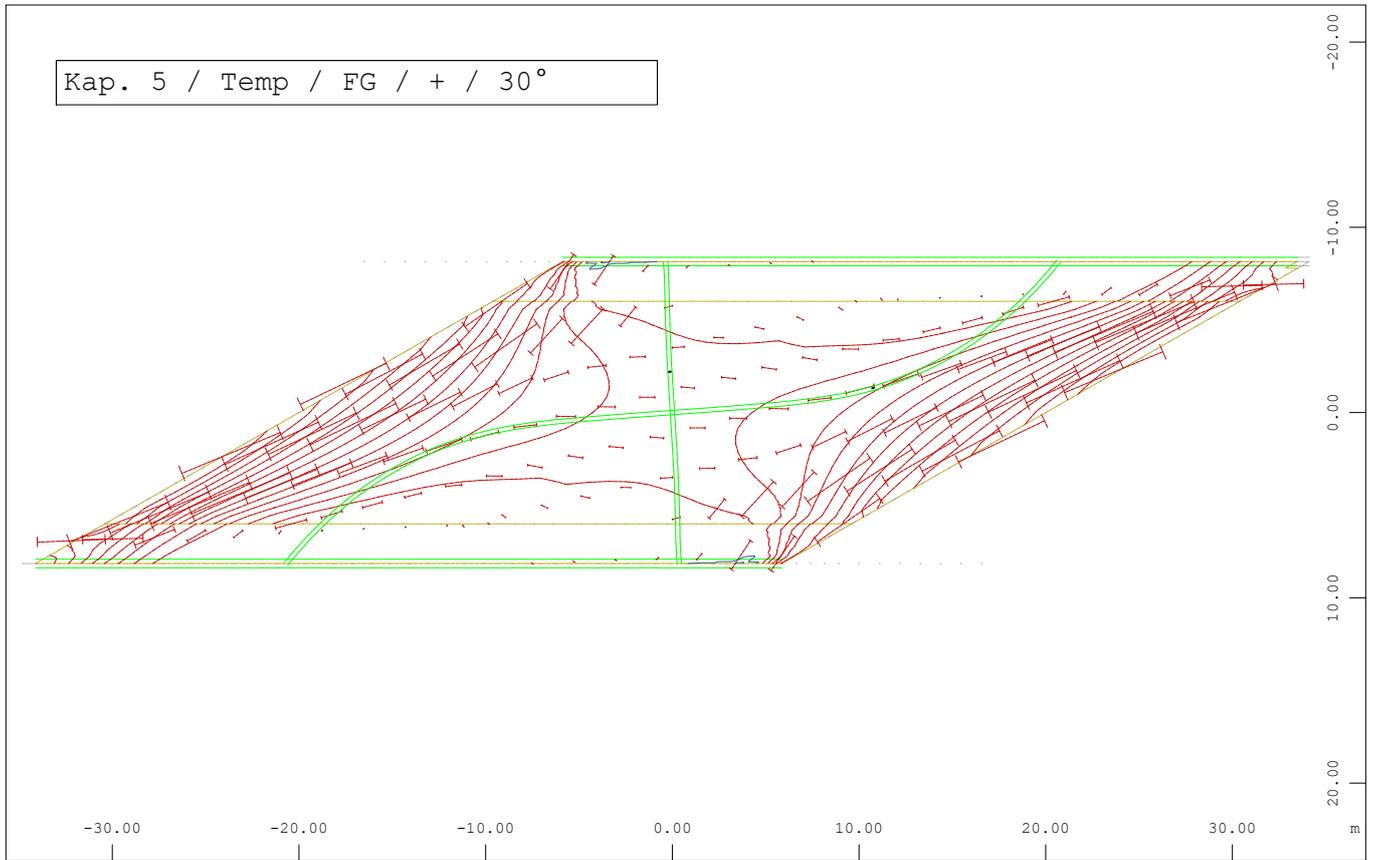
Systemausschnitt M 1 : 306
 Hauptmembrankräfte n-I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 1000. kN/m
 (Min=-750.6) (Max=1495.)



Systemausschnitt M 1 : 306
 Hauptmembrankräfte n-II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 5000. kN/m
 (Min=-5484.) (Max=219.6)



Systemausschnitt M 1 : 412
 Hauptmembrankräfte n-I im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 2000. kN/m
 (Min=-442.8) (Max=2504.)

