

Glatte Segmentfugen im Betonbrückenbau

Geneigte Fugenkonstruktion

Unteregger Lukas, BSc

März 2010

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere, als angegebene Quellen, nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich diese Arbeit bisher weder im In- noch im Ausland einem Beurteiler oder einer Beurteilerin in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe

Graz, März 2010

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken, welche mir diese Ausbildung ermöglicht und mir die Freiheit und die Unterstützung gegeben haben, meinen bisherigen Weg zu gehen.

Ein großer Dank gilt Herrn Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Lutz Sparowitz und Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Freytag, die mir mit ihrem persönlichen Einsatz und Engagement beim Erstellen dieser Diplomarbeit stets mit Rat und Tat zur Seite gestanden sind.

Für die Unterstützung danke ich auch den Mitarbeitern am Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU-Graz und meiner Lektorin Hannelore.

Von ganzem Herzen danke ich meiner Freundin Verena für die liebevolle Unterstützung.

Abschließend möchte ich mich noch bei meinen Geschwistern und all meinen Freunden bedanken, die mich durch die Studienzeit begleitet haben. Sie haben mich unterstützt, motiviert und mein Studium zu einer wunderschönen, unvergesslichen Zeit gemacht.

Kurzfassung

Die Ausführung der Fugen ist ein sehr wichtiger Bestandteil des Segmentbrückenbaus. Nach der theoretischen Analyse der Schubübertragung in der Druckzone und der Versagensmechanismen in der profilierten Fuge wird als Alternative in dieser Arbeit eine glatte Ausführung der Fuge untersucht und deren Anwendung diskutiert. Durch die Neigung in Richtung der Hauptspannungen kann eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit erreicht werden. Nach der analytischen Bestimmung der Grenzen des Anwendungsbereichs dieser Methode werden anhand der Variation der Schlankheit eines exemplarischen Brückentragwerks weitere Untersuchungen zum optimalen Neigungswinkel und zur Spannstahlersparnis angestellt. Als Grundlage dienen Schnittkräfte welche unter den Lasten nach Eurocode 1 mit Hilfe des Programms Sofistik® ermittelt werden. Anhand numerischer Modelle im Programm Abaqus® erfolgt dann die Untersuchung der genauen Spannungszustände in den Segmenten und speziell im Bereich der geöffneten Fuge. Zuerst wird ein dreidimensionales Modell eines Brückenquerschnitts untersucht und zur genaueren Analyse wird dann ein einzelner Steg als zweidimensionale Scheibe detailliert berechnet und ausgewertet.

Abstract

The construction of joints is a very important part of the segmental bridge design. The first step of this research work is a theoretical analysis of the shearforce transmission in the compressed part of the section and the failure modes of the profiled joint. Afterwards a plane execution of the joints is examined and its application is discussed. Through the inclination of the plane joints in the direction of the principal stresses the shearforce capacity can be increased. An analytical calculation shows the limits of the application-range. Additional researches regarding the optimal inclination angle and the possible reduction of prestressing steel are made by varying the slenderness of an exemplarily bridge. As the base of the study the internal forces were calculated with the program Sofistik ®. Based on numerical models, which were generated by Abaqus ®, a research about the tension-states in the segments, and especially in the area of the opened joint, was made. At first a threedimensional model of a bridge section is examined and to obtain a more detailed analysis also a singular web of the box-girder is generated and examined as a twodimensional shell.

Sintesi

La costruzione dei punti di giunzione è una parte molto importante dei ponti a segmenti prefabbricati in cemento armato. Per primo cosa viene fatta un'analisi teoretica del trasferimento delle forze di taglio nella zona di compressione di giunti profilati. Questo lavoro di ricerca propone un giunto liscio come metodo alternativo e discute il raggio d'utilizzazione di esso. Tramite l'inclinazione del giunto è possibile un incremento della resistenza alle forze di taglio. Dopo la determinazione analitica dei limiti di utilizzazione viene calcolato l'angolo d'inclinazione ottimale e il risparmio d'acciaio di precompressione tramite la variazione della snellezza di un ponte esemplare. Come base per queste indagini vengono utilizzati le forze interne calcolati col programma Sofistik®. Tramite modelli numerici generati nel programma Abaqus® segue un'analisi dei stati di tensione nei segmenti e specialmente nell'area dei giunti aperti. Per prima cosa viene esaminato un modello tridimensionale della sezione a cassone e per ottenere conoscenze approfondite viene utilizzato un modello bidimensionale a piattaforma di un unico setto laterale della sezione a cassone.

INHALT

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | EINLEITUNG | 10 |
| 1.1 | Allgemeines zu Segmentbrücken | 10 |
| 1.2 | Problemstellung und Ziel der Arbeit | 11 |
| 2 | STAND DER TECHNIK | 12 |
| 2.1 | Die Entwicklung der Segmentbauweise | 12 |
| 2.2 | Das Tragverhalten der Segmentbrücke | 16 |
| 2.3 | Das Tragverhalten der Fuge | 18 |
| 2.3.1 | Schubübertragung | 19 |
| 2.3.2 | Untersuchungen am Einfeldträger [2] | 21 |
| 2.3.3 | Untersuchungen am Mehrfeldträger [2] | 22 |
| 2.4 | Berechnung der Schub-Einwirkungen auf die Fugen | 23 |
| 2.5 | Versagensmechanismen von Fugen unter Schub-Druck-Beanspruchung | 24 |
| 2.6 | Die Trockenfuge – Normenstand | 27 |
| 2.6.1 | ÖNORM B 4750 Spannbetontragwerke (Ausgabe 01.11.2000) [16] | 27 |
| 2.6.2 | Bundesministerium für Verkehr, Deutscher Beton Verein Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern (Ausgabe 1999) [7] | 27 |
| 2.6.3 | AASHTO [2] (American Association of State Highway and Transportation) | 28 |
| 2.6.4 | Frankreich | 28 |
| 2.7 | Existierende Methoden für die Berechnung der Fugentragfähigkeit | 29 |
| 2.7.1 | Rombach und Specker [2] | 30 |
| 2.7.2 | Deutscher Beton Verein [1] | 31 |
| 2.7.3 | DIN 4227 Teil 3 – Brückenbau [1] | 31 |
| 2.7.4 | AASHTO 89 – Segmental bridges [6] | 32 |
| 2.7.5 | J. Turmo - Universidad de Castilla – La Mancha, Spanien [4] | 32 |
| 2.7.6 | JPCEA [7] | 33 |
| 2.7.7 | Wakasa, Otsuka, Yabuki – Forschungsbericht [7] | 34 |
| 2.7.8 | Vergleich der Methoden | 36 |
| 2.8 | Sicherheitskonzept | 37 |
| 3 | ANALYTISCHE UNTERSUCHUNG DER FUGENTRAGFÄHIGKEIT | 38 |
| 3.1 | Versagensmodi | 38 |
| 3.2 | Versuchs-Aufbauten | 43 |
| 3.3 | Bewertung existierender Berechnungsmethoden | 44 |
| 4 | DIE GLATTE TROCKENFUGE | 46 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 4.1 | Einleitung | 46 |
| 4.2 | Die geneigte, glatte Trockenfuge | 47 |
| 4.3 | Schnittkrafttransformation | 48 |
| 4.4 | Grundlagen zur Bestimmung des Anwendungsbereichs von geneigten Trockenfugen | 51 |
| 4.5 | Vergleich mit anderen Fugenformen | 53 |
| 4.6 | Schubkraftübertragung bei klaffender Fuge | 54 |
| 4.7 | Ermittlung des optimalen Fugeneigungswinkels | 61 |
| 4.7.1 | Einfeldträger | 61 |
| 4.7.2 | Mehrfeldsysteme | 65 |
| 4.7.3 | Optimaler Fugeneigungswinkel am Stützquerschnitt (positive Querkraft) | 73 |
| 4.7.4 | Maximaler Fugeneigungswinkel in Feldmitte (negative Querkraft) | 74 |
| 4.7.5 | Optimierter einheitlicher Fugeneigungswinkel am gesamten Tragwerk | 76 |
| 4.7.6 | Spannstahlersparnis | 77 |
| 4.8 | Auswirkungen auf das Segment | 78 |
| 5 | NUMERISCHE MODELLIERUNG DER GLATTEN FUGE | 80 |
| 5.1 | Beton | 80 |
| 5.2 | Spannglieder | 81 |
| 5.3 | Baustahl | 82 |
| 5.4 | Brückenquerschnitt unter realen Belastungen | 83 |
| 5.4.1 | Wahl der finiten Elemente | 83 |
| 5.4.2 | Modellierung der Fuge | 83 |
| 5.4.3 | Vorspannung | 84 |
| 5.4.4 | Die untersuchten Einzelmodelle | 85 |
| 5.4.5 | Vorgehen bei der Belastung | 88 |
| 5.4.6 | Ergebnisse, Interpretation | 88 |
| 6 | AUSBLICK | 98 |
| 6.1 | Zweidimensionales Modell der Fuge | 98 |
| 6.2 | Wahl der Finiten Elemente | 99 |
| 6.3 | Modellierung der Fugen und Materialien | 100 |
| 6.4 | Teil-Ergebnisse | 100 |
| 6.4.1 | Normalkraft-Schubübertragungs-Interaktion | 100 |
| 6.4.2 | Versagensmechanismen bei geöffneter Fuge | 103 |
| 6.5 | Zukünftige Forschungsziele | 105 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 7 | FAZIT | 106 |
| 8 | ZUSAMMENFASSUNG | 107 |
| 9 | ANHÄNGE | 110 |
| 9.1 | Anhang A – Eurocodes und Bemessungsgrundlagen | 110 |
| 9.2 | Anhang B - Vorgehen bei der Bemessung von Segmentbrücken | 114 |
| 9.3 | Anhang C – Beispielprojekt: Ragger-Graben-Brücke | 115 |
| 9.4 | Anhang D – Verkehrslastmodelle des Eurocode | 121 |
| 9.4.1 | Lastmodell 1 | 121 |
| 9.4.2 | Lastmodell 2 | 124 |
| 9.4.3 | Lastmodell 3 | 124 |
| 9.4.4 | Lastmodell 4 | 128 |
| 9.4.5 | Horizontallasten aus Verkehr | 128 |
| 9.5 | Anhang E – Sofistik Eingabe-Datei | 129 |
| 9.6 | Anhang F - Graphische Auswertung der numerischen Berechnungen | 141 |
| 9.6.1 | Modell Stützquerschnitt | 141 |
| 9.6.2 | Modell Feldquerschnitt | 149 |
| 10 | VERZEICHNISSE | 173 |
| 10.1 | Abbildungsverzeichnis | 173 |
| 10.2 | Tabellenverzeichnis | 176 |
| 11 | LITERATUR | 177 |

1 Einleitung

1.1 Allgemeines zu Segmentbrücken

Die Segmentbrückenbauweise stellt besonders im Ausland, speziell in Frankreich, Italien, Amerika und Südostasien bereits seit langem ein Standardverfahren bei der Brückenherstellung dar. In Europa versteht man darunter das Aneinanderreihen von Fertigteilen in Brückenlängsrichtung, welche mittels externer oder interner Vorspannung zusammengespannt werden. Im Gegensatz dazu sind im Englischen unter dem Begriff „segmental bridges“ sowohl durch abschnittsweise Betonage hergestellte Brücken, als auch Brücken aus in Fahrtrichtung nebeneinander liegenden Fertigteilen gemeint.

Bereits seit über 60 Jahren dauert die Entwicklung dieser Bauweise an; Nach den ersten Segmentbrücken von Eugene Freyssinet aus dem Jahr 1944 bis 1946 über die Marne, wurde diese Methode in den folgenden 20 Jahren selten angewandt, bis ein geeignetes wirtschaftliches Bauverfahren entwickelt und Bemessungsprobleme gelöst waren. In den Jahren 1962-1964 wurde die Choisy-le-Roi-Brücke (Abbildung 1) über die Seine mit Spannweiten von 37,5-55,0-37,5m gebaut. Sie wurde wie der Oleron Viaduct mit seinen 26 x 79m Spannweite (Abbildung 1) im Freivorbau errichtet. Diese Methode etablierte sich in den folgenden Jahren stark, und es wurden auch andere Bauverfahren, wie der Feldweise Vorbau und das Takt-schiebeverfahren, entwickelt.



Abbildung 1 Choisy-le-Roi-Brücke und Oleron Viaduct

Die Baukosten für Brücken konnten speziell bei sehr langen Konstruktionen extrem gesenkt werden. Die Ausführungsqualität ist unter kontrollierten Bedingungen in einem Fertigteilwerk prinzipiell besser als auf einer Baustelle, wo die Umweltbedingungen den Abbindeprozess des Betons beeinflussen. Durch die Möglichkeit der Qualitätskontrolle und die Möglichkeit der Aussortierung von Segmenten bei Qualitätsdefiziten kann die Hochwertigkeit der Segmente garantiert werden.

Durch die garantierte Herstellungsqualität sind höhere Belastungen des Baustoffs und somit grazilere und elegantere Konstruktionen möglich. Spezielle hochfeste Betone, welche durch die Vorspannverfahren erforderlich werden, können nur im Werk erzeugt und verarbeitet werden. Auch Oberflächenbeschaffenheit, farbige, strukturierte Flächen oder filigrane Bauteile sind dort ohne größeren Aufwand möglich. Auf die Serienfertigung, Normierung und Vereinfachung der Segmente entfällt zwar ein größerer Planungsaufwand, dieser wird jedoch durch Zeit- und Kostenersparnis beim Bau mehr als ausgeglichen.

Ein weiterer Kostenfaktor ist meist auch die Bauzeit am Standort der Brücke. Diese ist bei Fertigteilen nahezu wetterunabhängig, daher besser planbar und durch das Entfallen von Materialtransporten weniger aufwändig. Die Segmente können zwischengelagert werden und aushärten, daher ist die Brücke nach Aufbringen der Vorspannung sogleich voll belastbar, und es entfallen ungewollte Kriechverformungen des jungen Betons aus temporären Bauzu-

ständen. Kleinere Segmente bewirken kleinere Schwindspannungen und kleinere Zwänge durch Hydratationswärme, und es verringert sich so die erforderliche Mindestbewehrung.

Durch die volle Vorspannung entfallen im Gegensatz zu Ortbetonbauwerken auch viele Dauerhaftigkeitsprobleme, welche auf der normalerweise üblichen Mikrorissbildung beruhen. Durch die besprochene Betongüte und Verarbeitungsqualität kann eine weitere Dauerhaftigkeitssteigerung erreicht und somit eine Reduktion der Lebenszykluskosten erzielt werden.

Nachdem auch der Abriss heutzutage beachtet werden muss, bietet sich hier gegenüber Ortbetonkonstruktionen auch der Vorteil der „Zerlegbarkeit“.

Die Nachteile dieser Bauweise liegen hauptsächlich im Verlust der Robustheit durch das Fehlen der durchgehenden schlaffen Längsbewehrung. Die Segmentbauweise ist aufgrund der vollen Vorspannung und des daraus resultierenden großen Spannstahlbedarfs meist auch kostenintensiver in der Bauphase als eine Ortbetonausführung. Diese Kosten werden aber durch die größere Lebensdauer und die geringeren Wartungsspesen kompensiert, sodass annähernd gleiche Lebenszykluskosten entstehen. [0] [1] [2]

1.2 Problemstellung und Ziel der Arbeit

Die heute gängige Ausführung der Fugen zwischen den Segmenten stellt eine Kompromisslösung dar. Mit der profilierten Fuge steht zwar eine Bauweise zur Verfügung, welche die Querkraftübertragungsansprüche der Segmentbauweise erfüllt, jedoch basiert diese aufwändige Konstruktionsweise auf einem konservativen Sicherheitsprinzip. In dieser Arbeit sollen andere Möglichkeiten der Fugenausbildung untersucht werden, welche zur besseren Ausnutzung der Baustoffeigenschaften und zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit bei Erhaltung der Vorteile der Segmentbauweise verhelfen sollen.

Bereits frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass eine rein auf Reibung basierende glatte Ausführung der Fuge ein sehr ähnliches Tragverhalten des Gesamtsystems bewirkt wie eine profilierte Fuge, jedoch deren Schubtragfähigkeit unterschreitet.

Die grundlegende Idee ist, durch die Neigung der glatten Fuge eine Steigerung der Tragfähigkeit zu erzielen, um so auf eine Profilierung verzichten zu können.

Ziel dieser Arbeit ist es, die gängigen Fugenkonstruktionen eingehend zu untersuchen, den Anwendungsbereich der geneigten Fuge zu ermitteln und deren Relevanz für die Praxis zu erörtern.

Im Rahmen einer FE-Studie sollen die Spannungen im Bereich der geöffneten Fuge untersucht und eventuelle, durch die Neigung bedingten Veränderungen, beobachtet werden.

2 Stand der Technik

2.1 Die Entwicklung der Segmentbauweise

Ausgehend von interner Vorspannung mit Verbund, welche wie schlaffe Bewehrung zusätzlich lokale Spannungen des Betons aufnimmt, geht die Entwicklung weltweit in Richtung externer Vorspannung. Aufgrund der Verlegung der internen Spannglieder in den Stegen, sind bei externer Vorspannung leichtere Querschnitte mit schmäleren Stegen möglich. Die aufwändige Verlegung der im Betonquerschnitt liegenden Hüllrohre muss zudem sehr sorgfältig vorgenommen werden, da ein Eindringen von Beton fatale Auswirkungen hätte. Die von der Fuge ausgehende Korrosionsgefahr hat auch zu Schadensfällen geführt, sodass die externe Vorspannung nun den Stand der Technik darstellt. Diese hat weiters den Vorteil, dass die Spannglieder jederzeit nachspannbar, austauschbar und überprüfbar sind, was die Lebensdauer einer solchen Konstruktion verlängert. Vorspannsysteme sind derzeit in verschiedensten Ausführungen erhältlich, sie zeichnen sich jedoch hauptsächlich dadurch aus, dass die extrem leistungsfähigen Spannstahtlitzen durch hochwertige Kunststoffhüllrohre vor mechanischen und korrosiven Einwirkungen geschützt sind. Somit entfällt auch das unzuverlässige Verpressen der Hüllrohre, und die Bauphase wird temperaturunabhängiger.

Ein Nachteil dieser Vorspanntechnik ist der Verlust an statischer Nutzhöhe. Durch die Verlegung im zugänglichen Hohlraum des Kastenquerschnitts bleibt der Bereich vom Spannglied bis zum betreffenden Außenrand des Querschnitts als ungenutzte Tragwerkshöhe zurück.

Die technologisch hoch entwickelten Korrosionsschutzmittel auf Fettbasis, welche die Spannlitzen ummanteln, wirken zusätzlich als Schmiermittel. Sie vermindern die Reibung beim Spannvorgang und haben dadurch auch positive Auswirkungen bei dynamischen Belastungen.



Abbildung 2 Externe Vorspannung im Kastenquerschnitt [11],[12]

Als Querschnitt hat sich der Hohlkastenquerschnitt in der Geschichte des Segmentbrückenbaus bewährt und wurde stets weiterentwickelt. Er bietet sich aufgrund seiner hervorragenden Torsionssteifigkeit und seinem geringen Eigengewicht bei großem Trägheitsmoment an. Bei der Produktion der Elemente erweist er sich als gut schalbar und ermöglicht den unkomplizierten Einbau von Spezialbauteilen, wie Umlenksätteln und Querschotten, welche das gestalterische Bild der Brücke nicht verändern. Da extern geführte Spannglieder vor Fahrzeugbrand und Vandalismus geschützt werden müssen, bietet sich auch in diesem Fall ein Hohlkastenquerschnitt an, wo die Kabel zudem gut verlegbar sind und wartbar bleiben. (siehe Abbildung 2)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist in allen Normenwerken für Segmentbrücken eine Druckspannungsreserve am Zugrand vorgeschrieben. Bei überdrückten Fugen verhält sich das Tragwerk wie ein Massivbetonbauteil. Somit können auch die für die Bemessung nötigen Nachweise wie bei Ortbetonkonstruktionen erfolgen.

Das Verhalten der Segmentbrücke im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist durch das Öffnen der Fugen charakterisiert. Anhand von numerischen Modellen hat Specker in [2] dieses Verhalten untersucht, und ein Großversuch am „Second Stage Expressway“ in Bangkok hat diese Ergebnisse bestätigt.

Die Berechnungen von Segmentbrücken anhand analytischer Modelle führten nur bedingt zu den gewünschten Ergebnissen. Eine Modellierung des Durchbiegungsverhaltens war möglich, aber nicht die Bemessung der Brücke, da hier die Fugenöffnung nur begrenzt dargestellt, und auch die Veränderung der Spanngliedlage bei externer Vorspannung nicht berücksichtigt werden kann. Es existieren Formelwerke von Virlogeux und Huang, welche diese Zusammenhänge mit Hilfe von vereinfachenden plastischen Gelenkzonen in den Fugen erfassen, diese sind jedoch sehr kompliziert und sind deshalb keine wirkliche Alternative zu numerischen Modellen.

Die Ausführung der Fuge hat sich im Lauf der Geschichte der Segmentbrücke sehr verändert und ist neben der Tragfähigkeit auch für die Wirtschaftlichkeit des Tragwerks von großer Bedeutung.

Ursprünglich wurden die Segmente einzeln geschalt und auf der Baustelle mittels einer Betonfuge von 20 bis 60 cm Länge verbunden, wo auch die Bewehrung gestoßen werden konnte. Durch den guten Verbund beruhte die Tragwirkung auf denselben Prinzipien wie bei einem massiven Bauteil. Diese Bauweise erlaubte zwar große Toleranzen bei der Herstellung der Segmente, war jedoch arbeitsintensiv und erforderte wiederum umständliche Schalung und Bewehrungsverlegung vor Ort.

Die Entwicklung einer 7 bis 12 cm starken Mörtelfuge reduzierte zwar die Arbeit auf der Baustelle, verschaffte aber den Segmenten doch den direkten Verbund bei verhältnismäßig großen Produktionstoleranzen.

Zur Übertragung der Druckkräfte ist eine Fugenkonstruktion nicht erforderlich, da Druckspannungen auch ausschließlich über Kontakt abgetragen werden können. Während die Zugkräfte über die Spannkabel übertragen werden, ist die Betondruckfestigkeit der limitierende Faktor für die Druckzone, welche sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit extrem einschnüren kann.

Es gibt derzeit drei Möglichkeiten, Fugen auszubilden. Einerseits Epoxy-Fugen, welche bei einer Schichtdicke von < 3 mm schon eine passgenaue Betonage der Segmente voraussetzen. Bei diesem Verfahren werden die Segmentoberflächen vor der Assemblierung mit den Grundsubstanzen des Kunstharzes bestrichen. Für die optimale Polymerisation des Zweikomponentenklebstoffes ist neben einer Mindest- auch eine Maximaltemperatur vorgeschrieben, und die Segmente müssen während der langen Aushärtungszeit mit einer temporären zentrischen Maximalvorspannung gegeneinander gepresst werden. Als zweite Möglichkeit ergibt sich die nachträgliche Verpressung der Fuge mit Epoxidharz, welche jedoch ähnlich lange Aushärtungszeit und eine temporäre zentrische Vorspannung voraussetzt, sich aber durch eine bessere Verteilung bei Passungenauigkeiten auszeichnet. Mit den Epoxidharzen wurden zwar im Labor Versuche durchgeführt, wonach das Harz die Zug und Scherfestigkeit des Betons übertrifft, durch die Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsabhängigkeit kann aber eine Zu-

verlässigkeit bei der Herstellung auf der Baustelle nicht garantiert werden. In einer Kette von qualitativ hochwertigen Elementen auch noch einen Teil einzubauen, der auf der Baustelle nur schwer in konstanter Qualität herzustellen ist, mindert die Qualität des Gesamtsystems stark. Diese Verfahren schränken somit die Leistungsfähigkeit der Segmentbauweise extrem ein. In den meisten Ländern sind Epoxidharzfugen speziell in Frostgebieten vorgeschrieben. Dabei dient das Harz lediglich als Dichtung zur Vermeidung des Eindringens von Wasser und Eisbildung. Die starke Temperaturabhängigkeit im Aushärtungsvorgang kann auch durch Erwärmen der Segmente nicht wettgemacht werden, da hierbei große Temperaturspannungen erzeugt werden, sodass die optimale Frühfestigkeit nur in einem schmalen Außentemperaturband erreicht werden kann.