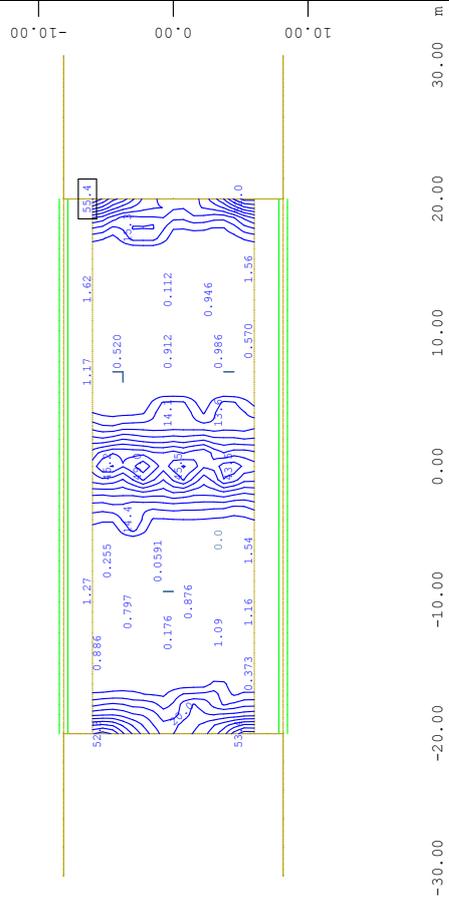


Systemausschnitt M 1 : 407
 Hauptmembrankräfte n-II im Element, Lastfall 100 T_N_exp_Ue , 1 cm im Raum = 5000. kN/m
 (Min=-7010.) (Max=238.2)

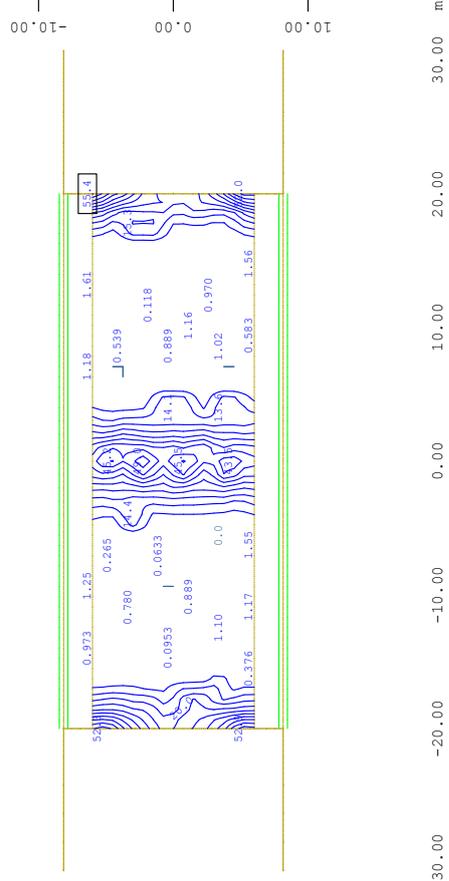
ANHANG D.3 – BEWEHRUNGSBILDER ZU KAPITEL 6

Sämtliche Bilder sind für den jeweiligen Kreuzungswinkel links für das Bewehrungsmuster A und rechts für das Bewehrungsmuster B angegeben. Je Seite wird eine Bewehrungslage beginnend mit der oberen Bewehrungsebene angegeben. Insgesamt wurden je Kreuzungswinkel 8 Bilder auf zwei Seiten erstellt.

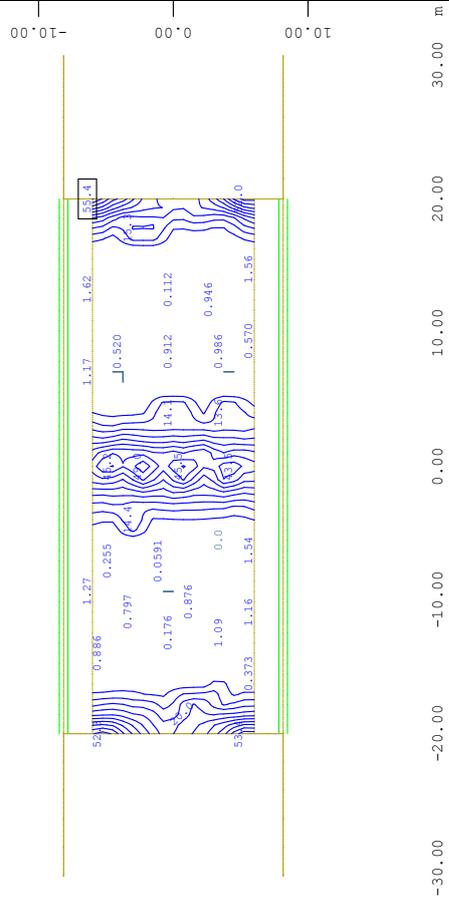
Kap.6 / MusterA / 90° / OBEN



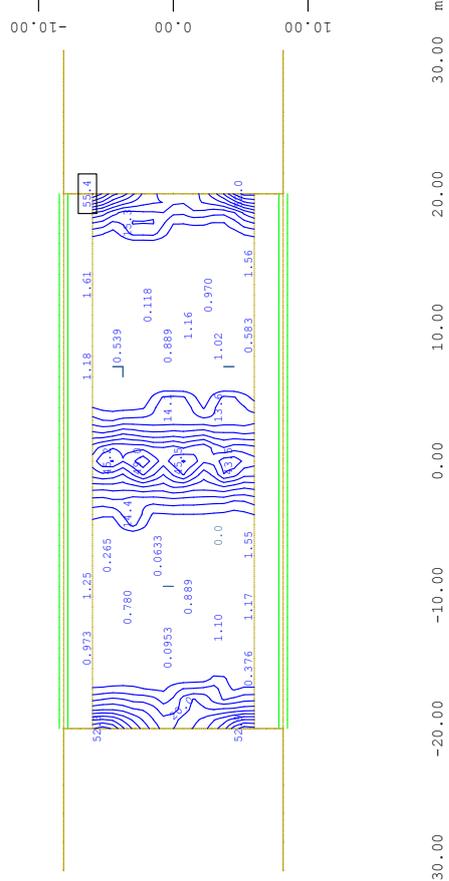
Kap.6 / MusterB / 90° / OBEN



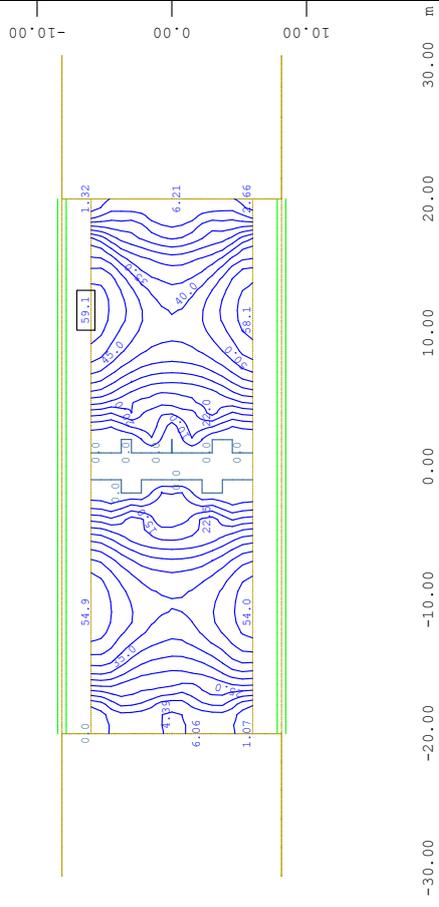
Kap.6 / MusterA / 90° / OBEN



Kap.6 / MusterB / 90° / OBEN



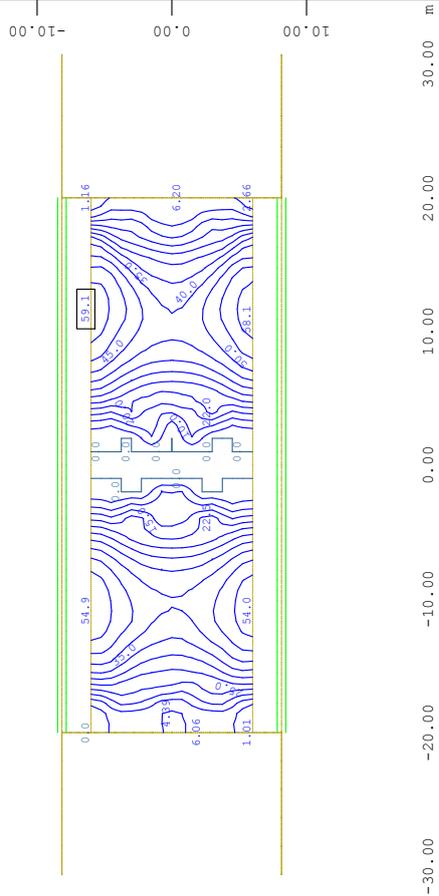
Kap.6 / MusterA / 90° / UNTEN



Systemausschnitt
 X Y
 Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) unten aus der Elementmitte ↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT, von 0 bis

M 1 : 564

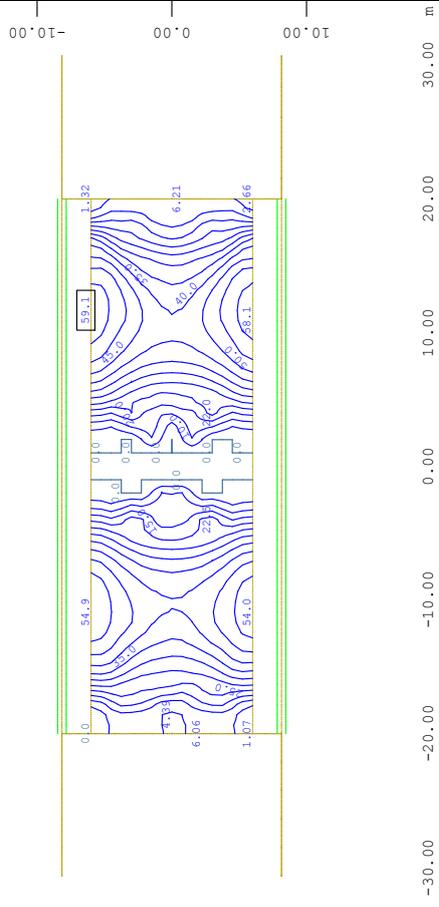
Kap.6 / MusterB / 90° / UNTEN



Systemausschnitt
 X Y
 Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) unten aus der Elementmitte ↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT, von 0 bis