Das Einsickern von Wasser von oben wird immer, also auch bei Epoxidharzfugen, verhindert, indem man eine 2,5 cm tiefe Kerbe am oberen Plattenrand mit Mörtel vergießt.

Die Epoxy-Fuge vermindert die Duktilität des Gesamtsystems und es kann zu ungünstiger Rissbildung kommen, da die Festigkeit des Harzes die des Betons überschreiten kann und so der Riss nicht genau entlang der Fuge, sondern auch „hinter“ den Schubnocken verlaufen kann, wodurch eine nahezu glatte Fuge entsteht, und jegliche Vorteile der Schubprofilierung verloren gehen.

Speziell im Brandfall ist eine Epoxyfuge ein Sicherheitsrisiko, denn die Festigkeiten des Harzes lassen bei Temperaturanstieg sehr schnell nach und können zu vorzeitigem Versagen der Konstruktion führen.

Epoxydharze haben zudem Nachteile bzgl. Arbeit und Umweltschutz, aufgrund gesundheits-schädlicher Lösungsmittel und ätzender Dämpfe.

Die dritte Art der Fugengestaltung ist die Trockenfuge. Ohne Wartezeit aufgrund der Aushärtezeit des Harzes und ohne Montageverzögerung bei widriger Witterung kann ein Element nach dem anderen aneinandergereiht werden. Sofort nach der Fertigstellung eines Brückenabschnittes oder nach jedem Segment, können die Spannglieder eingeführt und auf den endgültigen Betrag vorgespannt werden.

Das hohe Alter des Betons und das Fehlen einer „jüngeren“ Fugenschicht erlauben die sofortige Verkehrsbelastung des Tragwerks nach Aufbringen der Vorspannkraft.

Bei bisher ausgeführten Segmentbrücken mit trockener Fuge sind keine Probleme aufgetreten, somit scheint die Verklebung nicht unbedingt notwendig zu sein. [1][2]

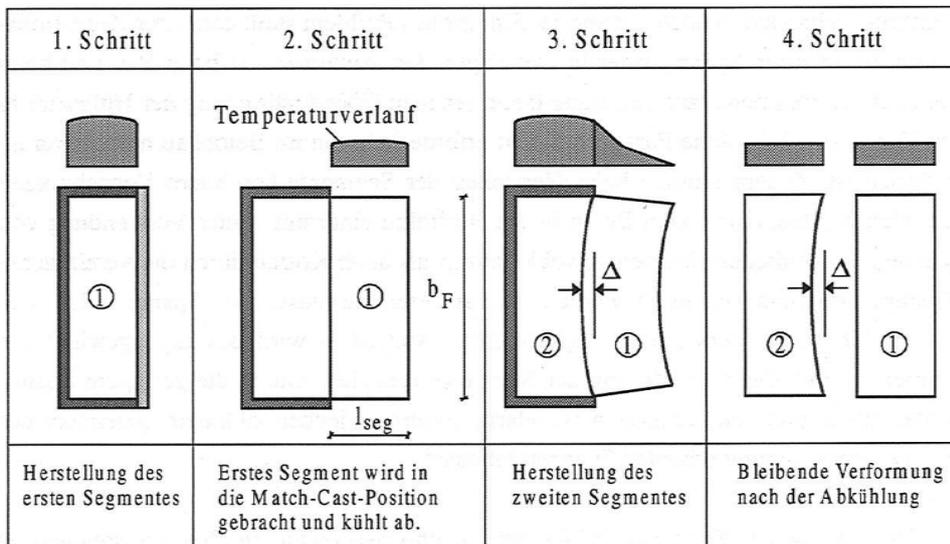


Abbildung 3 Bowing-Effekt [2]

Ein entscheidender Faktor beim Bau von Segmentbrücken ist die Produktion der einzelnen Bauteile. Neben den Vorteilen, wie der kurzen Bauzeit, der hohen Qualität der Bauteile durch die Werksfertigung und der Möglichkeit der sofortigen Belastung, gibt es auch Nachteile. Diese Bauweise erfordert noch höheren Planungsaufwand und Genauigkeit bei der Produktion der Bauteile.

Mit dem derzeitigen Angebot von Lasersteuerungen und -messungen sowie den match-cast-Verfahren sind sehr geringe Bautoleranzen möglich. Ein Faktor jedoch lässt sich nur sehr schwer in den Griff bekommen, die Hydratationswärme.

Durch das Aushärten des Betons steigt die Temperatur im Inneren des Bauteils an und diese überträgt sich auch an das Match-cast-Segment. Dieses hat aufgrund der bereits abgeschlossenen Hydratation anfangs eine ganz andere Temperatur und verändert seine Form durch die Erwärmung. Wie in Abbildung 14 dargestellt, beeinflusst dies die Passgenauigkeit der Segmente stark und verursacht große Einbußen bei der Übertragung der Kräfte von einem Segment zum nächsten. Schubnocken und Reibungsflächen berühren sich nicht vollständig und die Kräfte haben in den effektiven Berührungsflächen viel größere Spannungen zur Folge als vorgesehen. Durch Wärmebehandlungen der Match-Cast-Segmente versucht man derzeit diese Effekte zu minimieren, ganz verhinderbar sind sie jedoch im Match-Cast-Verfahren nicht. [2]

2.2 Das Tragverhalten der Segmentbrücke

Eine Segmentbrücke besitzt im Unterschied zu einer Ort betonbrücke keine durchgehende Betonstahlbewehrung in Brückenlängsrichtung. Allein die Vorspannkraft gewährleistet die Tragfähigkeit der Fuge und bildet das Zugband, während sich über die Kontaktflächen der Segmente hinweg ein Druckbogen ausbildet.

Konstruktionen mit Fugen bzw. „Sollrisstellen“-im Fall von verklebten Fugen weisen ein duktiles Verhalten auf. Nach Überschreitung des Rissmomentes bzw. der Dekompression bei Trockenfugen stellt sich zwar eine geringere Biegesteifigkeit ein, die Tragsicherheit bleibt jedoch vorhanden und die Belastung kann noch gesteigert werden bis die Spannglieder oder der verbleibende Betonquerschnitt die Festigkeitsgrenzen überschreiten.

Beim Massivbetonquerschnitt wird das verbleibende Moment nach der Erstrissbildung von der schlaffen Bewehrung durch lokale Dehnung aufgenommen. Ebenso geschieht dies bei internen Spanngliedern mit Verbund, währenddessen muss bei Bauteilen in Segmentbauweise und externer Vorspannung aufgrund der näherungsweise konstanten Vorspannkraft jegliches Moment über dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit über die klaffende Fuge übertragen werden.

Das Tragwerk reagiert auf die Einwirkung vollkommen reversibel und ohne Einfluss auf die Dauerhaftigkeit, auch bei dynamischer Belastung. Besonders im Zeitalter sehr leistungsfähiger Baustoffe, im Besonderen der Ultrahochfesten Betone und Spannstähle, steckt sehr viel Potenzial in dieser Bauweise.

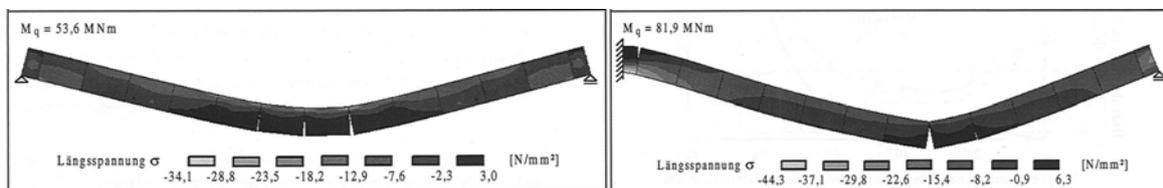


Abbildung 4 Verhalten von Ein- und Mehrfeldträgern im Versagensfall [2]

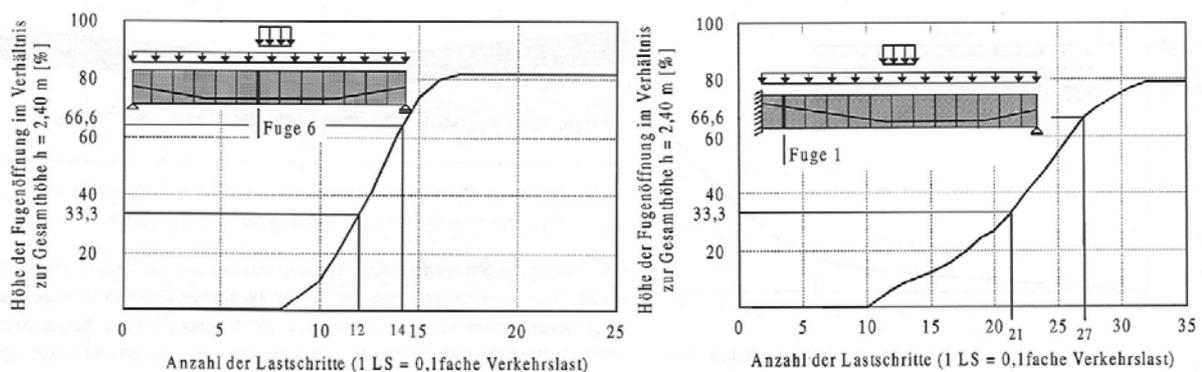


Abbildung 5 Höhe der Fugenöffnung im Verhältnis zur Gesamthöhe [2]

Abbildung 4 zeigt, wie beim Einfeldträger die Höhe der Fugenöffnung innerhalb weniger Lastschritte nach Dekompression bis zum Obergurt ansteigt, dabei öffnen sich mehrere nebeneinanderliegende Fugen (siehe Abbildung 3).

Währenddessen öffnet sich bei Mehrfeldträgern nur eine Fuge neben dem Auflager, die nächste ist schon überdrückt. Die Ursache dafür liegt im Verlauf der Biegemomente. Durch den großen Bereich im Feld wo große Biegemomente wirken vollzieht sich eine größere Biegesteifigkeitsreduktion als am Stützquerschnitt wo die Momente auf kurzer Distanz stark ansteigen. Dadurch ist auch erklärbar, dass das durch große Verformungen zum Versagen des Tragwerk führende Rotationsgelenk sowohl beim Einfeld- als auch beim Mehrfeldträger in Feldmitte entsteht.

Die Höhe der Fugenöffnung ändert sich am Stützquerschnitt langsamer als im Feld. Erst viel später ist die Fuge vollständig bis zum Untergurt geöffnet. Die Fuge, welche durch ein negatives Biegemoment beansprucht wird, öffnet sich weniger weit als die Fuge, welche durch ein positives Biegemoment beansprucht wird, da der Schwerpunkt näher am Obergurt liegt als am Untergurt. Somit ist die Lage des Schwerpunkts die Ursache für die Größe der Fugenöffnung.

Im Vergleich zum Einfeldsystem kommt es bei Mehrfeldträgern nach dem ersten Öffnen der Fugen zu einer Umlagerung der Momente. Aufgrund mehrerer geöffneter Fugen im Feldbereich sinkt dort die Steifigkeit mehr als am Auflager und die Momente lagern sich vom Feld in den Stützbereich um.

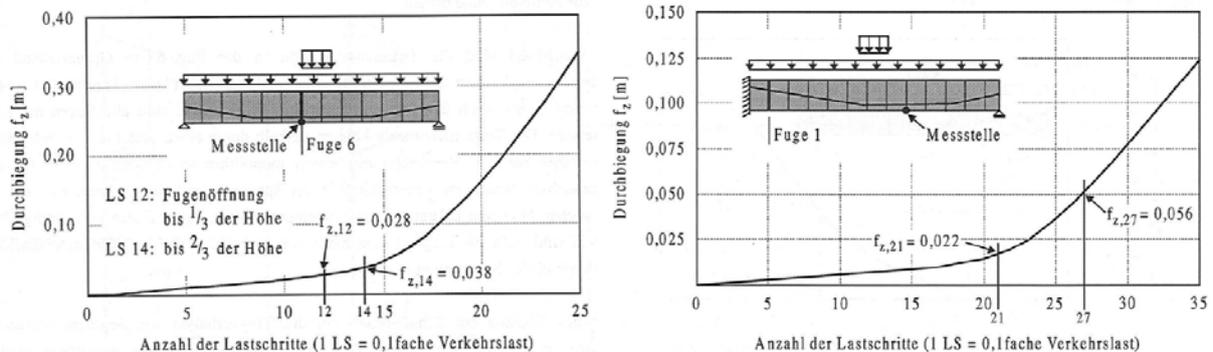


Abbildung 6 Durchbiegung von Ein- und Mehrfeldträger [2]

Abbildung 5 zeigt die typisch bilinearen Verläufe, welche durch Änderung der Biegesteifigkeit entstehen. Beim Einfeldträger vollzieht sich dieser Wechsel vom überdrückten Querschnitt zum Zweipunktquerschnitt mit Druckkraft im Beton-Gurt und Zugkraft in den Spanngliedern jedoch schneller als über dem Auflager. [1][2]

2.3 Das Tragverhalten der Fuge

Durch die Anforderung der vollen Vorspannung bei Segmentbrücken wird auch bei der seltenen Einwirkungskombination der Querschnitt überdrückt, und es folgt daraus die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wie bei Massivbauteilen.

Nur bei sehr geringem Reibungsbeiwert zwischen den Segmenten könnte bei glatten Fugen ein Gleiten auftreten. Nach den Erkenntnissen von Specker hat die profilierte Fuge im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keinen Einfluss auf die Spannungen in der Brücke und deren Bestimmung erfolgt nach der elastischen Balkentheorie.

Nach Überschreitung des Dekompressionsmoments öffnet sich jedoch die Fuge, und die Biegesteifigkeit reduziert sich deutlich. Wenn in diesem Zustand die Fließ- bzw. Bruchgrenzen noch nicht erreicht sind, ist eine weitere Laststeigerung möglich und es zeigt sich bei Momentenzuwachs wieder eine lineare Steigerung der Durchbiegung. Dieses näherungsweise bilineare Verhalten zeichnet sich durch enorme Duktilität aus, endet aber genauso wie das Verhalten des monolithischen Spannbetonträgers mit dem Bruch der Druckzone. Numerische Berechnungen und auch Großversuche haben gezeigt, dass sich bei extern vorgespannten Segmentbrücken die Fugen aufgrund fehlender Schlabfbewehrung innerhalb weniger Belastungsschritte bis zur Fahrbahn- bzw. Bodenplatte öffnen, sich aber die Druckzonenhöhe dann nicht weiter kontinuierlich bis zum Bruch verkleinert, sondern fast konstant bleibt.

Durch das Öffnen der Fuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit schnürt sich die Druckzone ein und es verringert sich die Fläche, wo der Schub aus Querkraft und Torsion übertragen werden kann. Das räumliche Fachwerkmodell kann sich nicht ausbilden, da es keine durchgehende schlaffe Bewehrung gibt und es kommt zu einer Kräfteumlagerung. [2]

In den Stegen werden derzeit kleine, eng aneinander liegende Schubnocken angeordnet, während in Fahrbahn und Bodenplatte längliche Einzelnocken die Übertragung der Schubkräfte gewährleisten. Diese Problematik ist vor allem bei statisch unbestimmten Systemen von Bedeutung, da nur hier die Punkte maximaler Biegebelastung mit den Punkten maximaler Schubbelastung aus Torsion und Querkraft über dem Zwischenaufleger zusammentreffen.

In [2] wurden anhand numerischer Modelle einerseits die Spannungen an einer glatten Fuge untersucht und parallel dazu auch die derzeit verwendete Profilierung exakt modelliert. Die Modelle wurden an Einfeld- und Mehrfeldträgern bzw. am Einfeldträger mit einseitiger Einspannung angewandt und mit den Lastfällen für maximale Querkraft und maximale Torsion belastet.

2.3.1 Schubübertragung

Zur Übertragung der Schubspannungen aus Querkraft und Torsion wurden die Fugen der ersten Segmentbrücken mit stark bewehrten Schubnocken wie in Abbildung 6 versehen. Zur Schubbemessung wurde deren Tragwirkung ähnlich wie bei Konsolen ermittelt. Der Entwurfsvorgang und die Bemessung waren insofern klar vorgegeben, es kam jedoch aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung in einigen Fällen zu extremer Rissbildung im Bereich der Schubkonsole.

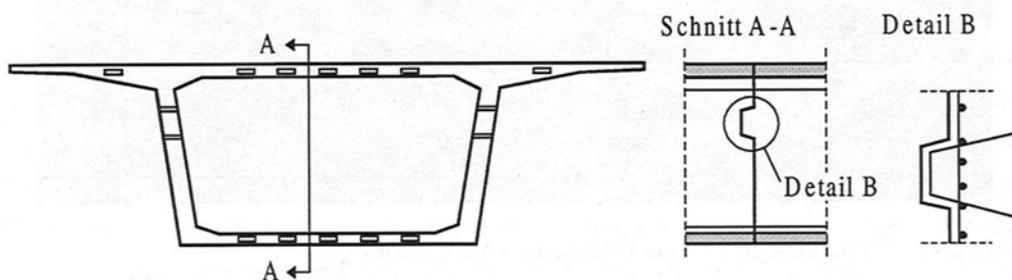


Abbildung 7 Fuge mit bewehrter Schubnocke [2]

Um eine solche konzentrierte Einleitung der Schubspannungen zu vermeiden, werden die Segmentkontaktflächen heutzutage mit unbewehrten Profilen ausgeführt, welche eine gleichmäßigere Übertragung der Schubkräfte gewährleisten sollen.

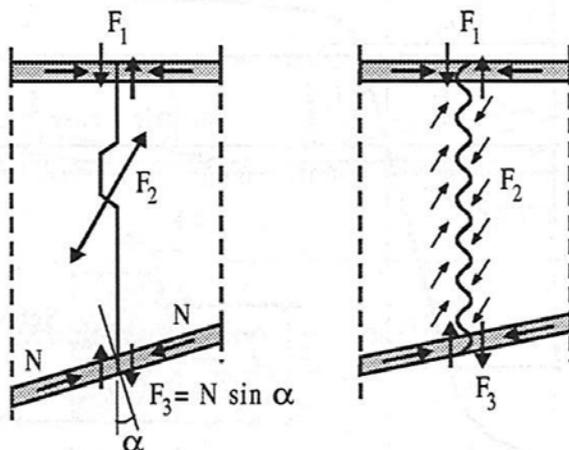


Abbildung 8 Schubübertragung von Schubnocke und Profilierung [2]

Das in Abbildung 7 dargestellte Prinzip wurde anhand von vielen kleinen Schubnocken umgesetzt. Anhand numerischer Modelle und anhand von Versuchen wurde eine ideale Schubprofilierung entwickelt. Diese setzt sich wie in Abbildung 8 ersichtlich aus eng beieinander liegenden eckigen Schubnocken im Stegbereich und einzelnen länglicheren Nocken im Ober- und Untergurtbereich zusammen.

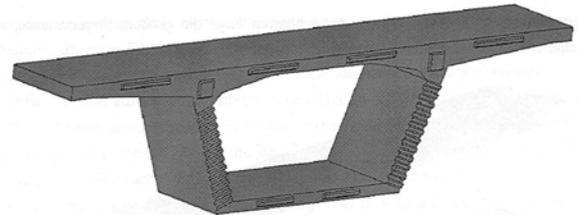
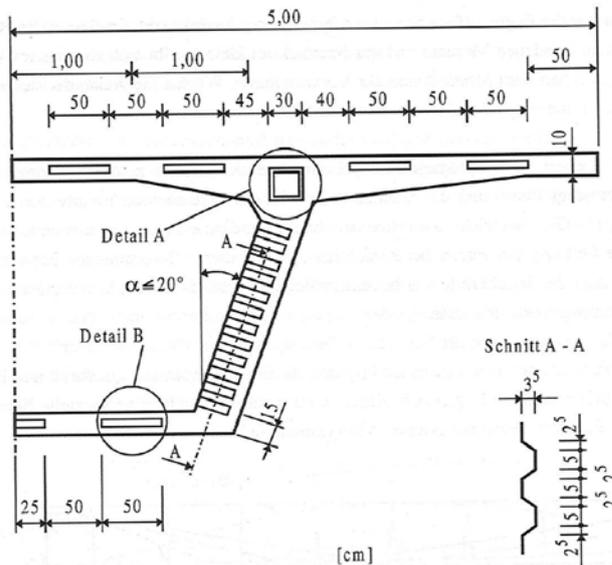


Abbildung 9 Schubprofilierung im Detail und 3D-Darstellung [2]

Die genaue Form und Größe der Schubnocke wurde von Specker näher untersucht und die lokalen Spannungsverläufe analysiert. In diesen Untersuchungen wird jedoch eine Vorspannung vorausgesetzt. Der Versuchsaufbau lässt keine Auswertung für einen Fall ohne Vorspannung zu. Aus der Neigung der Schubnockenflanken bei Querkraftbelastung resultiert bereits eine Normalkraft durch Zwang. Die in Kapitel 2.6 gezeigten Verläufe der übertragbaren Schubkräfte sollten im Bereich kleiner Vorspannungen unter diesem Aspekt kritisch betrachtet werden (siehe Kapitel 3). [2][3]

2.3.2 Untersuchungen am Einfeldträger [2]

Lastfall maximale Querkraft:

Dieser Lastfall zeichnet sich dadurch aus, dass kein zugehöriges Torsionsmoment vorhanden ist. Durch die ausschließliche Schubbelastung aus Querkraft kommen die Schubnocken nur im Bereich der überdrückten Fuge in Kontakt und übertragen die Schubspannungen von einem Segment in das Nächste. Dadurch ergeben sich für die zwei untersuchten Modelle nahezu identische Spannungsverläufe. Die Profilierung hat somit in diesem Fall keine Auswirkungen auf das Tragverhalten des Gesamtsystems und den Spannungsverläufen in der Fuge.

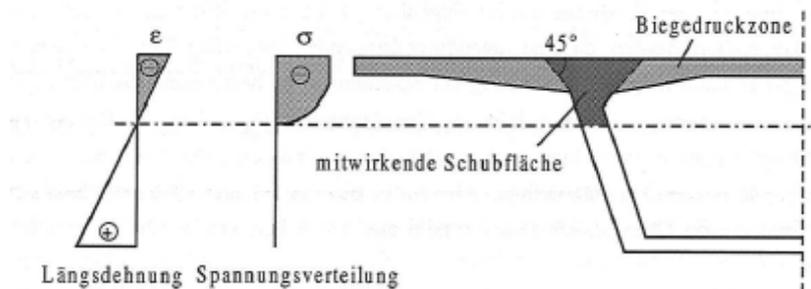


Abbildung 10 Dehnung und Spannung in der Segmentfuge [2]

Nach dem Öffnen der Fuge kommt es zu einer Konzentration der vertikalen Schubspannungen auf die Biegedruckzone, nachdem $2/3$ der Fughöhe geöffnet sind, kommt es zum Anstieg der vertikalen Schubspannungen in der Druckzone der Fahrbahnplatte in Nähe der Stege (siehe Abbildung 9). Der Anteil der Schubspannungen im verbleibenden Steganteil verliert zusehends an Größe und die Schubsteifigkeit der Platte gewinnt an Bedeutung bei der Übertragung der Schubkräfte und muss in den Berechnungen berücksichtigt werden.