M 1 : 564

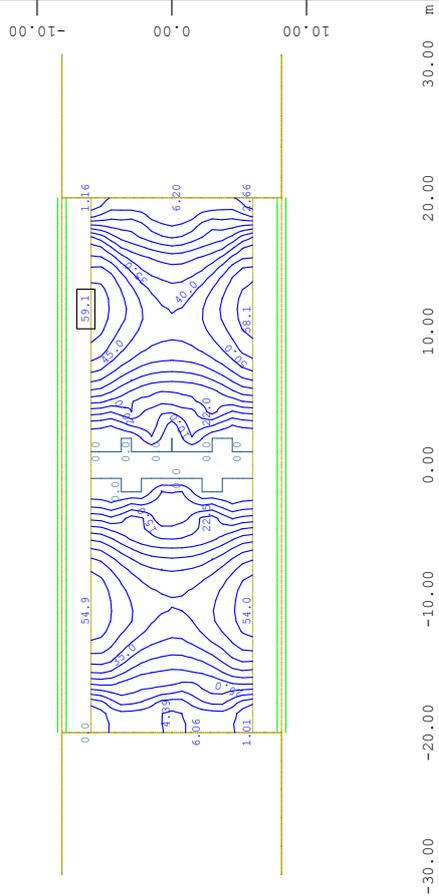
Kap.6 / MusterA / 90° / UNTEN



Systemausschnitt
 X Y
 Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) unten aus der Elementmitte ↕, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT, von 0 bis

M 1 : 564

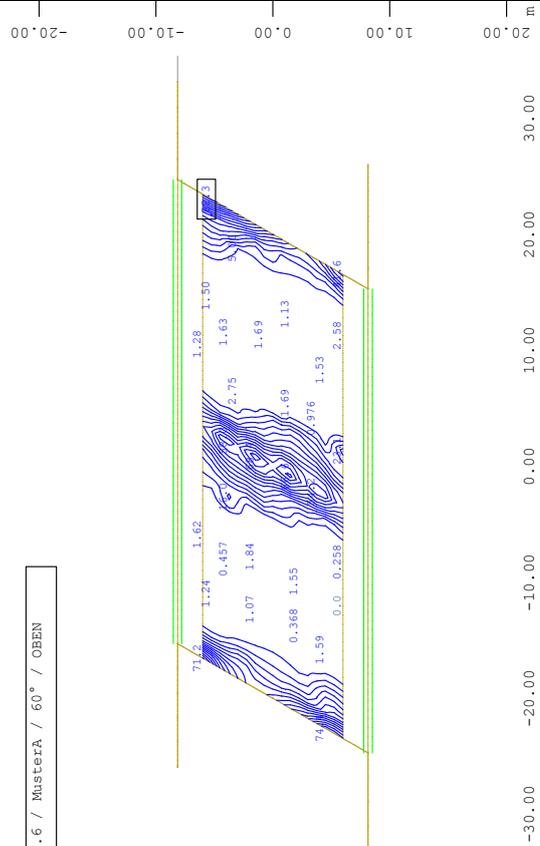
Kap.6 / MusterB / 90° / UNTEN



Systemausschnitt
 X Y
 Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) unten aus der Elementmitte ↕, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT, von 0 bis