Lastfall maximale Torsion:

Durch das Zusammenspiel von maximaler Torsion, der zugehörigen Querkraft und einem geringeren Biegemoment, kommt es zu einer kleineren Fugenöffnung als beim vorhergehenden Lastfall. Durch das Öffnen der Fuge wird der Schubfluss im Kastenquerschnitt jedoch gestört und die nun durch St.Venant`sche Torsion abzutragenden Torsionsschubspannungen bewirken ein vertikales Kräftepaar in den Stegen. Diese gegenläufigen Kräfte bewirken zusätzliche sekundäre Normalspannungen aus Wölbkrafttorsion und Profilverformung was sich durch eine Schiefstellung der Spannungsnulllinie und die daraus resultierende ungleiche Fugenöffnung äußert.

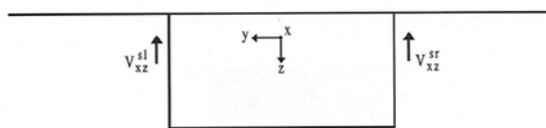
Die horizontale Kraft V_{bxy} kann sich nicht ausbilden und lagert sich, wie in Abbildung 10 gezeigt, in ein horizontales Kräftepaar in den Stegen um.

Mit ansteigender Fugenöffnung verringert sich der Hebelsarm dieser Kräfte und ihr Anteil am Torsionsmoment sinkt. Die Schubspannungen τ_{xy} konzentrieren sich immer mehr in der Druckzone der verbliebenen Steganteile, bis zum Schluss nur noch Fahrbahnplatte zur Schubübertragung zur Verfügung steht. Dann entsteht ein zusätzliches drittes Kräftepaar V_{xz}^{fl} und V_{xz}^{fr} zur Abtragung der Torsion des Querschnittes.

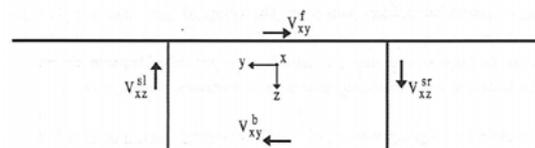
Unter diesen Belastungen ist die gegenseitige Verformung der Segmente so groß, dass die Profilierung auch in nicht überdrückten Bereichen der Fuge in Kontakt tritt und Schubübertragung möglich wird. Daraus ergeben sich geringfügig verschiedene Verläufe für die zwei untersuchten Fugenmodellierungen.

Die genaue Abschätzung bzw. Bemessung mit dieser Kraft ist jedoch nicht möglich, da die Fugenöffnung nicht genau berechenbar ist. Der konservative Ansatz, dass man nur den überdrückten Bereich der Fuge bei der Schubbemessung beachtet, ist somit aufgrund der nicht verhinderbaren Streuung der Parameter und der Passungsgenauigkeiten der Segmente gut vertretbar.

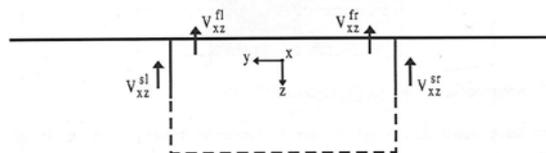
Lastabtragung für Querkraft über eine geschlossene Fuge:



Lastabtragung für Torsion über eine geschlossene Fuge:



Lastabtragung für Querkraft über eine offene Fuge:



Lastabtragung für Torsion über eine offene Fuge:

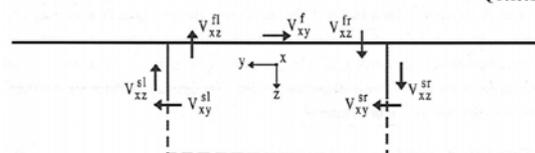


Abbildung 11 Lastabtragung für Querkraft und Torsion bei geöffneter Fuge [2]

2.3.3 Untersuchungen am Mehrfeldträger [2]

Lastfall maximale Querkraft:

Bei Mehrfeldträgern treffen große Biegemomente und die maximale Querkraft über den Auflagern zusammen. So kommt es auch im Lastfall, maximale Querkraft, zu großen Schubverformungen und zur daraus folgenden Schubübertragung über nicht überdrückte Bereiche der Schubprofilierung.

Nach der Konzentration der Schubspannungen auf die Stege, kommt es bei beiden Modellen zur zunehmenden Umlagerung in die Gurtplatte. Bei der Modellierung ohne Schubnocken wird die Gurtplatte jedoch viel früher mit den Schubspannungen belastet.

Die geringeren Abmessungen der Bodenplatte im Verhältnis zur Fahrbahnplatte haben eine geringere Steifigkeit zur Folge, was sich auch auf die Widerstandswerte des Querschnitts bei geöffneter Fuge auswirkt und die Leistungsfähigkeit über dem Auflager limitiert.

Lastfall maximales Torsionsmoment:

Das Verhalten der Spannungen entspricht in diesem Fall dem beim Einfeldträger. Durch die umgekehrte Belastung des Querschnitts ist hier aber die Steifigkeit der Bodenplatte ausschlaggebend. Diese hat wesentlich geringere Ausmaße und es ist daraus eine merkliche Veränderung im Betrag der Spannungen zu beobachten.

Es ist zudem zu beobachten, dass, sobald die Grenztragfähigkeit der Stege überschritten ist, es beim Modell mit ebener Fugenoberfläche zu einer weiteren Umlagerung der vertikalen Schubkräfte von den Stegen in die Bodenplatte kommt. Dies ist beim Modell mit Schubno-

cken nicht möglich, da es aufgrund der Fugenprofilierung nicht zum Gleiten der Fugenoberflächen gegeneinander kommen kann. [2]

2.4 Berechnung der Schub-Einwirkungen auf die Fugen

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wo die Fuge geöffnet ist muss die gesamte Querkraft über die Biegedruckzone übertragen werden. Die Gesamtbelastung eines Steges ergibt sich nach dem Vorschlag von Specker [2] zu:

$$\sum V_{Steg} = \sum V_{Querkraft} + \sum V_{Torsion} + \sum V_{Vorspannung} \leq \sum V_{Druckzone}$$

$\sum V_{Steg}$... Schubkraft im Steg

$\sum V_{Querkraft}$... Schubkraft im Steg infolge einer Querkraftbeanspruchung

$\sum V_{Torsion}$... Schubkraft im Steg infolge einer Torsionsbeanspruchung

$\sum V_{Vorspannung}$... Schubkraft im Steg infolge der vorhandenen Vorspannung

$\sum V_{Druckzone}$... Aufnehmbare Schubkraft in der Druckzone des Steges

Die Aufteilung der Querkraft auf die Stege erfolgt wie bei Massivbauwerken, für die Aufteilung der Torsionsmomente gilt: [2]

Im Bereich positiver Biegemomente:

$$V_{Torsion}^{Steg} = \frac{M_T}{b_o}$$

Im Bereich negativer Biegemomente:

$$V_{Torsion}^{Steg} = \frac{M_T}{b_u}$$

M_T ... Einwirkendes Torsionsmoment

b_o, b_u ... Achsabstand der Stege oben und unten

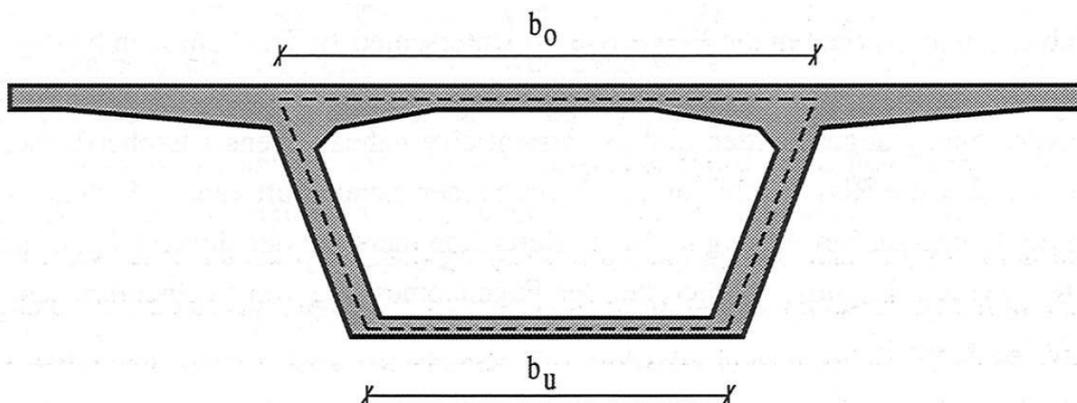


Abbildung 12 Aufteilung der Torsionsmomente [2]

2.5 Versagensmechanismen von Fugen unter Schub-Druck-Beanspruchung

Die Tragfähigkeit der Fugenkonstruktionen basiert auf zwei zusammenwirkenden Mechanismen. Durch experimentelle und numerische Untersuchungen in verschiedenen Ausführungen, wurde das Zusammenspiel der Faktoren in mehreren Forschungsarbeiten versucht, in mathematische Formeln zu fassen.

Der erste Mechanismus ist die Reibung zwischen den Betonoberflächen, welche direkt abhängig von der Normalkraft auf die Reibungsfläche ist. Der dabei verwendete Reibungskoeffizient variiert in den verschiedenen Studien. Laut den Ergebnissen der Versuche, welche J. Turmo und G. Ramos an der Technischen Universität von Catalonien in Barcelona [3] durchgeführt haben, beträgt dieser bei schalglatten Oberflächen zwischen 0,5 und 0,6. Die Tests erfolgten mit schalglatten Probekörpern, welche extern aneinandergespannt wurden. Anschließend wurde eine weggesteuerte Belastung aufgebracht und nach der Überwindung der Haftreibung und einer Relativverschiebung von ca. 0,2mm baute sich wie erwartet erneut die Haftreibung auf.

In Abbildung 11 ist ein Belastungs-Verformungs Diagramm gegeben. Der leicht absteigende zweite Ast nach Überwindung der Haftreibung ist auf die Veränderung der Oberflächen zurückzuführen. Der sogenannte „Polishing“-Effekt, wo sich die Verzahnung der Oberflächen verändert, lässt den Haftreibungskoeffizient leicht sinken. Dieses Verhalten wurde in anderen Studien auch beobachtet und fällt umso deutlicher aus, je gröber die Anfangsrauheit ist, weshalb meist schalglatte Oberflächen verwendet werden. Bei großer Anfangsrauheit entsteht deutlicher Abrieb durch den Bruch der Spitzen und Kappen, welcher nach der ersten Relativverschiebung wie ein Gleitmittel wirkt.[3]

Frühere Forschungsberichte stellen Reibungsbeiwerte im Bereich von 0,65 bis 0,7 in Rechnung (DBV und DIN). Diese gehen aber von verklebten Fugen aus und bemessen deshalb nicht direkt die Reibung zwischen den Segmenten, sondern jene in der Ebene des Erstrisses, wo eine Zuschlagsstoff-abhängige Verzahnung in Rechnung gestellt werden kann. [2]

Nach den Versuchen von Henze in [16] kann für schalglatte UHPC-Oberflächen ein Reibungsbeiwert zwischen 0,70 und 0,80 erreicht werden. Dabei wird hauptsächlich der Prozentsatz der sich berührenden Flächen vergrößert und dadurch eine geringere Durchschnittsbelastung auf das Stoffgefüge an der Oberfläche erreicht.

Der Reibungskoeffizient ist Gegenstand mehrerer aktueller Forschungsarbeiten. Mit CNC-gesteuerten Geräten werden dabei Oberflächen glattgeschliffen. Nach dem von Henze erkannten Prinzip sind somit durch Planschleifen der Oberflächen noch höhere Reibungsbeiwerte als für match-cast und schalglatte Oberflächen erreichbar.

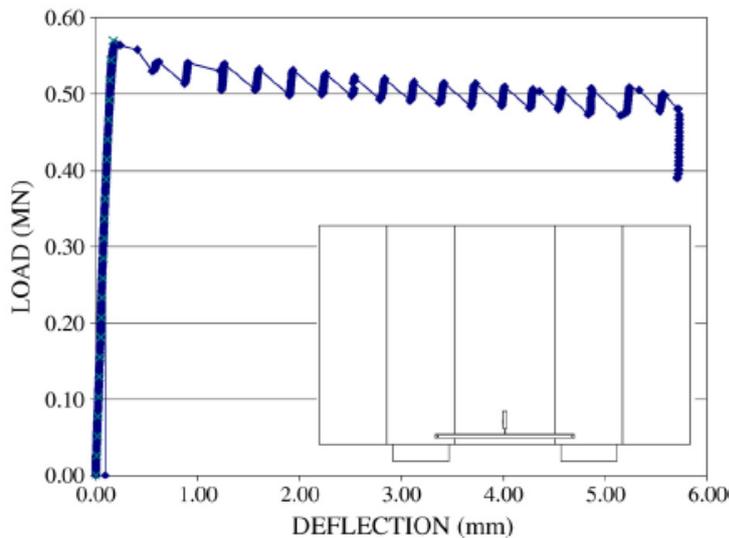


Abbildung 13 Last-Verformungs-Diagramm einer Reibungsverbindung [3]

Der zweite Mechanismus ist die reine Scherfestigkeit der Schubprofilierung.

Turmo nennt diese in [4] Kohäsion, also „innere“ Bindungskraft im Stoffgemenge. Sein Versuchsaufbau zeichnet sich, wie in Abbildung 13 dargestellt, durch die Teflonschichten im oberen und unteren Bereich aus, welche die Druckspannungen übertragen, aber nahezu reibungslos sind. Daraus konnte er Erkenntnisse über die reine Schubtragfähigkeit der Profilierung gewinnen. Die Oberflächen wurden im Match-cast-Verfahren hergestellt, um die Produktionstoleranzen realistisch zu halten. Turmo hat im Zuge seiner Forschungsarbeit den Einfluss von Faserbewehrung in der Feinprofilierung untersucht, daher sind in Abbildung 13 zwei Funktionen dargestellt, wobei eine mit (FR) und eine ohne Faserbewehrung.

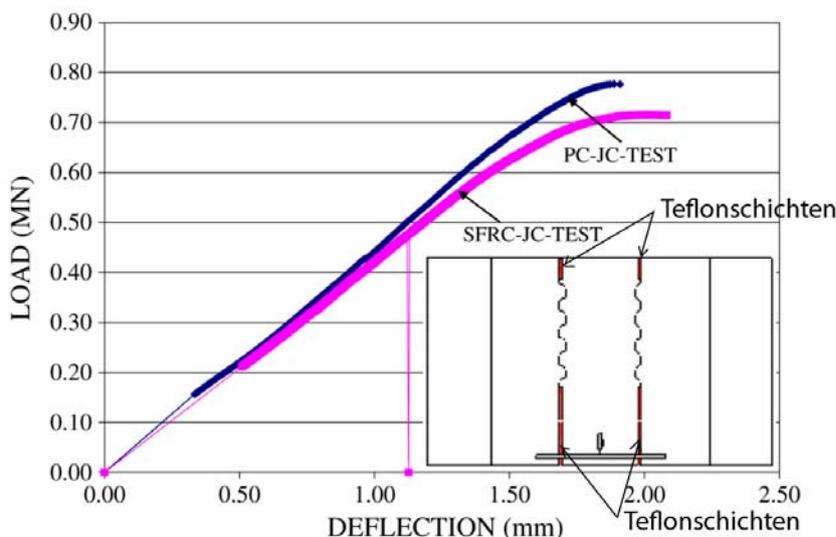


Abbildung 14 Last-Verformungs-Diagramm einer Nockenverbindung (reiner Schubbruch) [3]

Der Test zeigte ein sprödes Verhalten der Schubverzahnung, welches mit dem plötzlichen spröden Bruch der gesamten Verzahnung endet. Durch die konische Form der Schubzähne

kommt es bei der Belastung zu einem Anstieg der Normalkraft, welche auf eine Dilatation der Fugenkonstruktion zurückzuführen ist.

Weiters wurden Tests für die geschlossene Fuge durchgeführt. Die gesamte Fuge wurde unter Druck gesetzt und es wurde das Zusammenspiel der Mechanismen untersucht. Es wurde bei der Belastung wieder eine Dilatation und dementsprechend ein Anstieg der Vorspannkraft beobachtet. Während beim „Kohäsions“-test nach dem Versagen der Schubverzahnung keine Kraft mehr übertragen wurde, bewirkte der Bruch in diesem Versuch nur einen Abfall der übertragbaren Kraft, da die Reibung weiter wirkte.

Für den ULS der Fuge wurde derselbe Versuchsaufbau gewählt, es wurde jedoch durch das Weglassen des unteren Spanngliedes ein Öffnen der Fuge simuliert. Das eingeleitete Moment reduzierte die für die Schubübertragung relevante Fläche und es blieben nur 3 Schubzähne in Kontakt. Der Versagensmechanismus in diesem Bereich war eine Kombination aus Biegedruck und Scherversagen.

In [7] wird das Verhalten verschiedener Segmentfugenausführungen mithilfe von Testkörpern untersucht, welche der wirklichen Größe der Fugenausführung entsprechen. Anhand der Versuchsergebnisse wurden die durch analytische und numerische Betrachtungen ermittelten Tragfähigkeitswerte aus den Untersuchungen von Specker [3] und den Formeln des AASHTO verifiziert und einer Bewertung unterzogen.

Die Erkenntnisse aus den Untersuchungen der Formeln von Specker und Rombach sind, die Überschätzung der wirklichen Tragfähigkeit von Trockenfugen, da im numerischen Modell geometrische Passungsfehler nicht berücksichtigt wurden. Dadurch kann sich nämlich nicht die volle Tragfähigkeit aller Schubnocken einstellen.

Auch die AASHTO überschätzt nach [7] die reelle Tragfähigkeit. Der Grund hierfür kann darin liegen, dass dieses Berechnungsmodell anhand von Versuchen an Einzelnocken aufgestellt und dann für die gesamte Profilierung erweitert wurde, wodurch die Gruppenwirkung nur auf eine genäherte Extrapolation beruht.

Bei der Untersuchung von glatten Fugen wurde das Reibungsverhalten auch mit dem einer Verbindung mit Schubnocken verglichen. Die Tragfähigkeit der profilierten Fuge ist zwar wesentlich höher, jedoch nach dem Überschreiten des Grenzwerts sind beide Verbindungen nahezu gleich, da nun bei beiden nur noch die Reibung wirkt. Hervorzuheben ist, dass sich die glatte Fuge durch ihre gute Berechenbarkeit auszeichnet. [7]

2.6 Die Trockenfuge – Normenstand

2.6.1 ÖNORM B 4750 Spannbetontragwerke (Ausgabe 01.11.2000) [16]

Abschnitt 12.3.9 Tragwerke in Segmentbauweise:

Für die Übertragung ist nur der überdrückte Bereich der Fuge heranzuziehen. Bei der Übertragung von Querkraft und Torsion über unbewehrte Fugen ist die daraus resultierende Schubkraft als eine äußere Kraft zu betrachten, die auf das Betonsegment einwirkt. Der überproportionale Abfall der Druckzonenhöhe bei ansteigendem Biegemoment ist besonders zu beachten.

Zur Vereinfachung darf bei Bauwerken des üblichen Hochbaues angenommen werden, dass die Längskraft in einer unbewehrten Fuge im Schwerpunkt des überdrückten Teiles des Querschnittes angreift.

Für die maßgebende Grundkombination (Grenzzustand der Tragfähigkeit) gemäß ÖNORM B 4700, Abschnitte 3.1 und 3.2 müssen unbewehrte Fugenquerschnitte mindestens zu 2/3 ihrer Gesamthöhe überdrückt werden, sofern keine genaueren Nachweisen geführt werden. Bei Hohlquerschnitten ist auch die Torsion zu berücksichtigen. ...

2.6.2 Bundesministerium für Verkehr, Deutscher Beton Verein Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern (Ausgabe 1999) [7]

Ein- oder mehrzellige Hohlkastenquerschnitte mit externer Vorspannung und verklebten Pressfugen sind zugelassen. Trockenfugen sind nicht erlaubt. Die Fugen müssen mit einer Profilierung versehen sein.

Der Beton hat Mindestfestigkeit der Klasse C30/37 zu haben.

Das reaktive Kunstharz muss eine bauaufsichtliche Zulassung haben.

Während des Härtens ist eine zentrische Mindestdruckspannung von $\sigma_n = -0,25 \text{ N/mm}^2$ in den Fugen vorzusehen.

Für die Randfaser ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine Mindest-Druckspannungsreserve von -2 N/mm^2 senkrecht zur Trennfuge nachzuweisen.

Beschränkung der Fugenöffnung:

Im Feldquerschnitt darf sich die Fuge über 2/3 der Querschnittshöhe öffnen, während über dem Auflager, wo die größten Schubbelastungen auftreten, nur 1/3 der Fuge geöffnet sein darf.

Die Betonstauchung am Druckrand wird auf 2 ‰ beschränkt, um das Auftreten hoher Hauptdruckspannungen zu vermeiden, und wie in der DIN 4227 entfällt damit auch deren Nachweis.[2]

2.6.3 AASHTO [2] (American Association of State Highway and Transportation)

Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges

Die in ganz Nordamerika gültige Richtlinie des AASHTO lässt sowohl Trockenfugen als auch mit Epoxydharz verklebte Pressfugen zu. Für Trockenfugen wird eine Ermittlung der zulässigen Schubkraft gefordert, welche von der vorhandenen Druckkraft abhängt. Diese kann jedoch nur auf geschlossene Fugen angewandt werden, da die Berechnungsvorschrift für Druckspannungen unter $6,9 \text{ N/mm}^2$ beschränkt ist. [2]

2.6.4 Frankreich

Die Ausführung von Trockenfugen ist untersagt, aufgrund der Unzuverlässigkeit der Epoxydharzverklebung wird empfohlen, die Fuge zudem profiliert auszuführen. Eine explizite Bemessung der Fugenkonstruktion ist nicht vorgeschrieben. [2]

Die Limitierung der Fugenöffnung, wie sie von den Deutschen Empfehlungen vorgeschrieben ist, führt nach Specker [2] zu einer äußerst unwirtschaftlichen Bemessung (es wäre eine Laststeigerung um Faktor 1,8 möglich) und verzichtet nahezu ganz auf die reale sehr duktile Laststeigerungsmöglichkeit. Sie erlaubt aber die Vernachlässigung der Biegemomentumlagerung bei statisch unbestimmten Systemen und vermeidet die überproportionale Auswirkung des Fehlers in der Schnittkraftermittlung bei extrem kleinen Druckzonenhöhen.

Die Trockenfuge allgemein, deren Ausführung und Berechnung, ist somit auf europäischer Ebene noch nicht eindeutig bestimmt und darf nicht gebaut werden. Es bedarf noch einiger Forschungs- und Öffentlichkeitsarbeit, bis die Normenkommissionen von der zuverlässigen Wirksamkeit überzeugt sind, und die Verantwortung über eine Berechnungs- und Ausführungsvorschrift übernehmen[1].