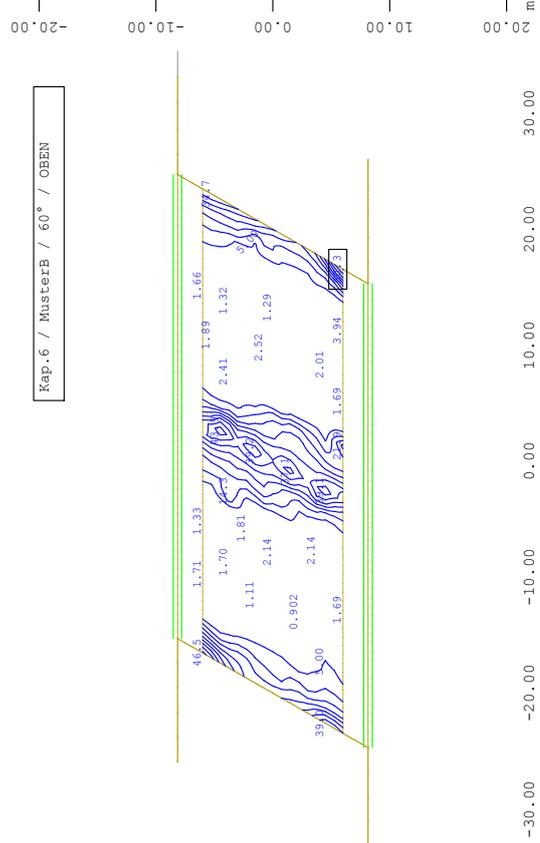
M 1 : 564

Kap.6 / MusterA / 60° / OBEN



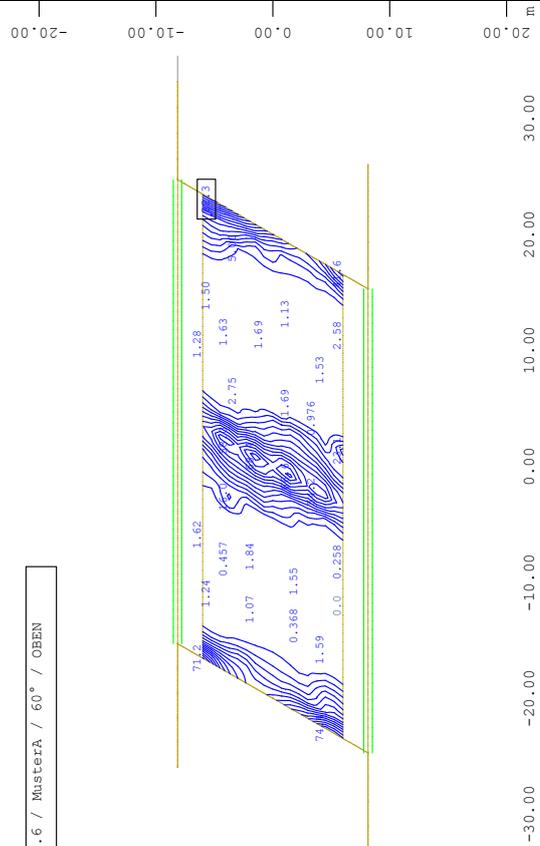
Systemausschnitt
 M 1 : 650
 Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↗, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0 bis

Kap.6 / MusterB / 60° / OBEN



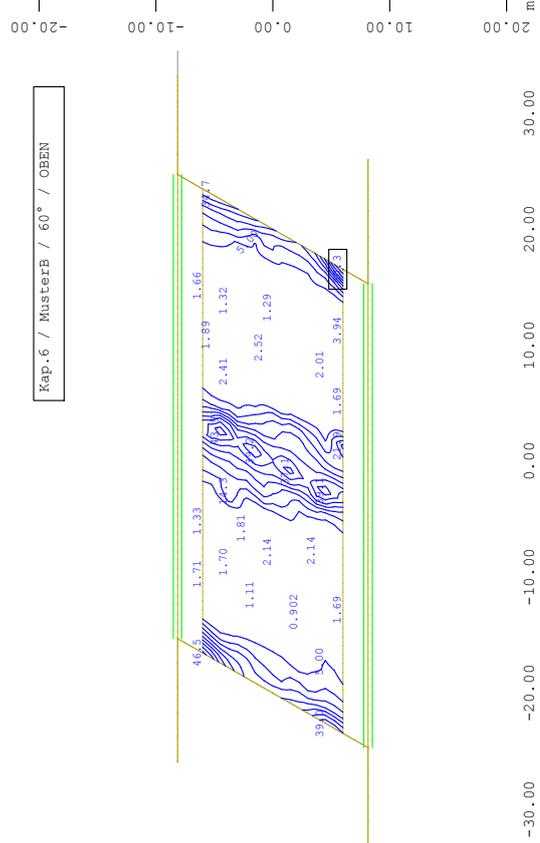
Systemausschnitt
 M 1 : 650
 Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↗, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.569

Kap.6 / MusterA / 60° / OBEN



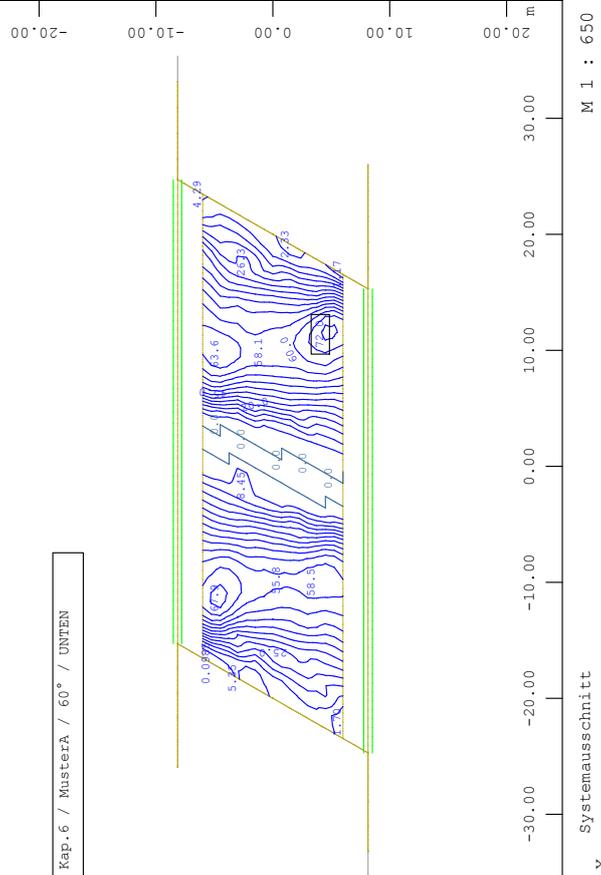
Systemausschnitt
 M 1 : 650
 Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↘, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 4.74