2.7 Existierende Methoden für die Berechnung der Fugentragfähigkeit

Neben den Rechenvorschriften der angeführten Normen gibt es zur Schubtragfähigkeit von Segmentfugen mehrere Forschungsarbeiten. Im folgenden Abschnitt werden diese einem Vergleich und einer anschließenden Beurteilung unterzogen.

Um die Tragfähigkeit der Fugenkonstruktionen einschätzen und die verschiedenen Berechnungsmethoden vergleichen zu können, wurde eine von der Geometrie unabhängige Möglichkeit gewählt.

Die übertragbaren Schubkräfte V_F werden in nicht realitätsgetreue Schubspannungen τ mit konstantem Verlauf über die gesamte Fugenoberfläche A_{Fuge} der Druckzone umgerechnet. Sie dienen nur als Vergleichswerte und sind keinesfalls als realistische Spannungen in der Fuge anzusehen.

$$(1) \quad \tau = V_F / A_{Fuge}$$

Für die Abmessungen der Schubnocken werden die Werte des von Specker in [2] ermittelten Standardmodells gewählt ($h_{nc}/h_{na} = 100/50\text{mm}$, $b_n = 35\text{mm}$). Für die in Abbildung 15 gezeigten Versagensflächen und die in Abbildung 16 verdeutlichten Flächenverhältnisse ergibt sich somit ein Faktor:

$$A_{Nocke}/A_{Fuge} = 0,66.$$

Weil es für die Formeln der profilierten Fugen nicht möglich ist, diese auf die Betonfestigkeit f_{ck} zu normieren, wird allen Formeln eine Betonfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt.

Die folgenden Formeln sind auf charakteristische Festigkeitswerte bezogen. Es werden weder für Reibung noch für Schubversagen des Betons Sicherheitsbeiwerte mitgeführt.

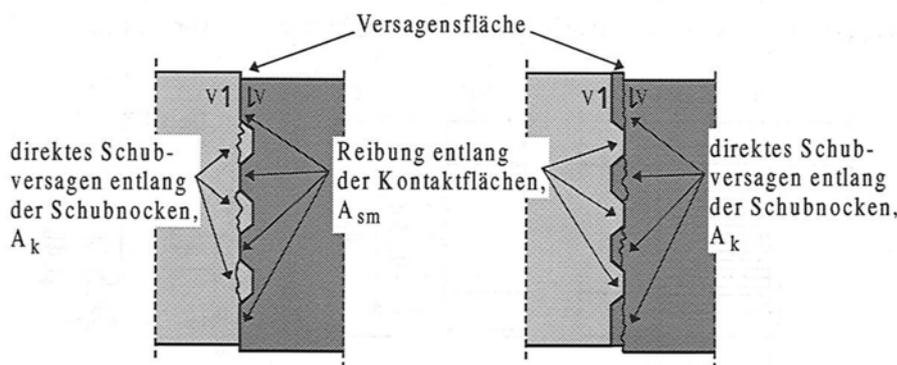


Abbildung 15 Definition der Versagensflächen [2]

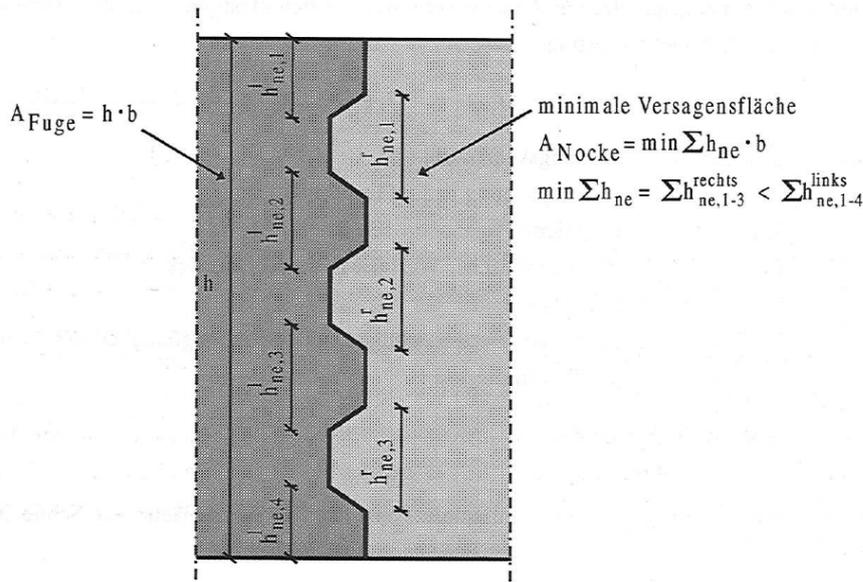


Abbildung 16 Erläuterung der Konstanten bei profilierter Fuge [2]

2.7.1 Rombach und Specker [2]

Auf der Grundlage von numerischen Modellen wurden folgende Berechnungsmodelle für die Fugenkonstruktionen entwickelt. Diese Modelle wurden an Versuchen kalibriert, welche an der UST von Hongkong durchgeführt wurden.

Für die glatte oder verklebte profilierte Fuge gilt:

$$(2) \quad V_F = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{\text{Fuge}}$$

$\mu = 0,65 \dots$ Reibungsbeiwert Beton schalglatt- Beton schalglatt bzw. matchcast

$\sigma_N \dots$ Druckspannung in der Fuge

Damit ergibt sich für die auf die Fläche bezogene Schubkraft:

$$(3) \quad \tau = 0,65 \cdot \sigma_N$$

Bei schalglatten Fugen wird nur die Reibung als schubübertragender Mechanismus in Rechnung gestellt. Der Reibungsbeiwert wird aus vorangegangenen Studien bzw. Versuchsreihen übernommen.

Bei verklebten Fugen wird ebenfalls nur die Reibung berücksichtigt. Die Verklebung der Segmente auf der Baustelle ist wechselnden Umwelteinflüssen ausgesetzt, welche die Zuverlässigkeit der Epoxydharzfuge sehr stark beeinflussen. Zudem tritt ein Versagen nicht in der Epoxydharzfuge der Profilierung ein, sondern im Beton hinter der Verzahnung, wo eine nahezu glatte Versagensfläche entsteht (siehe Abbildung 15).

Für die profilierte Trockenfuge gilt:

$$(4) \quad V_F = (\mu \cdot \sigma_N \cdot A_{\text{Fuge}} + f \cdot f_{ck} \cdot A_{\text{Nocke}})$$

$\mu=0,65$... Reibungskoeffizient Beton schalglatt- Beton schalglatt bzw. Match-Cast-Verfahren

$f=0,14$... Verhältnis zwischen Scher- und Druckfestigkeit des Betons

A_{Fuge} ... projizierte Fläche der Fuge

A_{Nocke} ... Scherfläche der Nocke

Somit ergibt sich:

$$(5) \quad \tau = 3,73 + 0,65 \cdot \sigma_N$$

In Übereinstimmung mit den anderen Bemessungsrichtlinien setzt sich die Formel aus einem Reibungsanteil und einem Anteil für die Schubtragfähigkeit der Profilierung zusammen, welcher in Abhängigkeit der Nockengröße und der Betonfestigkeit steht.

2.7.2 Deutscher Beton Verein [1]

$$(6) \quad T \leq \mu \cdot R_x = \mu \cdot \sigma_n \cdot A_T$$

A ... Projizierte Fläche der Fuge

$\mu = 0,7$... Reibungsbeiwert

Daraus ergibt sich:

$$(7) \quad \tau = 0,7 \cdot \sigma_N$$

Es sind nur verklebte Fugen zugelassen, die Verklebung wird jedoch nicht in Rechnung gestellt, da sie wegen der bereits in 2.8.1 besprochenen Gründe nicht zuverlässig hergestellt werden können. Die Verklebung wird hauptsächlich deswegen ausgeführt, um das Eindringen von Wasser in die Fuge zu verhindern, welches bei Frost durch seine Ausdehnung die Fugenkonstruktion gefährden könnte. [1]

2.7.3 DIN 4227 Teil 3 – Brückenbau [1]

$$(8) \quad V_F = 0,43 \cdot f_{ck} \cdot A \cdot \sin\alpha \text{ (verklebt)}$$

A ... Projizierte Fläche der Fuge

α ... Neigung der Druckstrebe (kann mit 45° angenommen werden)

Es ergibt sich daraus ein konstanter Wert:

$$(9) \quad \tau = 0,43 \cdot f_{ck} \cdot \sin 45^\circ = 12,16 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Nachweis betrifft nicht direkt die Schubübertragung in der Fuge, sondern überprüft ob die aus einer gegebenen Schubkraft resultierende Druckstrebenkraft über die Fuge übertragen werden kann, wobei diese nur von der Betonfestigkeit und Geometrie der Profilierung abhängt. Der Faktor 0,43 berücksichtigt eine mögliche Festigkeitsschwächung im Fugenbereich. [2]

2.7.4 AASHTO 89 – Segmental bridges [6]

$$(10) V_F = A_k \cdot \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} \cdot f_{ck}} \cdot (12 + 2,466 \cdot \sigma_n) + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n$$

$$(11) A_k = 0,66 \cdot A \dots \text{projizierte Fläche der Schubnocken}$$

$$(12) A_{sm} = 0,33 \cdot A \dots \text{Restliche Fläche der Bruchfläche wo Reibung übertragen wird}$$

σ_N ... Druckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts

Daraus ergibt sich:

$$(13) \tau = 4,169 + 1,057 \cdot \sigma_n$$

In Nordamerika sind vom AASHTO neben mit Epoxydharz verklebte Fugen auch Trockenfugen zugelassen. Für verpresste Fugen sind keine spezifischen Nachweise erforderlich, für Trockenfugen wird Formel (10) für die Berechnung der übertragbaren Querkraft in Abhängigkeit von der vorhandenen Druckspannung zur Verfügung gestellt. Bisher wurden nach diesem Konzept nur Einfeldsysteme bemessen. [2]

2.7.5 J. Turmo - Universidad de Castilla – La Mancha, Spanien [4]

Die Untersuchungen von Turmo an der Universität von La Mancha betrafen glatte und profilierte Fugenkonstruktionen. Anhand von glatten Probekörpern wurde zuerst der Reibungsbeiwert von schalglatten bzw. matchcast-Segmentoberflächen untersucht und Werte für μ zwischen 0,49 und 0,57 erzielt. Probekörper mit realistischer Profilierung und verschiedenen Schubnockenzahlen sollten die bestehenden Bemessungsrichtlinien bewerten. Dabei lieferte die AASHTO die besten Berechnungsergebnisse, und Turmo empfiehlt somit diese Bemessungsrichtlinie und versieht sie mit einem Sicherheitsbeiwert von 1,5.

$$(14) V_F = A_k \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_m}} \cdot (0,1863 \cdot \sigma_n + 0,9064) + \mu \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n$$

$$(15) \mu = 0,45 \dots \text{Reibungskoeffizient Beton schalglatt- Beton schalglatt bzw. matchcast}$$

A_k, A_{sm} ... wie in AASHTO

$\gamma_M = 1,50$... Sicherheitsbeiwert materialeitig laut Eurocode

Daraus ergibt sich für den folgenden Vergleich ohne den Sicherheitsbeiwert:

$$(16) \tau = 3,784 + 0,926 \cdot \sigma_N$$

2.7.6 JPCEA [7]

Auch die „Japan Prestressed Concrete Engineering Association“ berücksichtigt die normal-kraftabhängige Reibung und bei Vorhandensein einer Profilierung die Festigkeit der Schubnocken. Die Reibung wird dabei auf die gesamte projizierte Fugenfläche berechnet, während für die Nockenfläche, wie in den vorigen Berechnungsvorschriften, ein Faktor dafür mit einbezogen wird.

$$(17) V = \frac{\tau_c \cdot A_c + V_k}{\gamma_b}$$

$$(18) \tau_c = -\mu \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\sigma_n}$$

$$(19) \sigma_n = -\frac{\sigma'_n}{2}$$

$$(20) V_k = 0,1 \cdot A_k \cdot f_{ck}$$

τ_c ... übertragbare Schubspannung

A_c ... Querschnittsfläche der Fuge

γ_b ... Sicherheitsfaktor

μ ... Reibungsbeiwert = 0,45

V_k ... Schubfestigkeit der Profilierung

σ_n ... Druckspannung senkrecht auf die Scherfläche

σ'_n ... mittlere Druckspannung

A_k ... Querschnittsfläche der Schubnocken

Somit gilt für die glatte Fuge:

$$(21) \tau = 2,846 \cdot \sqrt{\sigma_n}$$

Und für die profilierte Fuge:

$$(22) \tau = 2,64 + 2,846 \cdot \sqrt{\sigma_n}$$

2.7.7 Wakasa, Otsuka, Yabuki – Forschungsbericht [7]

Anhand von Versuchskörpern, welche die Belastung der Segmente über den Mittelauflegern von Durchlaufträgern simulieren, hat das Team um T. Wakasa die amerikanische, deutsche und japanische Berechnungsmethode einer Bewertung unterzogen und für den Spezialfall am Auflager (engl. Bearing) einen Bemessungsvorschlag entwickelt. Ziel dieser Studie war es auch, die Unterschiede zu Ortbetonkonstruktionen und die zwischen den verschiedenen Fugenformen zu untersuchen.

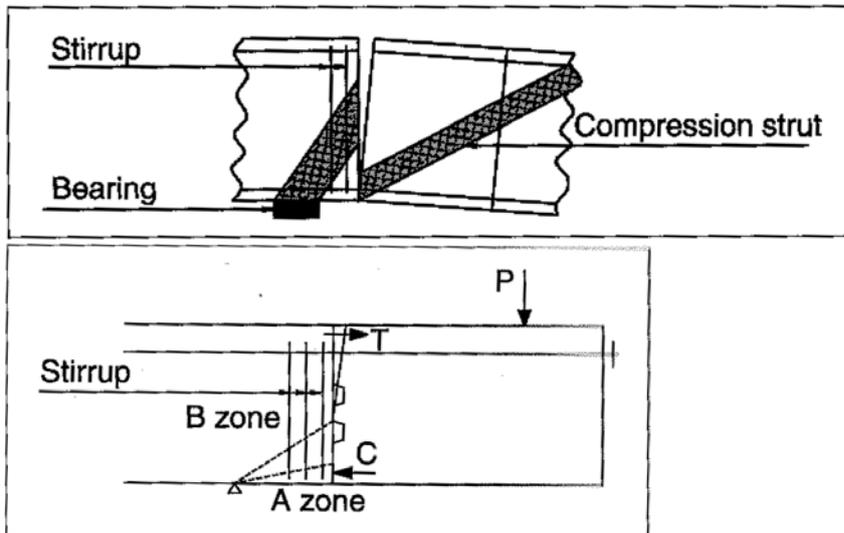


Abbildung 17 Fachwerkmodell und Versagensbereiche nach Wakasa

Es werden zwei Versagensbereiche definiert:

Zone A: Reibungsversagen der Verbindung

Die Schubkraftübertragung in der Fuge wird nach dem Modell des DBV Gleichung (6) mit $\mu=0,45$ berechnet. Diese Forschungsarbeit vernachlässigt die Tragfähigkeit der Fugenprofilierung da im Grenzzustand der Tragfähigkeit davon ausgegangen werden muss, dass die Druckzone nur noch ein bis zwei Schubnocken bzw. sogar nur noch die letzte Schubnocke betrifft, welche als einzelne wie eine glatte Fuge funktioniert.

Zone B: Versagen des Bereichs zwischen Fuge und anliegenden Stützpunkt (Auflager)

Der Widerstand der Zone B errechnet sich aus der Summe der Tragfähigkeit der Verbügelung in Fugennähe (Stirrup) und der Tragfähigkeit des Schubkeils unter der letzten Schubnocke, bis zum Auflager.

$$(23) S = S_c + S_s$$

$$(24) S_c = \tau \cdot h \cdot B$$

$$(25) \tau = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_n}$$

$$(26) S_s = \sigma_s \cdot \frac{A_w}{a} \cdot \frac{d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1,15}$$

(27) S ... Gesamte Schubtragfähigkeit [Kraft]

(28) S_c ... Schubtragfähigkeit des Beton

S_a ... Schubtragfähigkeit der Bewehrung

σ₁ ... Zugfestigkeit normal zur Rissfläche

σ_n ... Druckspannung im untersten Bereich der Fuge

h ... Höhe von Segmentunterkante bis zur ersten Schubnocke

B ... Breite des Betonquerschnitts zur Schubübertragung

σ_s ... Festigkeit der Bügelbewehrung

A_w ... Bügelfläche auf Länge a verteilt

θ ... Neigung der Bügel

d ... effektive Höhe des Trägers

Das Ergebnis der Studie besagt, dass die rein auf Reibung basierenden Verbindungen gut berechenbar sind. Bei profilierten Fugen ist eine Vernachlässigung der Schubnocken sehr konservativ, während die Normen welche die gesamte Profilierung in Rechnung stellen, (AASHTO und JPCEA) zu progressiv sind.

Es wird eine Limitierung der Fugenöffnung über dem Auflager von $1/3 \cdot h$ gefordert, was durch Erhöhung der zentrischen Vorspannung am Auflager erreicht werden soll.

2.7.8 Vergleich der Methoden

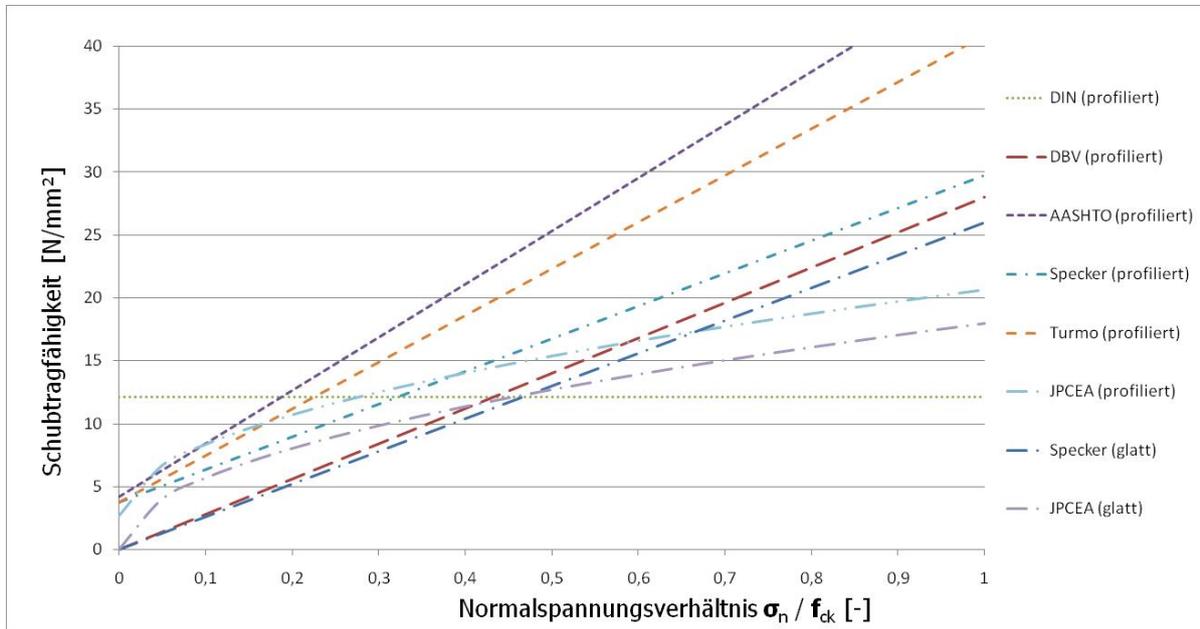


Abbildung 18 Schubtragfähigkeit der Fuge in Abhängigkeit der Normalkraft/Spannung

Die Grafik zeigt die Verläufe der oben genannten Berechnungsmethoden für die Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit von der einwirkenden Normalkraft. Beide Größen sind in flächenbezogene Kräfte umgerechnet, um die Vergleichbarkeit zu steigern.

Die linear ansteigenden Funktionen verdeutlichen den Zusammenhang der Coulomb'schen Reibung. Die einwirkende Normalkraft wird mit einem konstanten Reibungsbeiwert multipliziert und so ergibt sich die übertragbare Schubkraft. Die hier angenommene Vereinfachung auf Spannungsebene ist zwar nicht realistisch, da sie keineswegs die Verläufe der Spannungen mit einbezieht, erlaubt jedoch einen von der Fläche und Oberflächengestaltung unabhängigen Vergleich der Berechnungsmethoden.

Die nicht mehr gültige DIN zeigt einen konstanten Verlauf. Wie bereits oben beschrieben liegt der Grund dafür in der Form des Nachweises, welcher sich auf die von der Druckspannung unabhängigen Beschaffenheit der Druckstrebe zur Schubübertragung und deren Neigung bezieht.

Der DBV, die glatte oder verklebte-profilierte Fuge aus der Dissertation von Specker und aus der Japanischen Norm, laufen durch den Ursprung, da sie von einer glatten Fuge bzw. Rissbildung ausgehen, welche beim Fehlen von Normalkraft auch keine Querkraft übertragen können.

Währenddessen ermöglichen die Berechnungsmodelle für profilierte Fugen auch bei fehlender Normalkraft die Übertragung einer Schubkraft. Dies kann einerseits aus der Neigung der Schubnockenflanken kommen, welche auch bei fehlender Vorspannung durch die Vertikalbelastung eine kleine Vorspannung erzeugen. Dieser Fall ist bei realistischen Brücken unwahrscheinlich, da er mit extrem großen Verformungen verbunden ist, für die theoretische Analyse ist er jedoch nicht vernachlässigbar. Andererseits kann es auch aus einer Regression an Versuchsergebnissen kommen, welche jedoch in diesem Bereich nur bedingt der Realität entsprechen. In Kapitel 3 werden hierzu erweiterte Untersuchungen präsentiert.

Die größte übertragbare Schubkraft sagt im Bereich unter $0,2 \cdot f_{ck}$ die DIN voraus. Nach den Erkenntnissen aus [3] entspricht dies nicht der Realität. Ebenso überschätzt die amerikanische Norm die Tragfähigkeit der Fugenkonstruktion um 25%, kommt den ermittelten Versuchsergebnissen jedoch näher.

Nach den Aussagen in [7] hat dies seinen Ursprung in der Herleitung dieser Berechnungsweise. Diese erfolgte anhand von Versuchen mit einzelnen Schubnocken und die Gruppenwirkung wurde nur geschätzt.

Rombach und Specker haben bei numerischen Betrachtungen angenommen, dass die ganze Profilierung auf einmal versagt, was sich in den Untersuchungen von [7] nicht bestätigt hat, die einzelnen Schubnocken versagen hintereinander. Die Bemessungsformel überschätzt nach [7] die Tragfähigkeit profilierter Fugen.

Die Formeln nach JPCEA haben nach den Erkenntnissen in [7] nur für Bauteile mit internen Spanngliedern Bedeutung.

Eine Bemessung der profilierten Fuge ohne Berücksichtigung der Schubprofilierung wäre zwar auf der sicheren Seite, ist jedoch unwirtschaftlich.

Die Verklebung macht ca. 20 bis 40% der Tragfähigkeit aus.

2.8 Sicherheitskonzept

Aus numerischen Berechnungen ist bekannt, dass Bautoleranzen und Passungsungenauigkeiten beispielsweise aus dem Bowing-Effekt (siehe Kapitel 2.1) zwischen den Segmenten die Tragfähigkeit der Feinprofilierung erheblich mindern. Aufgrund dieser unvermeidbaren Toleranzen kommt ein Teil der Schubnocken nicht oder erst nach einer vorhandenen Verformung in Kontakt und kann erst dann Schub übertragen. Die Fugenprofilierung versagt zusätzlich auf Schub sehr ungünstig durch einen Spröbruch, deshalb wurde vom DBV ein Sicherheitsfaktor von 1,5 eingeführt. Zusammen mit einem zusätzlichen Sicherheitsbeiwert von 1,3 für die Problematik bei dynamischer Belastung ergibt dies $\gamma_F = 2,0$. [2]

3 Analytische Untersuchung der Fugentragfähigkeit

Die Fugen stellen Unstetigkeitsstellen im Gesamtsystem der Brücke dar. Ein statisches System, welches normalerweise vereinfachend als Stab mit konstanten mechanischen Eigenschaften gesehen werden kann, hat durch die Fugen „Sollrissstellen“ erhalten. Die Biegetragfähigkeit beruht auf denselben Mechanismen wie bei einem Ortbetonbauteil mit externen Spanngliedern nach abgeschlossener Rissbildung. Die Erforschung der mechanischen Grundlagen für die Schubtragfähigkeit und der Zusammenhänge zwischen den einzelnen möglichen Versagensmechanismen erfolgte an verschiedenen Modellen, und es wurden unterschiedliche versuchstechnische Parameterstudien durchgeführt. Die dabei vorgenommenen Vereinfachungen zur Aufwandsminimierung variierten zwischen den einzelnen Forschungsarbeiten.

Dieses Kapitel wird den genauen Zusammenhängen zwischen den einzelnen Versagensmechanismen in der Fuge gewidmet. Dadurch kann eine detaillierte Untersuchung und Bewertung der existierenden Berechnungsmethoden zur Schubtragfähigkeit von Fugenkonstruktionen erfolgen.

3.1 Versagensmodi

Betrachtet man die Funktionen zur Berechnung der Schubtragfähigkeit welche Specker und die AASHTO für den Schubtragfähigkeitsnachweis empfehlen, so bestehen diese aus einem Reibungsanteil, welcher normalspannungsabhängig ist und aus einem konstanten Anteil, der in der Literatur in Anlehnung an das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz als Kohäsion bezeichnet wird. Dieser ist unabhängig von der Normalspannung und soll die Schubtragfähigkeit, welche allein aus der Profilierung hervorgeht, charakterisieren.

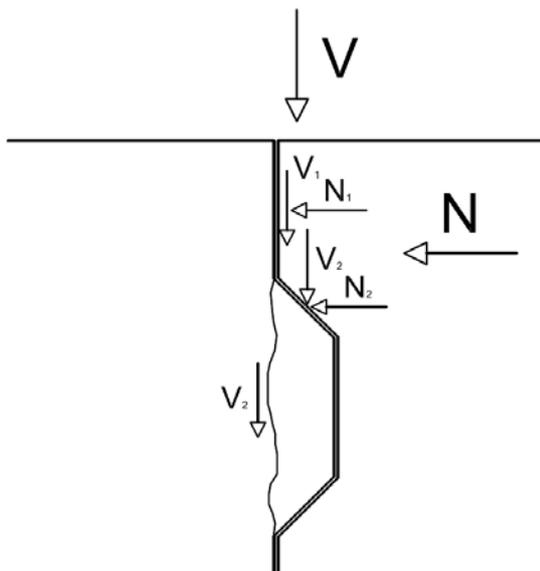


Abbildung 19 Kräfteaufteilung in der Schubprofilierung

Bei näherer Betrachtung der Kräfte an der Schubnocke erkennt man, dass neben der Reibung und dem Abscheren der Nocke eine weitere Komponente das Verhalten der profilierten Fuge prägt. Bei vertikaler Belastung entsteht durch die Neigung der Fugenflanken eine abtreibende Komponente und dieser wirkt keine Vorspannung entgegen, so können die Segmente entlang der Nockenflanke gegeneinander abgleiten.

Reibungsversagen zwischen den senkrechten Flächen:

$$(29) V_1 = \mu \cdot N_1$$

Schubbruch der Profilierung:

$$(30) V_2 = A \cdot \tau_{RS}$$

Die reibungserzeugende Kraft auf Nockenflanke wird wie folgt berechnet:

Dabei gilt Zug = positiv

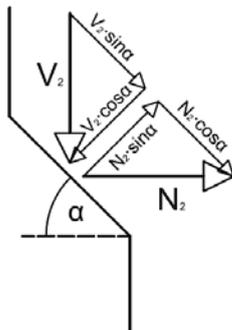


Abbildung 20 Kräfte auf der Nockenflanke

$$(31) N_2' = V_2 \cdot \cos \alpha - N_2 \cdot \sin \alpha$$

Abtreibende Kraft auf Nockenflanke:

$$(32) V_2' = V_2 \cdot \sin \alpha + N_2 \cdot \cos \alpha$$

Anhand der Reibungsgleichung für die Nockenflanke ergibt sich umgeformt für die Abrutschbedingung:

$$(33) N_2 = \frac{\mu \cdot \sin \alpha - \cos \alpha}{\mu \cdot \cos \alpha + \sin \alpha} \cdot V_2 \quad \text{abgekürzt: } N_2 = \frac{1}{\bar{\mu}_{Nocke}} \cdot V_2$$

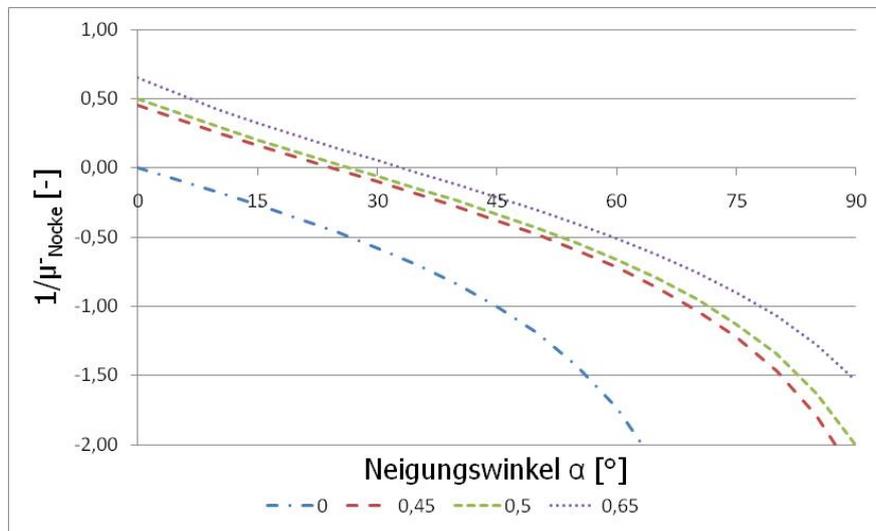


Abbildung 21 DELTA Verlauf in Abhängigkeit vom Neigungswinkel

Bei der Steigerung der Querkraft auf die profilierte Fuge kommt es zuerst zu einer Relativverschiebung der Segmente, bis die Nockenflanken in Kontakt sind. Dort entsteht durch die Neigung der Nockenflanken die besprochene abtreibende Kraftkomponente. Ist diese größer als die Vorspannkraft, so wird das „Abrutschen“ der Schubnocken nicht verhindert und es kommt zum Versagen der Fuge.

Dieses „Abrutschkriterium“ ist von der Neigung der Schubnockenflanken und vom Reibungskoeffizienten abhängig. Kommt es zu einer Relativverschiebung in Richtung der Nockeneneigung, so stehen die senkrechten Reibungsflächen nicht mehr in Kontakt und es ist allein die Reibung der geneigten Schubnockenflanken maßgebend.

$$V = \bar{\mu}_{Nocke} \cdot N$$

Die Schubprofilierung kann somit erst wirken, wenn die Vorspannung größer als die abtreibende Komponente ist. In diesem Zustand berühren sich die Nockenflächen, wo Reibung wirkt und die Nockenflanken, sodass die Nocke auf Abscheren belastet wird. Der Betrag der reibungserzeugenden Normalkraft auf die Nockenflächen ist die Gesamtnormalkraft abzüglich des von der Nockeneneigung abhängigen Betrags der Normalkraft N_2 , welcher die Krafteinleitung in die Schubnocke erst ermöglicht. Den Grenzfall der maximalen Tragfähigkeit bildet der Schubbruch der Nocke, wobei durch das vertikale Abscherverhalten gleichzeitig die Reibung in den vertikalen Teilen der Fuge wirkt.

$$(34) \quad V = V_1 + V_2$$

Die Normalkräfte gehen nicht gänzlich in den Reibungsanteil. Sie teilen sich anhand der Steifigkeiten auf die zwei Mechanismen auf:

$$(35) \quad N = N_1 + N_2$$

Damit ergibt sich für das Bruchversagen der Schubnocken:

$$(36) \quad V = \mu \cdot N_1 + A \cdot \tau_{RS}$$

$$(37) \quad V = \mu \cdot (N - N_2) + A \cdot \tau_{RS}$$

$$(38) \quad V = \mu \cdot \left(N - \frac{1}{\bar{\mu}_{Nocke}} \cdot V_2 \right) + A \cdot \tau_{RS}$$

$$(39) \quad V = \mu \cdot \left(N - \frac{1}{\bar{\mu}_{Nocke}} \cdot A \cdot \tau_{RS} \right) + A \cdot \tau_{RS}$$

Aus dieser Betrachtung ergibt sich im Vergleich zur Berechnungsvorschrift, welche Specker vorschlägt, für die Standard-Nocke eine Differenz von:

$$(40) \quad \frac{\Delta V_{Nocke, 35^\circ}}{A} = \mu \cdot \left(\frac{1}{\bar{\mu}_{Nocke}} \cdot \tau_{RS} \right) = 0,280 N / mm^2$$

In der folgenden Abbildung sind beide Grenzfunktionen für verschiedene Nockenflankenneigungen aufgetragen. Für einen einheitlichen Reibungsbeiwert von 0,5 lassen sich folgende Aussagen treffen.

$$(41) \quad \mu = \frac{R'_{2\max}}{V'_2} = \tan \alpha$$

$$(42) \quad \alpha_{\max} = \arctan \mu = 26^\circ \Delta V_{Nocke} / A$$

Bei Neigungswinkeln bis 26° ist das Abrutschkriterium auch bei fehlender Vorspannung (Normalkraft) erfüllt, und es ist eine Schubübertragung möglich. Bei Winkeln über 26° ist Vorspannung erforderlich, sodass die Profilierung ausgenutzt werden kann. Ist diese nicht oder nur teilweise vorhanden, ist allein das „Abrutschkriterium“ maßgebend, und es kann ein geringerer Betrag an Schubkraft übertragen werden.

Bei einer Neigung der Schubnockenflanke von 90° , was einer glatten Fuge entspricht, ist dieselbe Formel gültig. Hier wird nur noch der senkrechte Teil der Reibung in Rechnung gestellt, und es ergibt sich der bereits bekannte Zusammenhang der Coulomb'schen Reibung.

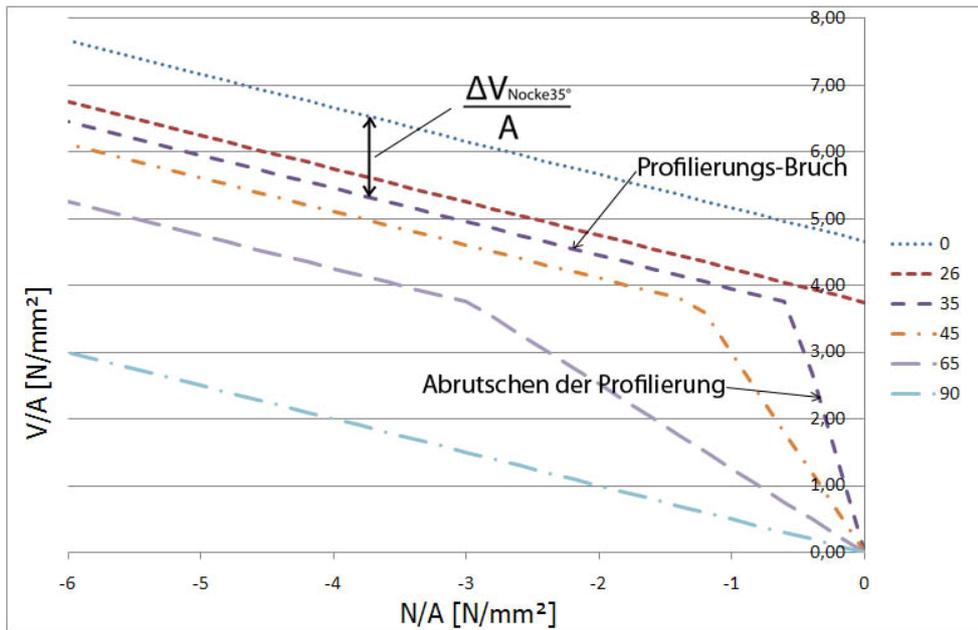


Abbildung 22 Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Normalspannung (Detailbereich)

3.2 Versuchs-Aufbauten

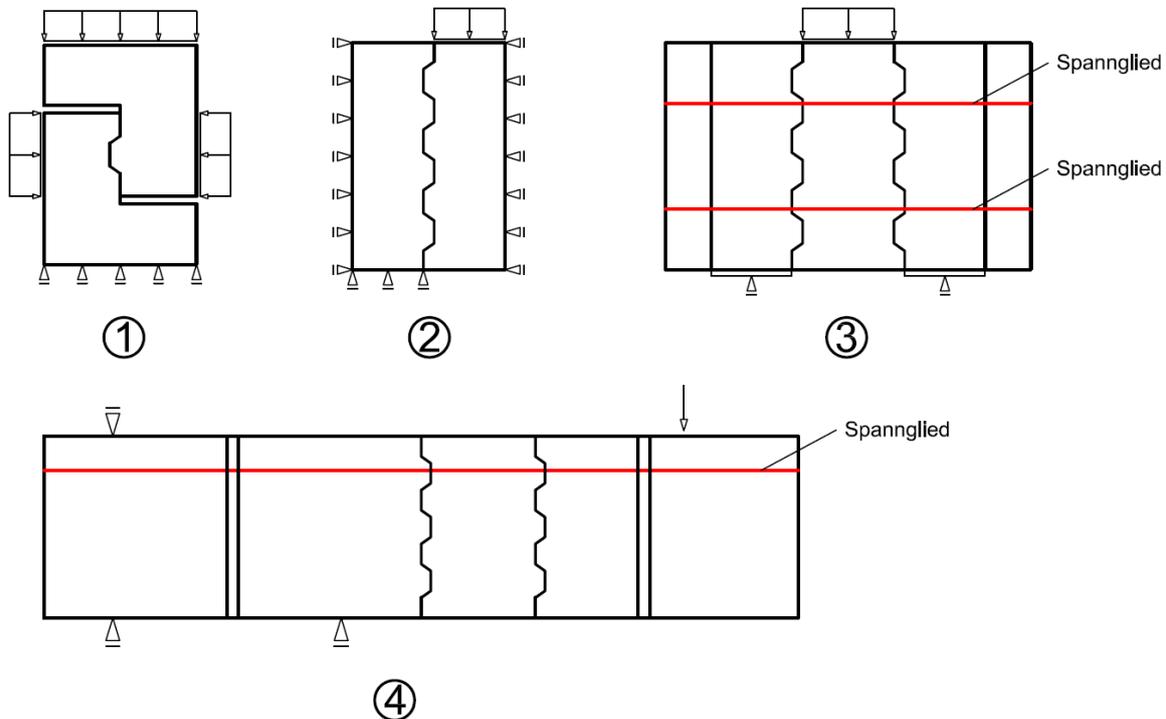


Abbildung 23 Versuchs-Aufbauten zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit

Versuchs-Aufbauten:

- (1) UST (University of Science and Technology) in Hongkong 2004
- (2) Numerisches Modell von Specker Angelika (TU Hamburg Harburg) 2004
- (3) J.Turmo et. Al. (Universidad de Castilla – La Mancha, Spanien) 2005
- (4) T. Wasaka et. Al. (Japan) 2005

An der UST wurde in den Versuchen die Normalkraft mittels hydraulischer Kolben kraftgesteuert aufgebracht und dann der obere Teil des Versuches mit vertikalen Kolben weggesteuert belastet. Specker hat in [2] die Tragfähigkeit der Fuge anhand eines numerischen Modells untersucht. Dieses hat sie an den Versuchen der UST (1) kalibriert und dann verschiedenste Parameterstudien durchgeführt. Ihr Hauptaugenmerk galt dabei der Anzahl, Form und Größe der Schubnocken. Die Normalkraft senkrecht zur Fuge hat sie weggesteuert aufgebracht und anschließend die Verschiebungen in diese Richtung gesperrt. Die vertikalen Reaktionen wurden durch ein starres Flächenlager an der gesamten Bodenfläche des Versuchskörpers aufgenommen.

Turmo hat in [3] seine Fugenkonstruktion durch realistische Spannglieder senkrecht zur Fugenebene vorgespannt, zudem misst er die Veränderung der Spannkraft während der Schubbelastung. Er beobachtet eine gute Übereinstimmung seiner Versuchsergebnisse mit den Berechnungen nach AASHTO.

Wasaka konzentriert seine Forschungen auf den Bereich in Auflagernähe [7]. Er modelliert das gesamte Verhalten von Segmentbrücken in Auflagernähe anhand relativ großer Versuchsaufbauten. Wie Turmo verwendet er realistische Vorspannungen der Versuchskörper und dadurch gelingt auch ihm die sehr realistische Simulation des Verhaltens und der Spannungen in einer Segmentbrückenfuge.

3.3 Bewertung existierender Berechnungsmethoden

Anders als in Wirklichkeit gehen die Modelle der UST und jenes von Specker davon aus, dass sich durch die Vertikal- bzw. Schubbelastung die Vorspannung nicht verändert. Beide Versuche wurden zwar mit verschiedenen Vorspanngraden durchgeführt, das Zusammenspiel zwischen Quer- und Längskraft wurde jedoch vernachlässigt. In [2] wird über die Versuche der UST unter anderem berichtet, dass der Versuch ohne Vorspannungen aufgrund großer Verdrehung des belasteten Bauteils keine auswertbaren Ergebnisse lieferte. Auf diesen Punkt wird aber nicht näher eingegangen, es wird nur eine allgemeine Bemessungsfunktion für profilierte Fugen unabhängig von der Schubnockenneigungen definiert. Die Sperrung jeglicher Horizontalverschiebungen rechtfertigt Specker aus der theoretisch unendlichen Anzahl von hintereinanderliegenden Segmenten, welche bei kleinen Verschiebungen in der Fuge auch eine unendlich große Längenänderung des gesamten Tragwerks als Folge hätte.

Durch diese Vereinfachung vernachlässigt Specker einen Versagensmodus der profilierten Fuge. Nur unter der Voraussetzung des Vorhandenseins von Spanngliedern (auch ohne Vorspannung aber verkeilt) wäre im Fall, der von Specker angenommenen „Standardnocke“, mit $35,5^\circ$ Flankenneigung und einem μ von 0,5 die beschriebene Querkraftübertragung vorstellbar. Beim Aufbringen der Querkraft würde so nach Überschreitung der „Abrutschbedingung“ durch die Bewegung entlang der Nockenflanke die Kraft in den verkeilten Spanngliedern gesteigert, sodass sich wieder ein Gleichgewicht einstellt. Diese tendenziell stabilisierende Wirkung würde die Vernachlässigung dieses Versagensmechanismus erklären, sodass ein Sicherheitsrisiko für die Fugen von Segmentbrücken ausgeschlossen werden kann. In der Arbeit von Specker [2] wird auf diesen Bereich jedoch nicht näher eingegangen. Da in diesem Zusammenhang die Spanngliedlänge, dessen Vorspanngrad und mehrere Systemfaktoren beachtet werden müssten, ist dieser schwer allgemein zu definieren. In dieser Studie wird dieser Effekt auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Wie in 3.2 erarbeitet, ist die Aufteilung der Normalkräfte im Bruchzustand unabhängig von der Steifigkeit der verschiedenen Mechanismen. Ein vom Winkel der Schubnocke und vom Reibungsbeiwert abhängiger Teil der Normalkraft geht nicht in Reibung ein, sondern verhindert das Abrutschen der Nocken, um einen Teil der Querkraft V_2 in die Nocke einleiten zu können. Diese Kräfteumlagerung hat für die Standardnocke nach Specker eine Abminderung der Schubtragfähigkeit von $0,28\text{N/mm}^2$ zur Folge, welche im Bemessungsmodell fälschlicherweise unberücksichtigt bleibt.

Die Verläufe der maximal übertragbaren Querkräfte verändern sich durch die Vernachlässigung der Horizontalverschiebung im Bereich bis 5% von f_{ck} deutlich, und die Tragfähigkeit der Profilierung sinkt auch bei höheren Normalkräften aufgrund des Zusammenspiels der Mechanismen.

Ein weiterer kritischer Punkt ergibt sich im Modell von Angelika Specker durch die starre flächenhafte Lagerung des einen Bauteils. Im äußersten Punkt entsteht hier eine Spannungsspitze, welche in ihrem Modell frühzeitig zum Versagen führt, bevor die Schubnocken versagen. Diese Lagerungsart entspricht nicht der Wirklichkeit. Aus der Begrenzung der Gültigkeit für dieses Berechnungsmodell kann somit nicht auf die Begrenzung der Bemessungsregel geschlossen werden.

4 Die glatte Trockenfuge

4.1 Einleitung

Die glatte Trockenfuge ist bisher noch in keinem Normenwerk oder Berechnungs-Atlas als Möglichkeit erwähnt. Alle Forschungsarbeiten gehen von einem zu großen Sicherheitsrisiko aus und empfehlen daher eine unbewehrte Schubprofilierung.

Im Zeitalter, wo eine sehr realitätsnahe numerische Modellierung der Tragwerke möglich ist, die immer leistungsfähigeren Baustoffe dadurch bis an ihre Grenzen ausgenutzt werden können und so extrem grazile Tragwerke möglich sind, scheint dies aber kein adäquater Ansatz zu sein.

Speziell in den Forschungsarbeiten der japanischen Universitäten in [7] wird über die extrem gute Berechenbarkeit der glatten Fuge berichtet. Die Coulomb'sche Reibung ist sehr gut einschätzbar und das Verhalten der gesamten Fuge, sowohl bei reiner Schubbelastung, als auch bei Schub und Biegebelastung, gut voraussagbar.

Bei der glatten Fuge verringert sich zwar die Komplexität der Fugegeometrie stark, der Bowwing-Effekt kann jedoch trotzdem zu verringerter Tragfähigkeit führen. Die Oberflächen sind weniger empfindlich bzgl. Verschiebungen, sodass eine geringe Relativverschiebung der Segmente nicht zum irreversiblen Versagen der Fuge führt, sondern eine Umlagerung der Kräfte bewirkt.

Das Versagen einer Reibungsverbindung ist wesentlich günstiger, als die einer unbewehrten Profilierung. Während die Schubverzahnungen schlagartig versagen, tritt bei ebener Fugenoberfläche nach der Überschreitung der Haftreibung sofort die Gleitreibung auf, welche sich zwar durch den geringeren Gleitreibungskoeffizienten auszeichnet, aber nach Stillstand sofort wieder Haftreibung aufbaut.

Tritt ein Zwang auf, so baut sich dieser in einer geringen Verschiebung ab, und die Fuge trägt sofort wieder. Das Versagen ist reversibel und somit günstig für das Gesamttragwerk, weil sich die Fuge nicht dauerhaft verändert.