Kap.6 / MusterB / 60° / OBEN

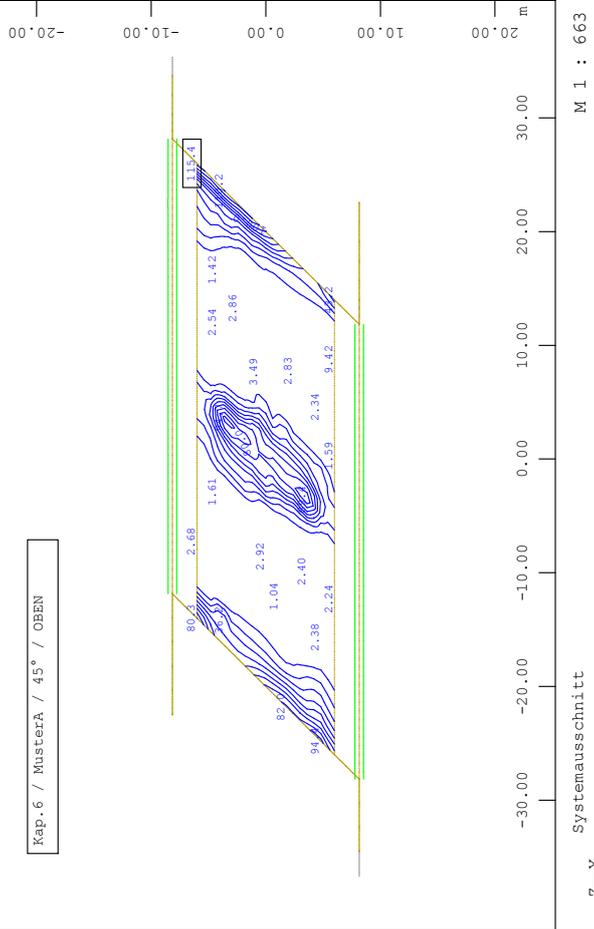


Systemausschnitt
 M 1 : 650
 Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↘, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 4.62

Kap.6 / MusterA / 60° / UNTEN

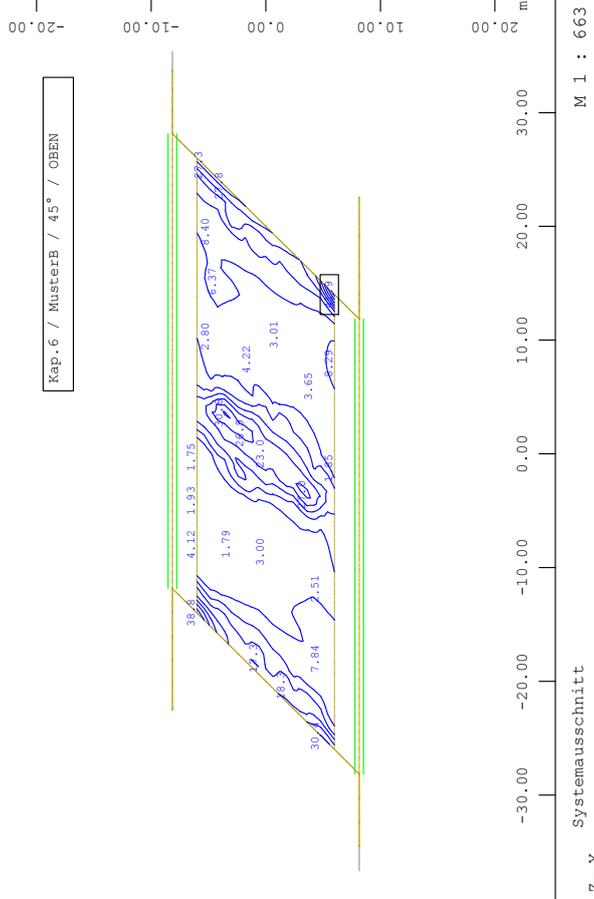


Kap.6 / MusterA / 45° / OBEN



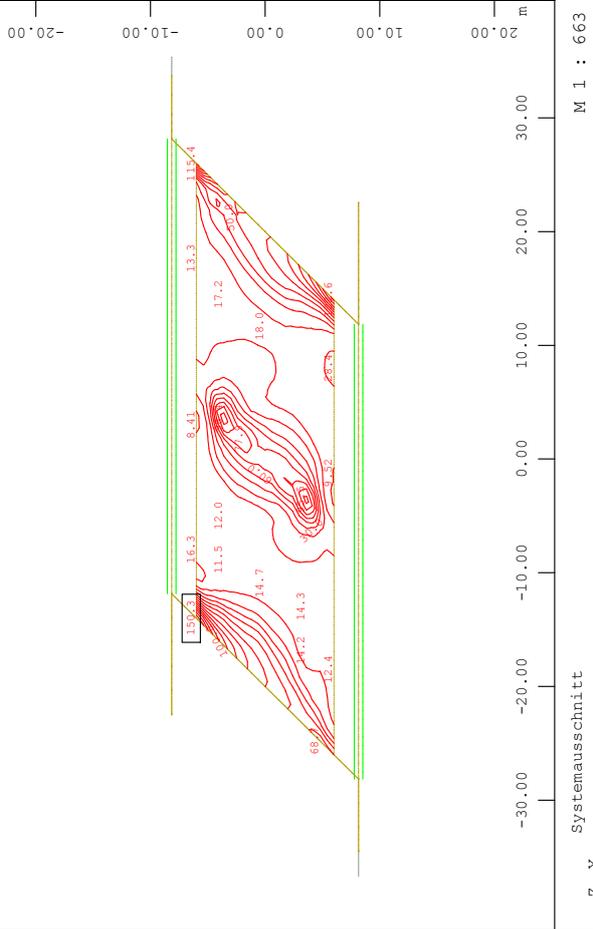
Systemausschnitt
 M 1 : 663
 Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.245