In der Fertigteilproduktion können kleine Änderungen bei jedem einzelnen Segment große Auswirkungen auf die Kosten der Gesamtkonstruktion haben. So kommt es, dass man versucht die Segmente so einfach wie möglich zu gestalten und möglichst wenige verschiedene Segmenttypen zu verwenden.

Meist sind das ein Auflagersegment, ein Umlenksegment, welches die Umlenksättel für die externe Vorspannung beinhalten, und ein Standard-Segment für den Bereich dazwischen. Seit der Erfindung des „Short-line-Match-cast-Verfahrens“ wird ein konstanter Querschnitt über die Tragwerkslänge angestrebt. Dieses Verfahren benötigt im Gegensatz zum Long-line-Match-cast-Verfahren sehr viel weniger Platz, ist flexibler und somit günstiger. Die Kontaktschalverfahren erreichen dabei nahezu 100%ige Passgenauigkeit beim Assemblieren der Brücke auf der Baustelle. Kurven in Grund und Aufriss stellen dabei keine Schwierigkeiten dar, da die Schalung mit Lasergenauigkeit eingestellt werden kann. Diese Schalungen sind zwar sehr teuer im Vergleich zu einer Long-line-Schalung, sie sind jedoch flexibler und meist für mehrere Baustellen verwendbar und somit auf lange Sicht trotzdem günstiger.

Toleranzen aus dem Schwinden und dem durch die Hydratationswärme bedingten Bowwing-Effekt sind nicht vermeidbar. Der große Vorteil einer glatten Kontaktfuge ist, dass bei glatter

Schalung die spezielle Vorbereitung der Randschalung im Bereich der Profilierung entfällt. Bei jedem Segment kann Zeit gespart werden, da die Feinprofilierung sehr aufwendig bzgl. der Verdichtung ist.

Die glatte Fuge ermöglicht auch die Segmentherstellung durch das Einzelschalen der Segmente mit nachträglichem Planschleifen der Oberflächen mittels CNC-Technik. Aufgrund extrem hoher Genauigkeit dieses Verfahrens und der Umgehung des Bowing-Effekts aufgrund der Einzelherstellung können die Toleranzen zwischen den Segmenten auf bisher unerreichbar kleine Werte begrenzt werden. Dies hat wie bereits beschrieben eine bessere Übertragung von Druck- und Schubkräften zur Folge, was diesem Verfahren in der Zukunft des Segmentbrückenbaus eine sicherlich große Bedeutung zukommen lässt.

Im folgenden Teil dieser Arbeit soll eine Möglichkeit untersucht werden, wie die glatte Fuge trotz geringer Schubtragfähigkeit im Segmentbrückenbau angewendet werden kann.

4.2 Die geneigte, glatte Trockenfuge

Betrachtet man ein Brückentragwerk aus Segmenten mit externer Vorspannung, zeichnet sich bei den Schnittkräften ab, dass sich die Vorspannung im statischen System ähnlich wie eine nahezu konstant einwirkende Normalkraft verhält. Diese Näherung ist auf die Verbundlosigkeit zurückzuführen, welche jegliche Interaktion zwischen Beton und Spannglied mit Ausnahme der Anker- und Umlenkstellen verhindert. Bei Fugenöffnung werden die lokalen Dehnungen in der Fuge nicht lokal in das Spannglied eingeleitet, sondern teilen sich auf die gesamte Länge des Spanngliedes auf.

Diese externe Drucknormalkraft kann jedoch auch anders auf das Tragwerk einwirken, und zwar als Zwang aus den Auflagerkräften. Bereits die Römer nutzten diese Art der „Vorspannung“ in ihren Bogenkonstruktionen. Dies scheint mit heutigen Segmentbrücken in der betrachteten Form wenig zu tun zu haben, doch eine Spezialform des Bogens, der scheinrechte Bogen, funktioniert nach dem gleichen Prinzip wie ein Spannbetontragwerk aus Segmenten. Vielfach wurde er aus Mauersteinen mit Mörtel auf einem Lehrgerüst hergestellt und trägt heute noch, wenn der Mörtel nicht erodiert ist.

In den Kirchenbauten und anderen Prestige-Bauten wurde oft mit massiven Steinblöcken aus Marmor und ähnlichen wertvollen Steinen gebaut. Diese lagen meist unvermauert, also ohne Verbund übereinander, wurden aber millimetergenau aufeinandergestapelt. So wurden auch Bögen, Spitzbögen und scheinrechte Bögen hergestellt. Bei näherer Betrachtung wird klar, dass durch die Neigung der Fugen und die „Schiefwinkligkeit“ der Elemente eine Änderung der Fugen-Schnittkräfte erreicht wurde. Diese bewirkt, dass die reibungserzeugende Normalkomponente auf die Fugenebene größer wird, während die über Reibung abzutragende Querkraft mit dem Winkel abnimmt.

Zu dem Effekt der Schnittkraftmodifizierung in einen günstigeren Bereich, kommt ein weiteres Vorteil für das Gesamttragwerk hinzu. Sollte durch Überlastung einer Fuge ein keilförmiges Segment versuchen nach unten zu fallen, wirken die geneigten Fugen stabilisierend, indem sie das Tragwerk verlängern und somit die Spannkraft vergrößern und die notwendige Reibung in der Fuge wiederherstellen. Die hinzukommende Reversibilität der Verbindung kann erst durch die Ebenheit der Fuge gewährleistet werden.

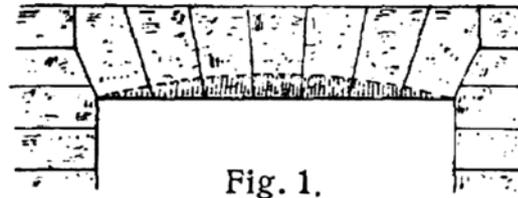
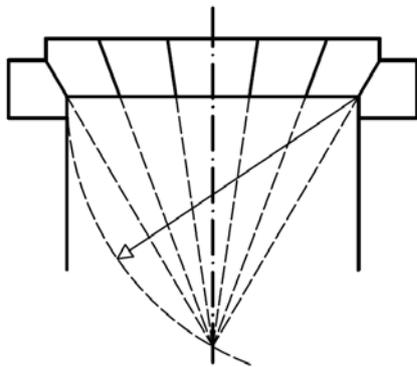


Abbildung 24 Scheiterechter Bogen

Die erste Skizze ist eine nachvollzogene Erklärung eines Maurers, so wie er es damals von seinem Meister überliefert bekommen hat. Beim Entwurf der Form der einzelnen Steine wird indirekt der Druckbogen über den zwei Auflagern nachempfunden. Der Schnittpunkt der Mittelsenkrechten auf die Sturzunterkante und dem Radius der Öffnungsbreite entspricht dem Mittelpunkt des Kreises durch die zwei Auflagerpunkte. Jede Linie durch diesen Punkt hat als Senkrechte durch den Schnittpunkt mit dem Kreis eine Tangente an den Kreis (Satz von Thales). Somit wird durch die veränderte Neigung der Kontaktflächen garantiert dass die Druckkomponente normal auf die Fugenfläche steht.

4.3 Schnittkrafttransformation

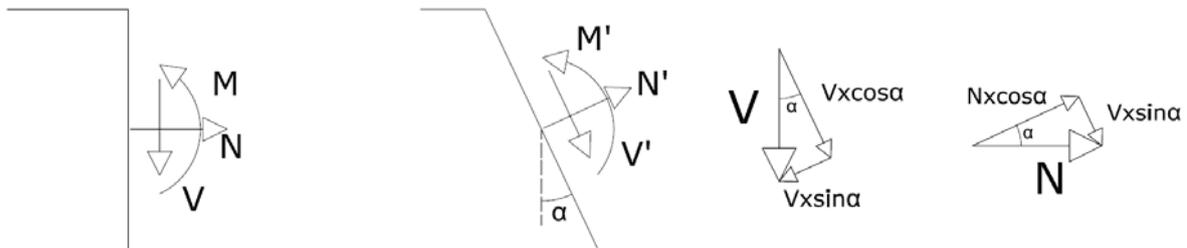


Abbildung 25 Schnittkrafttransformation

$$(43) N' = N \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$$

$$(44) V' = N \cdot \sin \alpha + V \cdot \cos \alpha$$

$$(45) M' = M$$

Die folgende Datenreihe soll veranschaulichen wie sich das Neigen der Fugen auf die Schubtragfähigkeit in der geschlossenen Fuge auswirkt. Ausgehend von der Grenzsituation, dass

bei senkrechter Fuge die Querkraft gerade noch übertragen werden kann, wird die Entwicklung der Schnittkräfte in der Fugenebene bei verändertem Fugeneigungswinkel betrachtet.

$$\frac{V}{N} = \mu \dots \text{Grenzfall}$$

$$(46) \quad N = -150 \text{ kN} \dots \text{Annahme}$$

$$(47) \quad V = \mu \cdot N = 0,65 \cdot 150 \text{ kN} = 97,5 \text{ kN}$$

In der Fugenebene berechnet sich die Schubtragfähigkeit mit:

$$(48) \quad V'_{zul} = \mu \cdot N'$$

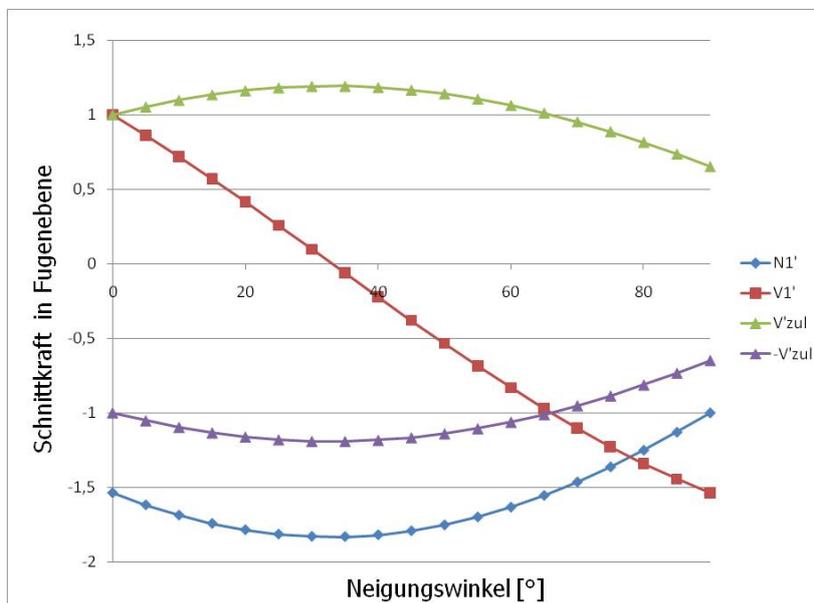


Abbildung 26 Schnittkrafttransformation Grenzfall

Aus den einwirkenden Schnittkräften wurden die Schnittkräfte in der Fugenebene nach den Formeln (43) und (44) errechnet. Die übertragbare Querkraft wird nach Coulomb wie in Formel (49) errechnet. Dieses V'_{zul} , welches nicht richtungsabhängig ist und deshalb sowohl positiv als auch negativ sein kann, wird mit der Fugenquerkraft verglichen. Es ist gut ersichtlich, wie sich durch die Neigung der Fuge der Anstieg der Normalkraft senkrecht auf die Fuge entwickelt, was eine ansteigende übertragbare Querkraft zur Folge hat. Zudem ist eine starke Reduktion der zu übertragenden Querkraft V' durch die Schnittkrafttransformation zu beobachten.

Der Schnittpunkt der Funktion der zu übertragenden Querkraft mit der Abszisse charakterisiert den maßgebenden Punkt, an dem die Fugeneigung die Auflösung der Querkraft zur Folge hat. Für diesen einen Lastfall wäre somit bei dieser Fugeneigung auch bei Reibungsfreiheit eine Übertragung der Querkraft möglich.

Für diese Grenzfallbetrachtung welche durch das Verschwinden des Querkraftanteils charakterisiert ist, lässt sich ein vom Reibungsbeiwert abhängiger Grenzwinkel errechnen.

$$\frac{V'}{N'} = \mu = \tan \alpha_{\text{grenz}} \Rightarrow \alpha_{\text{grenz}} = \arctan \mu = \arctan(0,65) = 33,03^\circ$$

Das Prinzip entspricht der Neigung der Fuge in Richtung der Hauptdruckspannung, wo aus Normal- und Querkraft eine Hauptdruckkraft resultiert und keine senkrecht dazu wirkende Schubkraft mehr vorhanden ist.

Nachdem die positive Wirkung der Fugenneigung bei positiver Querkraft beschrieben wurde, ist noch die Betrachtung unter negativer Querkraft ausständig.

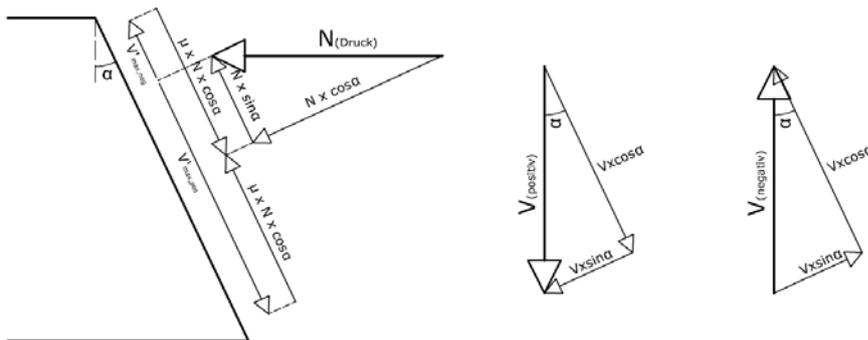


Abbildung 27 Schnittkrafttransformation detailliert

In der Skizze wird gut ersichtlich, wie die Zusammenhänge bei der Reibung erzeugenden Komponente funktionieren.

Die Normalkraft parallel zur Stabachse spaltet sich in der geneigten Fuge in einen senkrechten und einen parallelen Teil auf. Der senkrechte Teil $N \cdot \cos \alpha$ erzeugt Reibung in der Fuge und es wird eine Übertragung der Kräfte parallel zur Fuge möglich. Da Reibung richtungsunabhängig ist, können nach „unten“ und nach „oben“ jeweils die Kräfte $\mu \cdot N \cdot \cos \alpha$ übertragen werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass bereits die Normalkraft einen fugenparallelen Anteil hat, welcher die übertragbare fugenparallele Kraft V' beeinflusst. Nach „unten“ kann der Betrag $V'_{\max, \text{pos}} = \mu \cdot N \cdot \cos \alpha + N \cdot \sin \alpha$ übertragen werden, während nach „oben“ jedoch nur der Betrag $V'_{\max, \text{neg}} = \mu \cdot N \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha$ übertragen werden kann.

Im rechten Teil der Skizze ist ersichtlich, wie sich die Querkraft senkrecht zur Stabachse infolge der Fugenneigung aufteilt.

Bei der positiven Querkraft vergrößert der senkrecht auf die Fuge wirkende Anteil die reibung-erzeugende Kraft. Dieser Effekt führt zur gewünschten großen Querkraftübertragung, während im entgegengesetzten Fall der reibung-erzeugende Anteil durch die negative Querkraft geschwächt wird und so eine geringere Querkrafttragübertragung in diese Richtung möglich ist.

4.4 Grundlagen zur Bestimmung des Anwendungsbereichs von geneigten Trockenfugen

Die angesprochene Schnittkrafttransformation wird zur Bestimmung des Anwendungsbereiches in die Reibungsgleichung eingesetzt und so die Maximalwerte der Querkraft V in Abhängigkeit von der Normalkraft dargestellt.

In der Fuge können negative und positive Querkräfte übertragen werden, und die Reibung ist richtungsunabhängig, deshalb hat V' die Betragszeichen und bildet zwei Maximalfunktionen als Ergebnis.

Setzt man nun die Formeln für die transformierten Schnittkräfte in die Formel der Coulombschen Reibung ein, so erhält man die zwei gesuchten Funktionen.

Vorzeichenkonvention:

N ... pos. Normalkraft = Zug

V ... pos. Querkraft nach unten

Schnittkrafttransformation: siehe Abb. (24)

$$(49) \quad N' = N \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$$

$$(50) \quad V' = N \cdot \sin \alpha + V \cdot \cos \alpha$$

$$(51) \quad |V'_{\max}| = N' \cdot \mu \quad \text{für } N' \leq 0$$

$$(52) \quad V'_{\max, \text{neg}} = N' \cdot \mu$$

$$(53) \quad N \cdot \sin \alpha + V \cdot \cos \alpha = (N \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha) \cdot \mu$$

$$(54) \quad V \cdot \cos \alpha + V \cdot \mu \cdot \sin \alpha = N \cdot \mu \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha$$

$$(55) \quad V_{\max, \text{neg}}(\alpha) = \frac{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha}{\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha} \cdot N$$

$$(56) \quad V'_{\max, \text{pos}} = -(N' \cdot \mu)$$

$$(57) \quad N \cdot \sin \alpha + V \cdot \cos \alpha = -(N \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha) \cdot \mu$$

$$(58) \quad V \cdot \cos \alpha - V \cdot \mu \cdot \sin \alpha = -N \cdot \mu \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha$$

$$(59) \quad V_{\max, \text{pos}}(\alpha) = \frac{\mu \cdot \cos \alpha + \sin \alpha}{\mu \cdot \sin \alpha - \cos \alpha} \cdot N$$

Im Folgenden werden die winkelabhängigen Funktionen $V_{max,pos}$ und $V_{max,neg}$ durch das Kürzel $\bar{\mu}(\alpha) \cdot N$ ausgedrückt. Dieser Faktor ist als eine Art fiktiver Reibungsbeiwert für die geneigte Fuge interpretierbar.

Dabei gilt:

$$(60) \quad \bar{\mu}(\alpha)_{pos} = \frac{\mu \cdot \cos \alpha + \sin \alpha}{\mu \cdot \sin \alpha - \cos \alpha}$$

$$(61) \quad \bar{\mu}(\alpha)_{neg} = \frac{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha}{\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}$$

Die Grafik zeigt die Verläufe der Funktionen (59) und (60) bei ansteigendem Neigungswinkel. Einerseits für negative Querkräfte die bereichsweise nahezu linear sinkende Funktion von $\mu(\alpha)_{neg}$ und jene für positive Querkräfte $\mu(\alpha)_{pos}$, welche überproportional absinkt (Normalkraft laut Vorzeichenkonvention immer negativ für Druck).

Der Nulldurchgang der Funktion für negative Querkräfte repräsentiert den Punkt, wo durch die Neigung der Fuge keine negativen Querkräfte mehr übertragen werden können, weil der Reibungsanteil bereits so gering ist, dass nur noch die abtreibende Komponente der Normalkraft übertragbar ist.

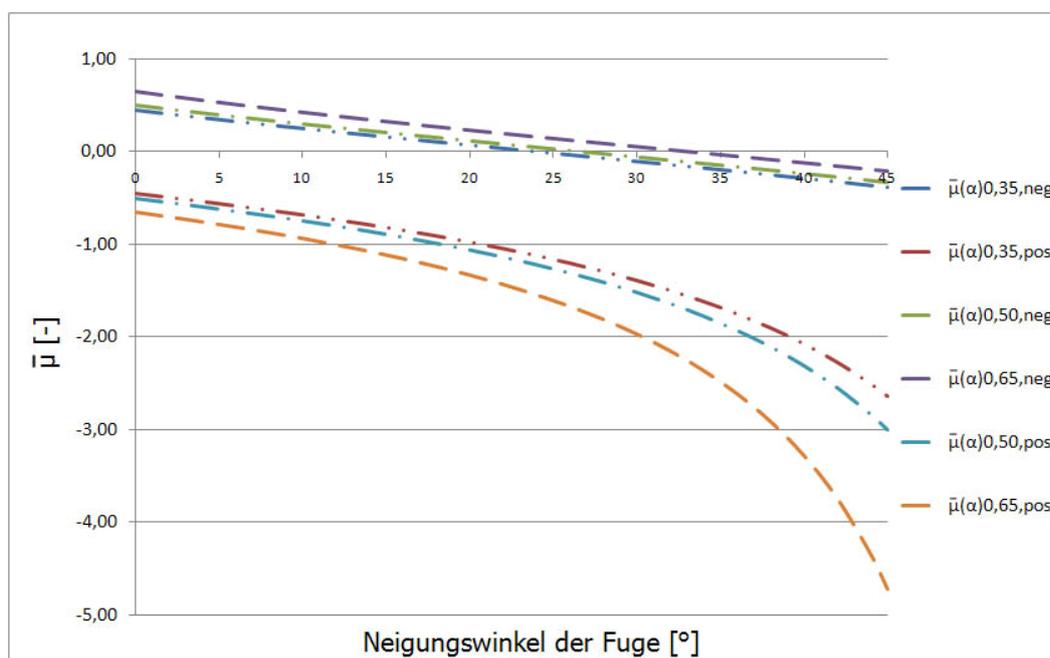


Abbildung 28 Fiktiver Reibungsbeiwert bei variablem Fugenneigungswinkel und variablem Reibungsfaktor

Dieses Verhalten zeigt, wie sich der Neigungswinkel der Fuge auf die Anwendung auswirkt. In den Bereichen mit negativen Querkräften, wie in den meisten Feldmitten von Durchlaufbrücken, ist der Fugenneigungswinkel durch die betragsmäßig größte negative Querkraft und die größte positive Querkraft limitiert. Am Mittelaufleger von Durchlaufträgern, wo nur positive Querkräfte auftreten, müssen auch die Minimal- und Maximalbeträge betrachtet werden, um den optimalen Neigungswinkel zu definieren.

4.5 Vergleich mit anderen Fugenformen

Um die verschiedenen Fugenformen unabhängig vom Querschnitt vergleichen zu können wird das in Kapitel 2.7.8 angenommene Konzept weiter verwendet. Abbildung 16 wird dabei um die Widerstandswerte von drei geeigneten Fugen erweitert.

Um die Aussagekraft der Graphik zu erhöhen, wurde auf der Abszisse das Verhältnis von Druckspannung zu Betondruckfestigkeit aufgetragen, während die Ordinate auf die Fugenfläche bezogene Schubkräfte darstellt.

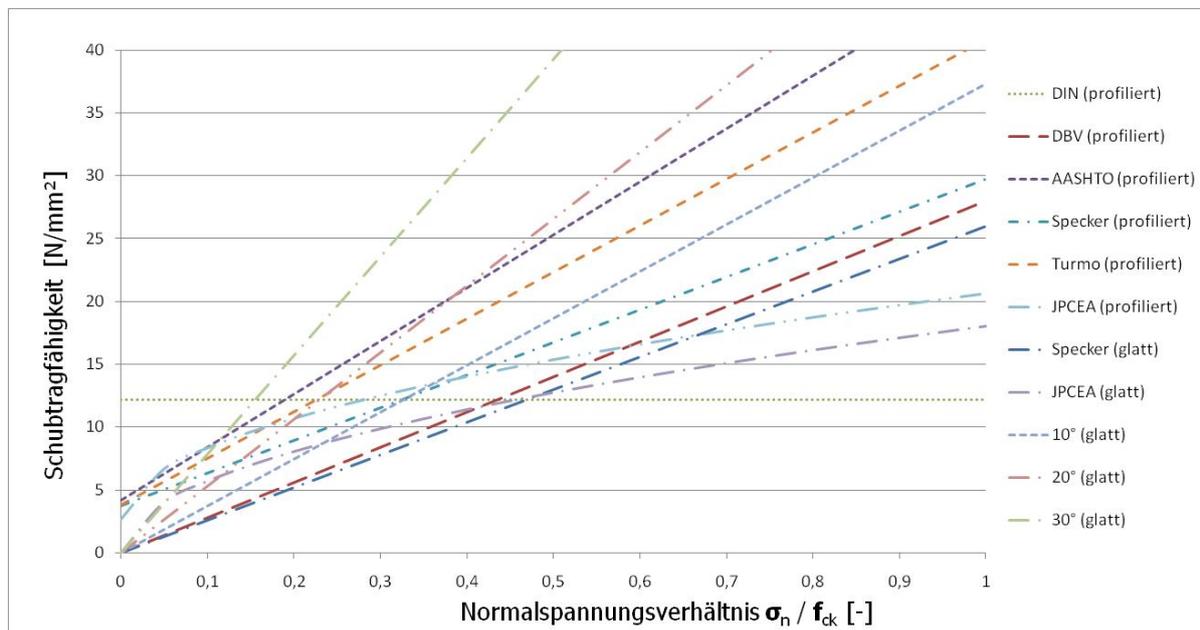


Abbildung 29 Schubtragfähigkeit der Fuge in Abhängigkeit der Normalkraft/Spannung (inkl. Geneigte Fugen)

Vergleicht man die verschiedenen Fugenkonstruktionen miteinander, so wird klar, dass man durch die Neigung eine erhebliche Leistungssteigerung der glatten Fuge erreicht.