Kap.6 / MusterB / 45° / OBEN



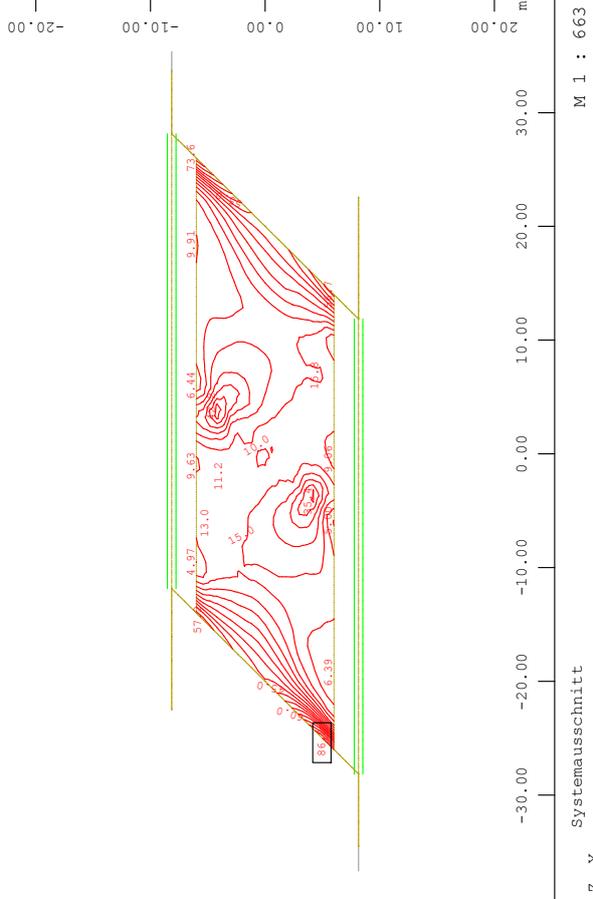
Systemausschnitt
 M 1 : 663
 Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0.892

Kap.6 / MusterA / 45° / OBEN



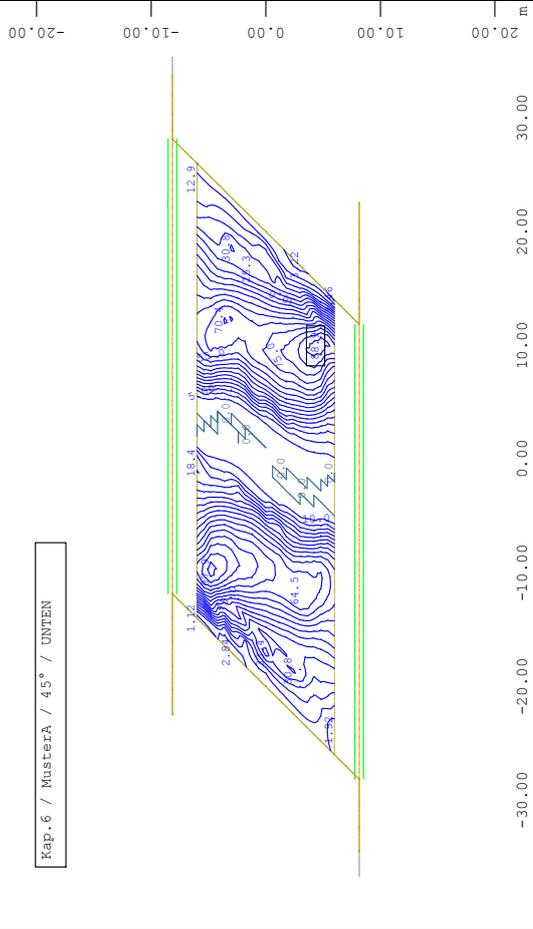
Systemausschnitt
 M 1 : 663
 Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 6.61

Kap.6 / MusterB / 45° / OBEN



Systemausschnitt
 M 1 : 663
 Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben aus der
 Elementmitte ↔, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 4.36

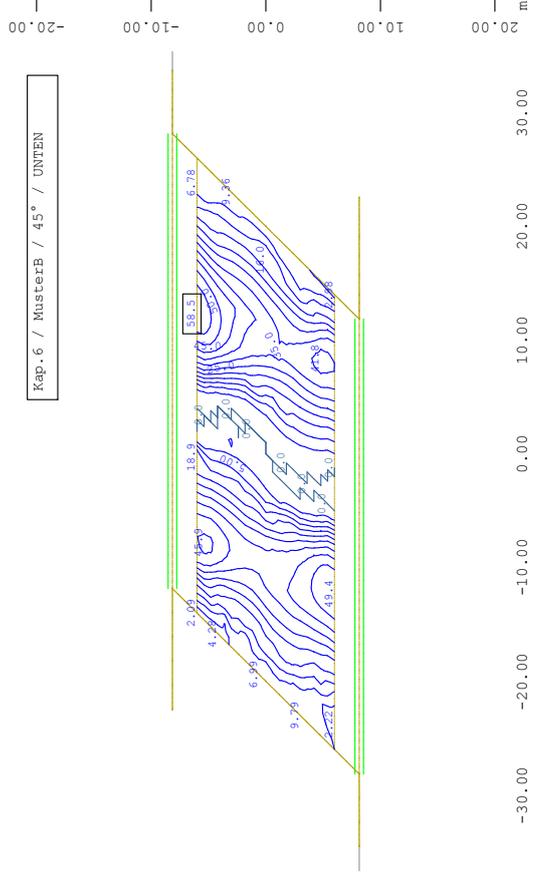
Kap.6 / MusterA / 45° / UNTEN



Systemausschnitt
 Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten aus der
 Elementmitte ↗, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0 bis

M 1 : 663

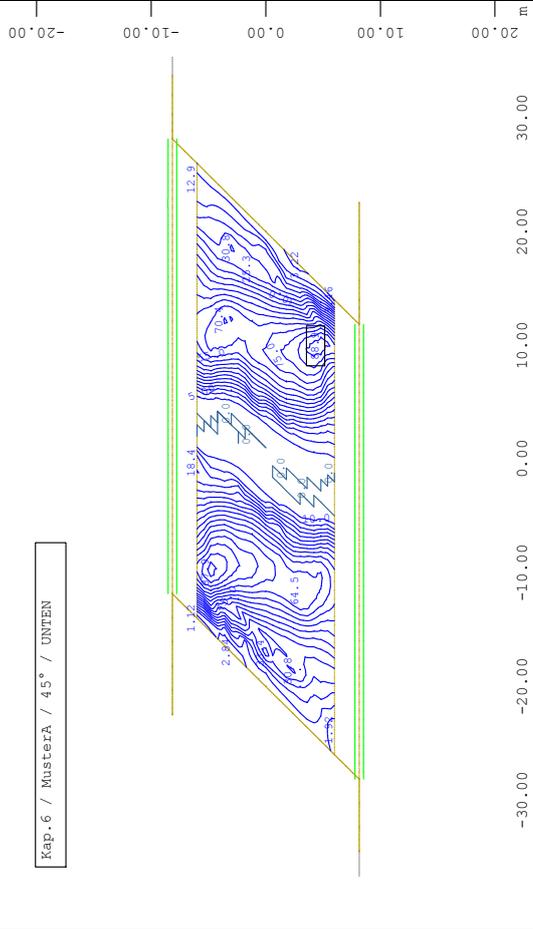
Kap.6 / MusterB / 45° / UNTEN



Systemausschnitt
 Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten aus der
 Elementmitte ↗, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0 bis

M 1 : 663

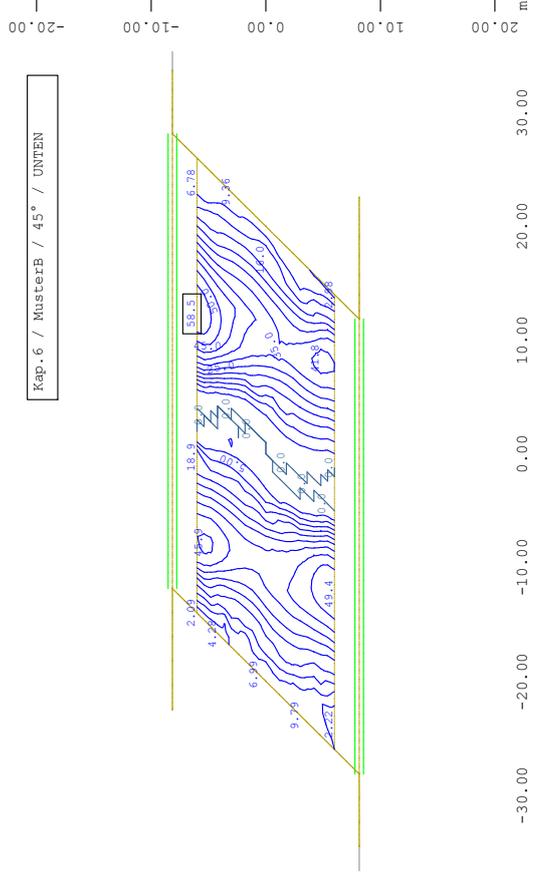
Kap.6 / MusterA / 45° / UNTEN



Systemausschnitt
 Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten aus der
 Elementmitte ↘, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0 bis

M 1 : 663

Kap.6 / MusterB / 45° / UNTEN



Systemausschnitt
 Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten aus der
 Elementmitte ↘, Bemessungsfall 1 Bemessung GZT , von 0 bis

M 1 : 663