Die Graphik zeigt, dass eine Fugenneigung von 10° die Querkraftübertragung einer profilierten Fuge, welche nach den Formeln von Specker bemessen wurde, im Bereich unter $0,5 \cdot f_{ck}$ nur knapp unterschreitet und darüber deren Leistungsfähigkeit sogar übertrifft. Eine Neigung von 20° hat über $0,4 \cdot f_{ck}$ eine höhere Leistungsfähigkeit als die Trockenfuge, welche nach AASHTO bemessen wurde.

4.6 Schubkraftübertragung bei klaffender Fuge

Das Versagen des Stahlbetonbauteils bei Schubbelastung kann generell auf vier verschiedene Arten erfolgen. Beim Biegeschubversagen tritt der Bruch durch das Fließen der Schubbewehrung ein, die Schubrisse vergrößern sich und schnüren die Biegedruckzone so weit ein, dass das Bauteil schlagartig auf Druck versagt. Dieser Bruchmechanismus tritt bei geringer Schubbewehrung auf. Mit mehr Schubbewehrung kann das Bauteil mehr Schub aufnehmen und die Rissbreiten werden begrenzt, bis die Bügelbewehrung oder die Druckzone versagt (Schubzugbruch). Bei Querschnitten mit sehr schlanken Stegen kann es auch zum Versagen der Druckstrebe kommen. Speziell im Segmentbrückenbau kann auch wie besprochen die Fuge auf Schub versagen und die Segmente gegeneinander abgleiten. [4]

In diesem Abschnitt soll untersucht werden, in welchen Bereichen die verschiedenen Versagensformen auftreten, und inwiefern sie für die Bemessung relevant sind.

Durch die konzentrierte Schubkraftübertragung im Bereich der geöffneten Fuge entsteht ein zweiachsiger Spannungszustand, bestehend aus Druckspannungen infolge Normalkraft und Biegung und den Schubspannungen.

Zur Vermeidung des Schub-Druck-Versagens wird vom „Deutschen Beton Verein“ die maximale Stauchung der Druckzone in der Plattenmittelachse auf 2‰ begrenzt. Durch diese Dehnungsbeschränkung wird jedoch auch die Leistungsfähigkeit der Druckzone beschränkt. [2]

$$(62) \sigma_n \leq \alpha_R \times f_{ck} = 0,67 \times f_{ck}$$

α_R ... Völligkeitsbeiwert für eine parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei Dehnungsbeschränkung auf 2‰

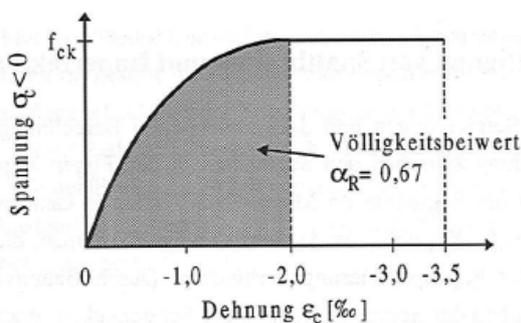


Abbildung 30 Beschränkung der Betonstauchung

Es folgte die Berechnung der Hauptdruckspannung aus einwirkender Normalspannung und maximaler Schubspannung anhand der Formel:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_n^2}{4} + \tau^2} \geq -f_{ck}$$

Durch diese Beschränkung liegt nach [2] die Hauptdruckspannung immer unterhalb der Grenzen für den Schub-Druck-Bruch der profilierten Fuge ($\sigma_n = 0,74 \times f_{ck}$ nach DBV [3] bzw. $0,70 \times f_{ck}$ nach Specker [2]). Somit kann nach DBV durch diese Beschränkung das Versagen durch Schub-Druck ausgeschlossen werden.

Diese Beschränkung ist aufgrund der nicht beachteten Verläufe der Spannungen in dieser Form nicht schlüssig. Durch die Dehnungsbeschränkung wird nämlich nur die Druckkraft begrenzt, nicht aber der Betrag der maximalen Druckspannung.

Der Ansatz der Untersuchung der Versagensmechanismen anhand der Berechnung von Hauptspannungen aus den Einwirkungen ist prinzipiell möglich. Diese können dann mit den materialeitigen Widerstandsgrößen verglichen werden. Solche Hauptspannungskriterien müssen generell an der Stelle im Querschnitt mit der maximalen Beanspruchung geführt werden. In Bezug auf die Druckzone von Segmentbrücken mit geöffneten Fugen sind mehrere grundlegende Überlegungen relevant.

Nach der Fugenöffnung bildet sich ein dualer Biegequerschnitts aus den auf Zug belasteten Spanngliedern und der Druckzone. Durch die Verdrehung des Querschnitts entstehen am äußeren Rand sehr große Druckspannungen welche im plastischen Bereich der Beton-Arbeitslinie liegen, während innen, nahe dem Verdrehungsnullpunkt die Spannungen im elastischen Bereich liegen. Aufgrund des hohen Ausnutzungsgrades des Betons in der gesamten Druckzone kann jedoch nach dem klassischen Ansatz generell plastisches Materialverhalten für die Berechnung angesetzt werden. Geht man von der üblichen Begrenzung der Betonstauchung auf 3,5‰ aus (im Gegensatz zur Begrenzung auf 2‰ nach [2]) so haben die Spannungen näherungsweise einen Parabel-Rechteck-Verlauf. Nach dem Muster des Spannungsblocks kann aber vereinfachend auch eine konstante Aufteilung über 80% der Höhe der Druckzone erfolgen.

$$(63) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{0,8 \cdot A_{\text{Druck}}}$$

A_{Druck} ... Fläche der Druckzone

Die Schubspannungen haben aufgrund der konstant über die Höhe angenommenen Schubverzerrung einen näherungsweise parabolischen Verlauf. Die Annahme konstanter Schubverzerrungen wird in der Festkeitslehre als eine gute Näherung betrachtet und gilt als Grundlage für die Kompatibilität mit den Normalspannungen. Aus der Voraussetzung der spannungsfreien Ränder folgt, dass die Schubspannungen dort gleich null sind. Von dort steigen die Schubspannungen schnell an, während der Verlauf in der Mitte flacher als eine Parabel ist. Auch wenn der Verlauf der Spannungen nicht exakt dem der quadratischen Parabel entspricht so hat sich dieser klassische Ansatz jedoch bewährt. Der Maximalbetrag der Schubspannung berechnet sich demnach für die quadratische Parabel als ungünstigsten Fall mit 3/2 der durchschnittlichen Schubspannung.

$$(64) \quad \tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A_{\text{Schub}}}$$

A_{Schub} ... für die Schubübertragung aktiver Teil der Druckzonenfläche

Um die ermittelten, auf Flächen bezogenen, Kräfte mit den Spannungszuständen der Versagensmechanismen vergleichen zu können, müssen diese für die betreffenden Hauptspannungsrichtungen berechnet werden. Die aus Versuchen bekannten Materialfestigkeiten sind in den Hauptspannungsebenen gültig und werden anhand der Gleichgewichtszusammenhänge des Mohr'schen Kreises in Schubfestigkeiten umgerechnet.

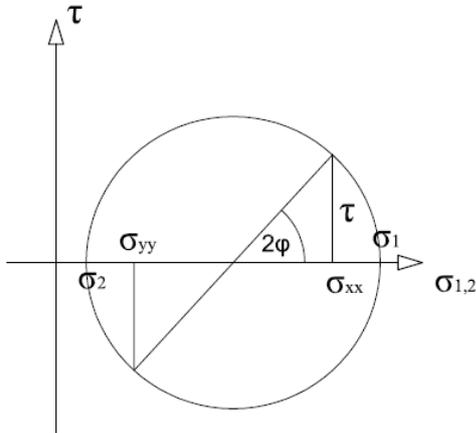


Abbildung 31 Mohr'scher Spannungskreis

$$(65) \quad \sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$(66) \quad \text{Hauptspannung} = \text{Mittelpunkt} \pm \text{Radius}$$

Damit ergibt sich auch die Neigung der Hauptspannungen:

$$\tan(2\varphi) = \frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}$$

Unter der Voraussetzung, dass keine Vertikalspannungen vorhanden sind, der Steg also vertikal nicht vorgespannt ist und näherungsweise keine Gleichlast über der Fuge steht, kann mit Hilfe der Druck-Zug-Festigkeit eine Schub-Druckfestigkeit berechnet werden.

$$(67) \quad \text{Für } \sigma_{yy} = 0 \text{ gilt } \sigma_1 = \frac{\sigma_{xx}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{xx}^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

Daraus ergibt sich:

$$(68) \quad \tau_{xy,\max} = \sqrt{\left(\sigma_{1,2} - \frac{\sigma_{xx}}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xx}}{2}\right)^2}$$

σ_1 ... Hauptspannung (≤ 0)

σ_{xx} ... Druckspannung in der Fuge (≤ 0)

$\tau_{xy,\max}$... Schubspannung in der Fuge welche in Abhängigkeit von σ_{xx} übertragen werden kann

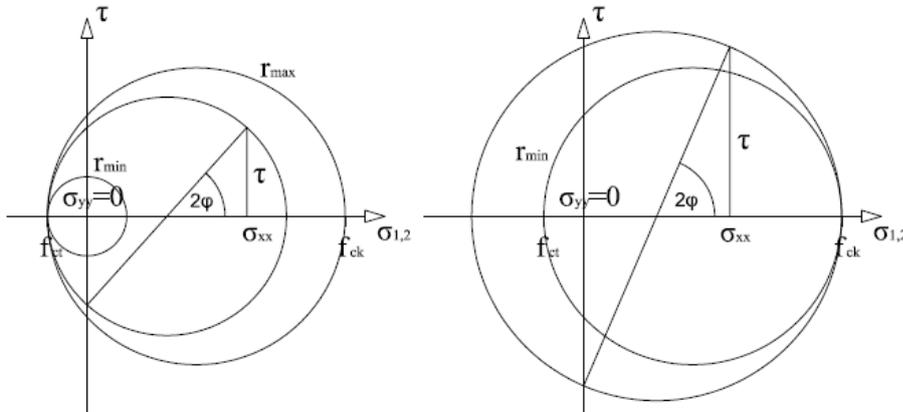


Abbildung 32 Darstellung der Grenzzustände im Mohr'schen Spannungskreis

Diese Gleichung kann für die zwei in Abbildung 31 anhand der Mohr'schen Kreise dargestellte Fälle ausgewertet werden.

Einerseits für $\sigma_{1/2} = \sigma_{2,max,biaxial}$, wobei hier das Versagenskriterium des Schub-Zug betrachtet wird. In der Druckzone kommt es in der Hauptspannungsrichtung zum Querzugversagen. Solche Spannungen können üblicherweise im Stahlbetonbau durch Bewehrung aufgenommen werden, jedoch läuft im Fugenbereich die Bewehrung nicht durch, sodass diese vom Beton aufgenommen werden müssen.

Als Voraussetzung dafür muss jedoch das Verhalten von Beton unter bi-axialer Belastung bekannt sein.

Diese wird im Allgemeinen an Hohlzylindern oder an Scheiben experimentell ermittelt. Die Hohlzylinder werden mit einem Innendruck und einer axialen Druckkraft belastet. Im Gegensatz dazu werden Scheiben über Belastungsbürsten durch Hydraulikzylinder in zwei Achsen belastet. Die Problematik bei der Verwendung von Hohlzylindern ist, dass der Radius mindestens zehnmal größer als die Wanddicke sein sollte, um eine gleichmäßige Spannungsverteilung über die Wanddicke zu erzielen. Die Wanddicke muss dreimal größer sein als das Größtkorn, um Schwachstellen durch unregelmäßige Kornverteilung zu vermeiden. Diese Forderungen wurden von keinem Forscher vollständig eingehalten, daher weisen deren Ergebnisse wesentliche Abweichungen von den Scheibenexperimenten von Kupfer auf [15].

Folgende Näherungsfunktion hat er für den Zug-Druckbereich ermittelt:

$$(69) \quad \frac{\sigma_1}{f_{ct}} = \sqrt[3]{1 + \frac{\sigma_2}{f_{ck}}} \quad \text{für Normalbeton}$$

Diese Gleichung kann anhand der Zusammenhänge im Mohr'schen Kreis so umgeformt werden, dass die Hauptzugspannung σ_1 nur noch von der Normalspannung σ_{xx} abhängig ist, welche in Kombination mit dem Schub auftritt. Diese Gleichung dritten Grades wird vereinfachend numerisch gelöst und dann in Gleichung (68) eingesetzt.

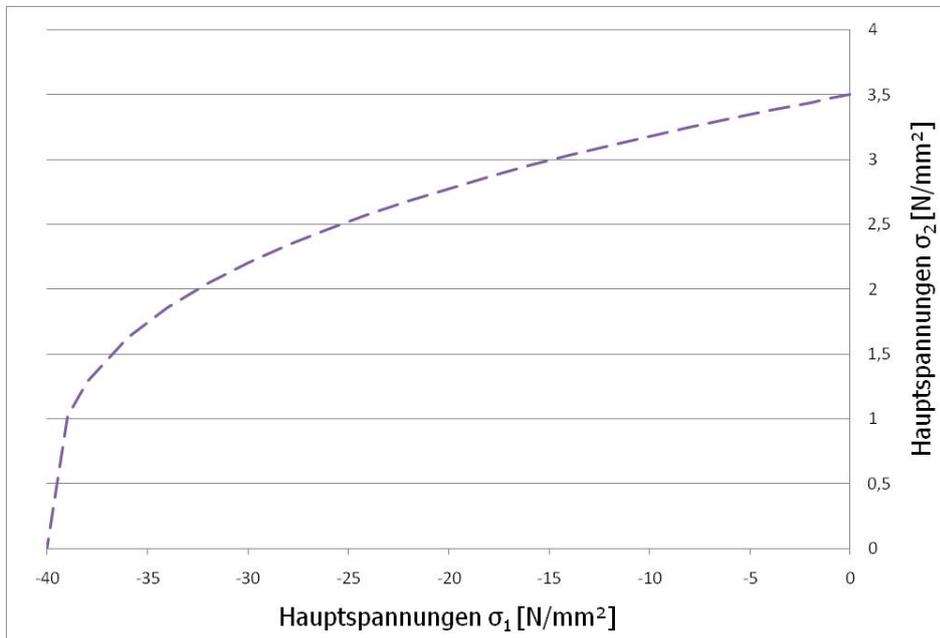


Abbildung 33 Bruchverhalten von Normalbetonen im Zug-Druck-Bereich [15]

Das zweite Versagensmodell ist das des Druckbruches. Hierbei erfolgt der Bruch bei Überschreitung der Hauptdruckspannung, während die Hauptzugspannungen nicht auf den Beton, sondern auf die Bewehrung wirken. In diesem Zustand geht man von einer gerissenen Druckzone aus, und die Druckfestigkeit des Betons muss somit abgemindert werden. Im Eurocode 2 [20] wird beispielsweise für den Nachweis der Druckstrebe zur Querkraftabtragung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Faktor ν definiert, der diese Abminderung beschreibt.

$$(70) \quad \nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$$

$$(71) \quad \text{Daraus ergibt sich für } f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2: \nu = 0,5$$

Alternativ hierzu schlägt Muttoni in [21] für dieselbe Belastung eine Abminderung vor, welche sich wie folgt berechnet:

$$(72) \quad f_{c,eff} = 0,8 \cdot f_{c0} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Mit $f_{c0} = 20 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich für $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,eff} = 25,40 \text{ N/mm}^2$ was einem ν von 0,635 entsprechen würde.

Erfolgt die Druckbelastung auf den Beton schräg zum Zug so schlägt Muttoni eine Abminderung anhand folgender Gleichung vor.

$$(73) \quad f_{c,eff} = 0,6 \cdot f_{c0} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Mit $f_{c0} = 20 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich für $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,eff} = 19,05 \text{ N/mm}^2$ was einem ν von 0,476 entsprechen würde.

Da im Modell die Rechtwinkligkeit des Drucks auf die Schubzugrisse nicht gewährleistet ist, muss die Betondruckfestigkeit nach Formel (73) abgemindert werden. Näherungsweise entspricht diese der Abminderung nach Eurocode (70), sodass diese für die weiteren Untersuchungen verwendet wird.

Mit $\sigma_1 = 0,5 \cdot f_{ck}$ erhält man die zweite Funktion in Abbildung 34.

Die Funktion, welche das Schubübertragungsvermögen der betrachteten Fugenkonstruktionen darstellt geht vom Ursprung aus, bis zum Schnittpunkt mit der Funktion des Schub-Zug-Versagens ist die Schubübertragung nur von den Fugenkonstruktionen abhängig. Ab dieser Normalspannung wird das Versagensmodell des Schubzugbruchs maßgebend. Werden die Querspannungen mittels Bügelbewehrung aufgenommen so kann eine weit größere Schubspannung übertragen werden (siehe schraffierte Fläche). In diesem Bereich muss die Fugenkonstruktion und die ausreichende Bügelbewehrung nachgewiesen werden. Bei nicht ausreichender Bewehrung kommt es infolge großer Stahldehnungen zu großen Rissen und zur Einschnürung der Druckzone. Bei großer Bewehrung versagt der Beton auf Druck in Hauptspannungsrichtung bevor die Bewehrung versagt (Druck-Bruch). Ab dem Schnittpunkt der Funktionen mit der zweiten Grenzfunktion versagt der Beton bevor die Fugenkonstruktion voll ausgelastet ist.

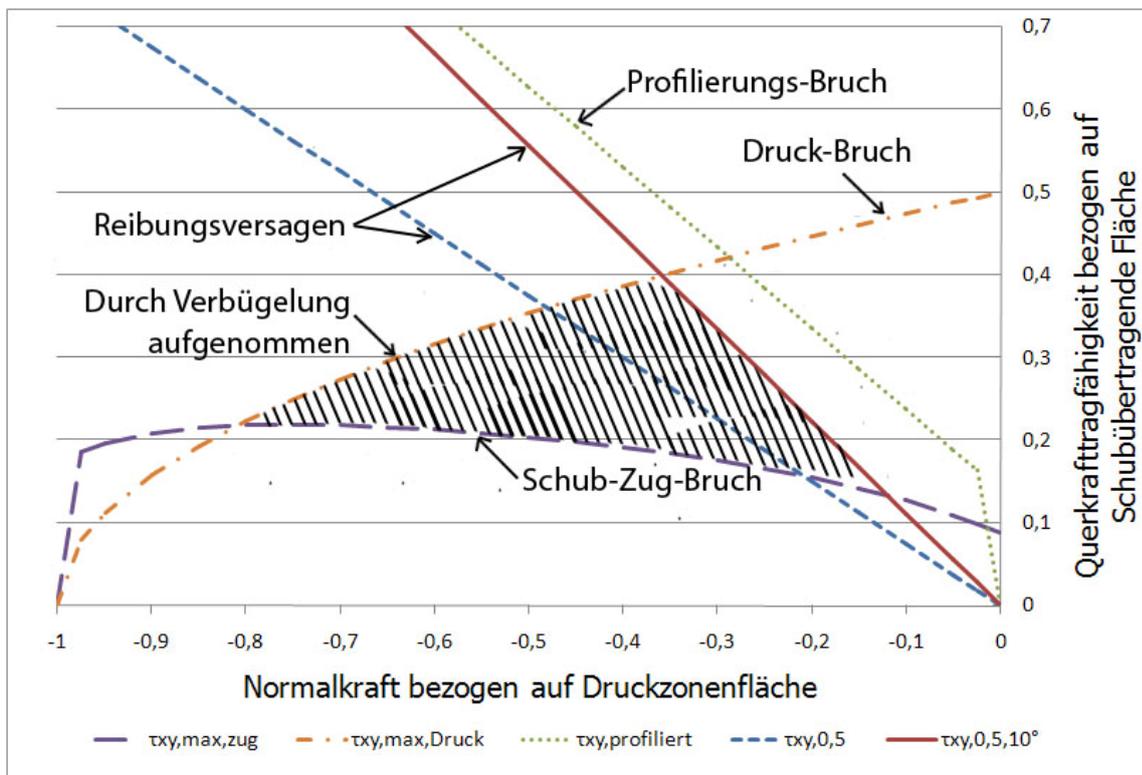


Abbildung 34 Versagenskurven im σ - τ -Diagramm

Daher lässt sich zusammenfassend sagen, dass die Fugenkonstruktion bei geringen Vorspanngraden alleine maßgebend ist, bei profilierten Fugen bis ca. 2% der Betondruckfestigkeit und bei glatten Fugen bis ca. 50%. Bei höheren Druckspannungen muss zusätzlich die durch Faser- oder Bügelbewehrung aufnehmbare Hauptzugspannung und die Hauptdruckspannung nachgewiesen werden. Bei der profilierten Fuge nach Specker ist ab ca. 28% der

einaxialen Druckfestigkeit nur noch das Hauptdruckspannungskriterium maßgebend. Währenddessen kann der Beton bei glatten Fugen bis auf ca. 70% ausgelastet werden, bis nicht mehr die Fugenkonstruktion maßgebend ist. Es ist damit auch eine geringere Querkrafttragfähigkeit verbunden. Da eine hohe Auslastung der Druckzone aus wirtschaftlichen Gründen immer anzustreben ist, ist die Kontrolle des Hauptspannungskriteriums bei der Bemessung von Segmentbrücken unumgänglich.

Zukünftige Segmentbrücken werden mit großer Wahrscheinlichkeit aus Hochleistungsbeton hergestellt, dieser wird derzeit an vielen Forschungsstätten untersucht und wird immer öfter in der Praxis umgesetzt. Die Schubtragfähigkeit von Hochleistungsbetonen liegt, relativ zur Druckfestigkeit des Normalbetons, unter dessen Schubtragfähigkeit, da seine biaxiale Zug-Druck-Festigkeit um einiges geringer ist. Es ist zu vermuten, dass mit einer geeigneten Faserbewehrung des Normal- und auch des Hochleistungsbetons noch größere Schubspannungen übertragbar sind.

In Abbildung 33 ist erkennbar, wie sich die Faserbewehrung von UHPC auf die einachsige ermittelte Zugfestigkeit auswirkt. Der Verlauf der Linie (1) stellt das Verhalten von nicht faserbewehrtem Beton dar.

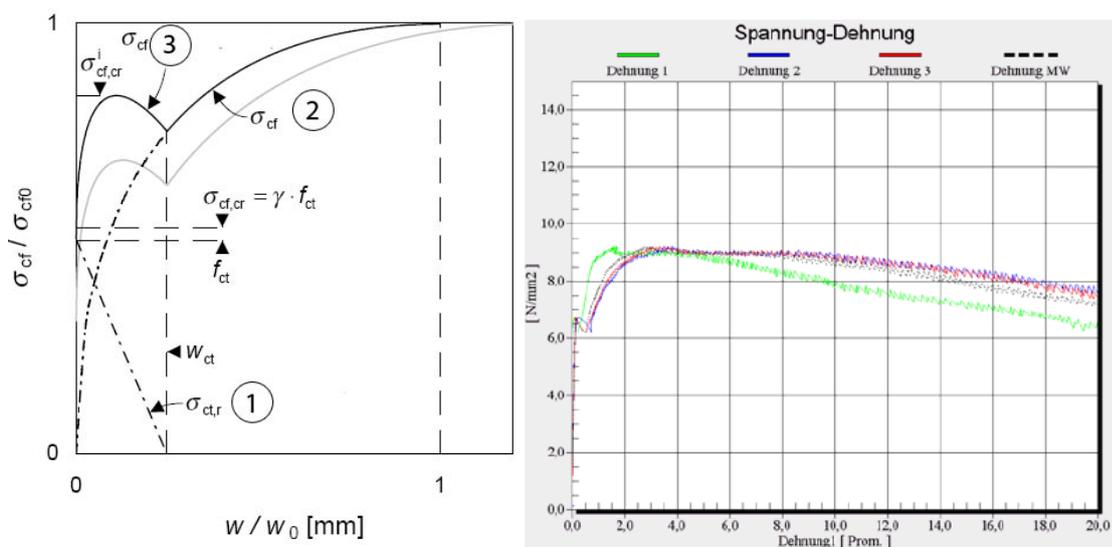


Abbildung 35 Einachsige Zug-Arbeitslinie von faserbewehrtem UHPC Grafik [17] und Versuchsdiagramm[18]

Wie in der einaxialen Zugarbeitslinie gut ersichtlich, ist nach der Mikrorissbildung (3) eine Verfestigung zu beobachten, welche auf die Tragwirkung der Fasern im Riss zurückzuführen ist. Das Versagen tritt schlussendlich durch den Auszug der Fasern aus dem Betongefüge ein. In diesem Bereich ist durch den einwirkenden Druckanteil im biaxialen Spannungszustand eine Steigerung des Verbunds möglich, sodass zu erwarten ist, dass die Auszugfestigkeit nochmal geringfügig höher sein sollte.[17]

Leider gibt es diesbezüglich noch keine fundiert verwertbaren Erkenntnisse aus biaxialen Versuchen. Ein Grund hierfür sind zu unklare Randbedingungen in den Versuchsaufbauten. Speziell für die Anwendung im Schub-Druck beanspruchten Bereich, lässt sich aber ein positiver Einfluss vermuten, welcher jedoch noch einiger Forschung bedarf, bis eine eindeutige Aussage getroffen werden kann.

4.7 Ermittlung des optimalen Fugenneigungswinkels

Die Anzahl der verschiedenen Segmente für eine Brücke und somit die Produktionskosten sollten auf ein Minimum beschränkt werden, deshalb sollte der Fugenneigungswinkel über das gesamte Tragwerk gleich sein. Für die beiden maßgebenden Punkte am Durchlaufträger muss die Querkraftübertragung gewährleistet sein. Aus der maximalen und der minimalen Querkraft über dem Mittelaufleger, sowie aus der maximalen negativen Querkraft in Feldmitte, ergibt sich ein optimaler Winkel.

Die Kapitel 4.3 und 4.4 haben schon gezeigt, dass sich die Neigung an der Einzelfuge sehr vorteilhaft auswirkt. Im folgenden Abschnitt werden Schlankheiten ermittelt, welche einen sinnvollen Anwendungsbereich begrenzen. Demzufolge soll dann ausgehend von erforderlichen Spannweiten bzw. Schlankheiten der optimale Fugenneigungswinkel ermittelt werden können und anschließend erarbeitet werden ob bzw. wie effizient ganze Brücken mit einheitlicher Fugenneigung sind.

Die Querkrafttragfähigkeit der Fuge und das maximal aufnehmbare Moment des Querschnitts bilden die maßgebenden Nachweise einer extern vorgespannten Segmentbrücke im ULS, und diese werden als Grenzzustände angenommen.

Als einheitliches Lastmodell dient dabei die in EN 1991-2 und ÖNORM B 1991-2 (Eurocode 1 Teil 2: Einwirkungen auf Brücken) vorgeschriebene Verkehrslast, Stützenabsenkungen und Temperaturschwankungen. (siehe Anhänge A, B, C)

4.7.1 Einfeldträger

Um übersichtlich vorzugehen, wird anfänglich mit einem einfachen Tragsystem der Länge L und einer einfachen wandernden Einzellast F das Vorgehen demonstriert.

Am Einfeldträger gilt folgendes:

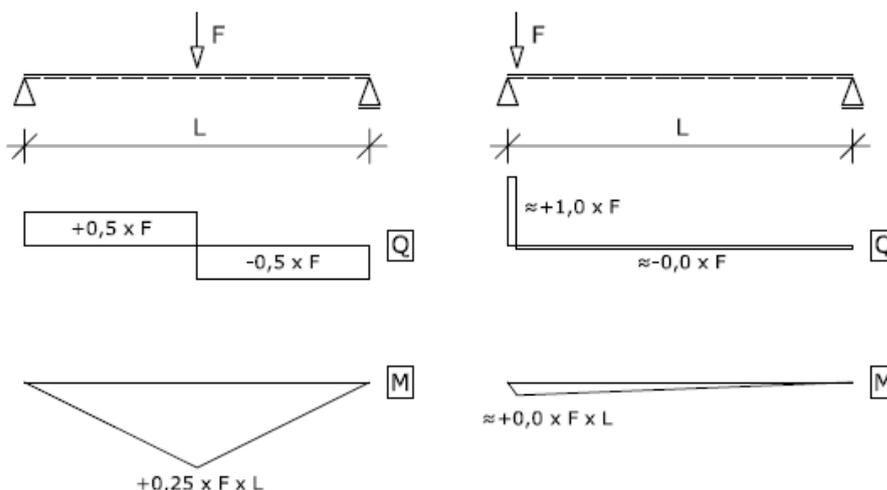


Abbildung 36 Schnittkräfte am Einfeldträger unter Einzellast

Die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen sind beim Einfeldträger das Moment aus der wandernden Einzellast in Feldmitte und die maximale Querkraft in Auflagernähe.

Im Schwerpunkt:

$$(74) M_{Sd} = 0,25 \cdot F \cdot L \quad V_{Sd} = F \quad N = 0$$

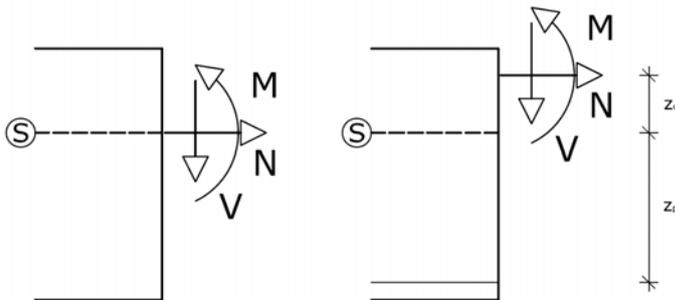


Abbildung 37 Schnittkrafttransformation vom Schwerpunkt in den Angriffspunkt der Betondruckkraft

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird durch das Öffnen der Fugen die Druckzone eingeschnürt. Nach der Dekompression öffnet sich die Fuge innerhalb weniger Lastschritte bis zum Gurt. Wie bereits in den vorigen Kapiteln beschrieben, ist eine Beschränkung der Fugenöffnungshöhe unwirtschaftlich, da sie große Tragfähigkeitsreserven unbeachtet lässt. In den nun folgenden Betrachtungen wird eine Öffnung der Fuge bis zum Ober- bzw. Untergurt angenommen. Daher kann die aus den Betonspannungen resultierende Druckkraft näherungsweise auf der halben Höhe des Gurts angesetzt werden.

Im Schwerpunkt der Druckzone (Zustand II)

$$(75) M_{Sd,c} = 0,25 \cdot F \cdot L + N_{Sd} \cdot z_c$$

$$(76) N_{Sd} = 0 \rightarrow M_{Sd,S} = M_{Sd,c}$$

$$(77) V_{Sd} = V_{Sd}$$

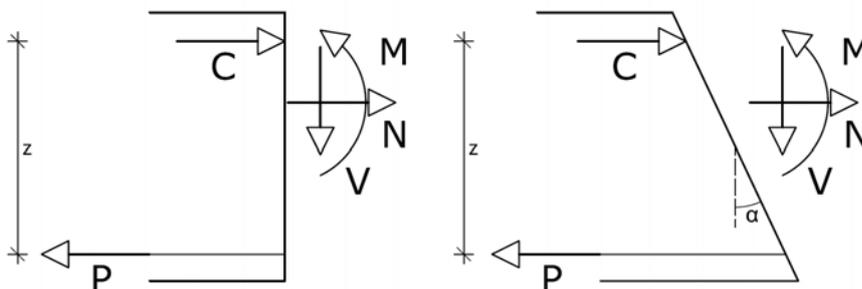


Abbildung 38 Innere und äußere Kräfte am Querschnitt

(78) Für die inneren Kräfte am Querschnitt gilt:

$$(79) C = P$$

$$(80) M_{Rd} = C \cdot z = P \cdot z$$

$$(81) V_{Rd} = C \cdot \mu = P \cdot \mu$$

$$(82) z \approx 0,80 \cdot h$$

C...Betondruckkraft

P...Vorspannkraft

M_{Rd} ...Aufnehmbares Moment

M_{Sd} ...einwirkendes Moment (Designwert)

V_{Rd} ...Aufnehmbare Querkraft

μ ...Reibungsbeiwert nach Coulomb

z...innerer Hebelsarm

h...Querschnittshöhe

Die Vorspannkraft wird aufgrund der Annahme externer Spannglieder näherungsweise als konstant angenommen. Die Momentensteigerung bewirkt weder einen Anstieg der Vorspannkraft noch eine Veränderung der statischen Nutzhöhe aufgrund der Durchbiegung.

Konstruktiv erforderliche Spannglieder in der Fahrbahnplatte werden in diesen vereinfachten Betrachtungen nicht beachtet. Ein Grund dafür ist deren unterschiedlichste Ausführung je nach Brücken-Design, sodass für diese allgemeine Studie kein einheitlicher Prozentsatz berücksichtigt werden konnte. Die Auswirkungen dieser Spannglieder sind aber für diese Studie nicht ausschlaggebend, da jedes dieser Spannglieder im Verhältnis der Hebelsarme von der Fläche der Spannglieder in der Zugzone abgezogen werden kann und sich dann nur noch flächenmäßig zur zentrischen Vorspannung addiert.

Der Nachweis der Momententragfähigkeit erfolgt über das Kräftepaar aus Betondruckkraft und der entgegenwirkenden externen Vorspannkraft, welche betragsmäßig gleich sein müssen. Ihr Abstand entspricht dem konstant angenommenen Hebelsarm z. Dieser wird mit 80% der gesamten Bauhöhe des Querschnitts angenommen, was den Maßempfehlungen für Hohlkastenquerschnitten von Fritz Leonhardt in [6] entspricht.

Somit lauten die erforderlichen Nachweise:

$$(83) M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

$$(84) P \cdot z \geq 0,25 \cdot F \cdot L$$

Um den Grenzfall zu bestimmen, wo sowohl die Querkrafttragfähigkeit am Auflager als auch die Momententragfähigkeit maßgebend sind, wird für die einwirkende Kraft F die aufnehmbare Querkraft eingesetzt und eine Grenzschlankheit ermittelt.

Dem Sicherheitskonzept des Eurocode folgend werden die notwendigen Sicherheitsbeiwerte mit einbezogen. Der Beiwert der Vorspannung beträgt immer $\gamma_F = 1,0$, und der vom Deut-

schen-Beton-Verein in [2] vorgeschriebenen Sicherheitsbeiwert für jegliche Fugenkonstruktion beträgt aufgrund der in Kapitel 2.9 erläuterten Motive $\gamma_F = 2,0$.

$$(85) \quad F_{Sd} = V_{Rd} = \frac{P \cdot \mu}{\gamma_F}$$

Eingesetzt in Gleichung (80) unter Berücksichtigung der Vollauslastung ergibt das:

$$(86) \quad P \cdot z = 0,25 \cdot F_{\max} \cdot L$$

$$(87) \quad P \cdot 0,80 \cdot h = 0,25 \cdot V_{Rd} \cdot L = \frac{0,25 \cdot P \cdot \mu \cdot L}{\gamma_F}$$

Dies ergibt die Grenzschlankheit:

$$(88) \quad \frac{L}{h} = \frac{0,80 \cdot \gamma_F}{0,25 \cdot \mu}$$

mit $\mu=0,5$ ergibt sich eine Grenzschlankheit von $\frac{L}{h} = 13$

Das heißt, dass sich beim Einfeldträger, welcher durch eine wandernde Einzellast belastet ist, erst bei Schlankheiten kleiner als 13 die Neigung der Fuge lohnen würde. In Realität jedoch werden selten Einfeldsysteme hergestellt und die Norm-Belastung für Straßenbrücken besteht aus einer Kombination aus Einzel- und Flächenlasten. Um diese Faktoren zu berücksichtigen wurde in den nächsten Kapiteln dieses Prinzip auf Mehrfeldträger unter realen Belastungen erweitert.

4.7.2 Mehrfeldsysteme

Nach demselben Prinzip werden nun Überlegungen angestellt, welche die komplexen Zusammenhänge einer realistischen Mehrfeldbrücke erfassen sollen.

Bei Mehrfeldsystemen sind mehrere Bemessungssituationen miteinander zu vergleichen. Das maximale positive Moment wird auch hier in Feldmitte auftreten, während über den Auflagern sehr große negative Momente übertragen werden müssen. Im Auflagerbereich entsteht zusätzlich auch die maximale Schubbelastung, während im Feldbereich das wechselnde Vorzeichen der Querkraft bemessungsrelevant sein kann.

Ziel der folgenden Betrachtungen ist es, die Zusammenhänge auf eine Gleichung der Form $M_{Sd} = \Omega \cdot F \cdot L$ mit $F = V_{Sdmax}$ zu reduzieren, welche eine ähnlich übersichtliche Betrachtung der Zusammenhänge wie beim Einfeldträger in Kapitel 4.7.1 zulassen würde. Ω soll dabei im Idealfall eine Konstante sein.

Die verschiedenen Zusammensetzungen der realistischen Lasten bzw. der normierten Lastmodelle und deren verschiedenste Laststellungen sind kompliziert miteinander kombiniert. Es gilt jedoch das Superpositionsprinzip, sodass auch bei statisch unbestimmten Systemen die Einflüsse der einzelnen Lasten zuerst einzeln mit „1“-Lasten ermittelt und erst danach zusammengesetzt werden können.

Prinzipiell kann bei Einzelkräften jedes Schnittmoment am Stab in der Form $M = \Omega_{MF} \times F \times L$ ausgedrückt werden, Querkräfte und Auflagerreaktionen können in der Form $A = \Omega_{AF} \times F$ ausgedrückt werden. Bei Streckenlasten lassen sich die Schnittkräfte und Auflagerreaktionen mit $A = \Omega_{Aq} \times q \times L$ und $M = \Omega_{Mq} \times q \times L^2$ ausdrücken. Hierbei ist der Faktor Ω vom statischen System sowie von der Laststellung abhängig.

Für die gebräuchlichsten Systeme und Lasten sind diese Ω -Werte in Tabellenbüchern [13] gefasst und können einfach miteinander kombiniert werden.

4.7.2.1 Dreifeldträger mit idealisierten Verkehrslasten

Im Folgenden Abschnitt wird ein exemplarischer Dreifeldträger mit den stark vereinfachten Verkehrslasten nach Eurocode 1 Teil 2 (siehe Anhang A, B, C) belastet. Unter Zuhilfenahme der Schnittkrafttabellen für einfache statische Systeme aus Schneiders Bautabellen [13] wurden die maßgebenden Querkräfte und Momente errechnet. Aus diesen wurden die Faktoren Ω_{St} und Ω_F ermittelt und somit die Eindeutigkeit in der Formel $M_{Sdmax} = \Omega \times V_{Sdmax} \times L$ untersucht. Temperatureinwirkungen und Lagerensenkungen werden hier nicht berücksichtigt.

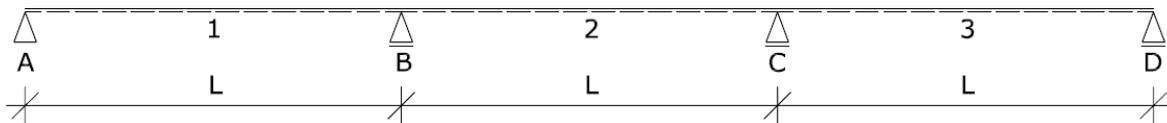


Abbildung 39 Dreifeldträger - System

Lasten:

g...ständige Last (Eigengewicht und Ausbauten)

q...Verkehrslast (UDL)

F...Verkehrslast (LM3-Spezialfahrzeug)

Lastbild 1 (Maximales negatives Moment über Auflager B und maximale Querkraft)

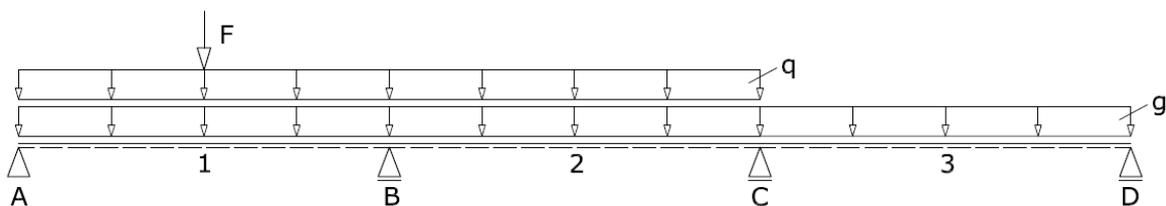


Abbildung 40 Lastbild 1

$$(89) M_1 = 0,08 \cdot g \cdot L^2 + 0,053 \cdot q \cdot L^2 + 0,20 \cdot F \cdot L$$

$$(90) M_2 = 0,025 \cdot g \cdot L^2 + 0,073 \cdot q \cdot L^2 - 0,05 \cdot F \cdot L$$

$$(91) M_b = -0,10 \cdot g \cdot L^2 - 0,117 \cdot q \cdot L^2 - 0,10 \cdot F \cdot L$$

$$(92) V_{bl} = -0,59 \cdot g \cdot L - 0,617 \cdot q \cdot L - 0,60 \cdot F \text{ (max. } 1,0 \cdot F \text{)}$$

$$(93) V_{br} = 0,50 \cdot g \cdot L + 0,583 \cdot q \cdot L + 0,125 \cdot F$$

Lastbild 2 (Maximales positives Moment in Feld 1)

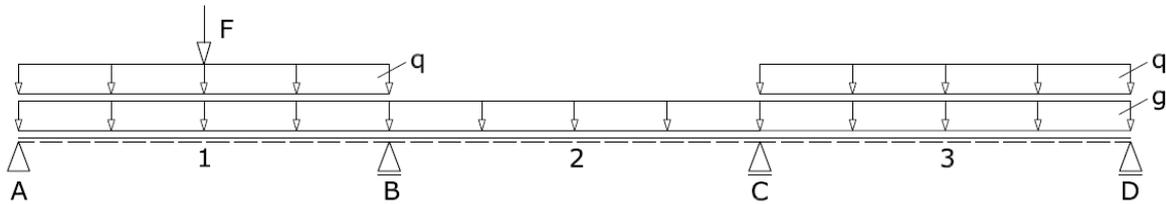


Abbildung 41 Lastbild 2

$$(94) M_1 = 0,08 \cdot g \cdot L^2 + 0,101 \cdot q \cdot L^2 + 0,20 \cdot F \cdot L$$

$$(95) M_2 = 0,025 \cdot g \cdot L^2 - 0,05 \cdot q \cdot L^2 - 0,05 \cdot F \cdot L$$

$$(96) M_b = -0,10 \cdot g \cdot L^2 - 0,05 \cdot q \cdot L^2 - 0,10 \cdot F \cdot L$$

$$(97) V_{bl} = -0,59 \cdot g \cdot L - 0,55 \cdot q \cdot L - 0,60 \cdot F \text{ (max. } 1,0 \cdot F \text{)}$$

$$(98) V_{br} = 0,50 \cdot g \cdot L \pm 0,00 \cdot q \cdot L + 0,125 \cdot F$$

Um nun den Faktor Ω zu ermitteln, der den Zusammenhang zwischen maximaler Querkraft und maximalem Moment charakterisiert, müssen nur noch die Ausdrücke gleichgesetzt werden.

$M_{\max,St}$ aus (91)

$M_{\max,F}$ aus (94)

V_{\max} aus (92)

Bei der maximalen Querkraft wird die wandernde Einzellast mit ihrem vollen Betrag addiert, da diese in Auflagernähe die maximale Querkraft hervorruft.

$$(99) M_{\max} = \Omega \cdot V_{\max} \cdot L$$

$$(100) \Omega_{St} = \frac{M_{\max}}{V_{\max} \cdot L} = \frac{-0,10 \cdot g \cdot L^2 - 0,117 \cdot q \cdot L^2 - 0,10 \cdot F \cdot L}{(0,599 \cdot g \cdot L + 0,617 \cdot q \cdot L + 1,0 \cdot F) \cdot L} [-]$$

$$(101) \Omega_F = \frac{M_{\max}}{V_{\max} \cdot L} = \frac{0,08 \cdot g \cdot L^2 + 0,101 \cdot q \cdot L^2 + 0,20 \cdot F \cdot L}{(0,599 \cdot g \cdot L + 0,617 \cdot q \cdot L + 1,0 \cdot F) \cdot L} [-]$$

Die resultierende Gleichung zeigt die Abhängigkeit des Faktors Ω von den Beträgen der Lasten sowie der Länge L .

Dies ist zwar nicht exakt die angestrebte Form, der Faktor ist jedoch nur von der Spannweite L abhängig, während die Beträge der Lasten und deren Beiwerte konstant bleiben.

Im Folgenden wurden die realistischen Lasten aus der Norm (siehe Anhang C) statt den Einzellasten in das vereinfachte Lastmodell eingesetzt, um die Abhängigkeit von L aufzuzeigen.

Eigengewicht, Aufbaulasten und die Fahrbahnbreite wurde in diesem Fall von der Ragger-Graben-Brücke (siehe Anhang C) übernommen.

$g = 320,50 \text{ kN/m}$ (Eigengewicht+Ausbauten)

$p = 57 \text{ kN/m}$ (UDL-Verkehrslast)

$F = 3000 \text{ kN}$ (Spezialfahrzeug)

$$(102) \quad \Omega_{St} = -0,1705 \cdot \left(\frac{L + 7,7481}{L + 7,9243} \right) [-]$$

$$(103) \quad \Omega_F = 0,1382 \cdot \left(\frac{L + 19,1101}{L + 13,2072} \right) [-]$$

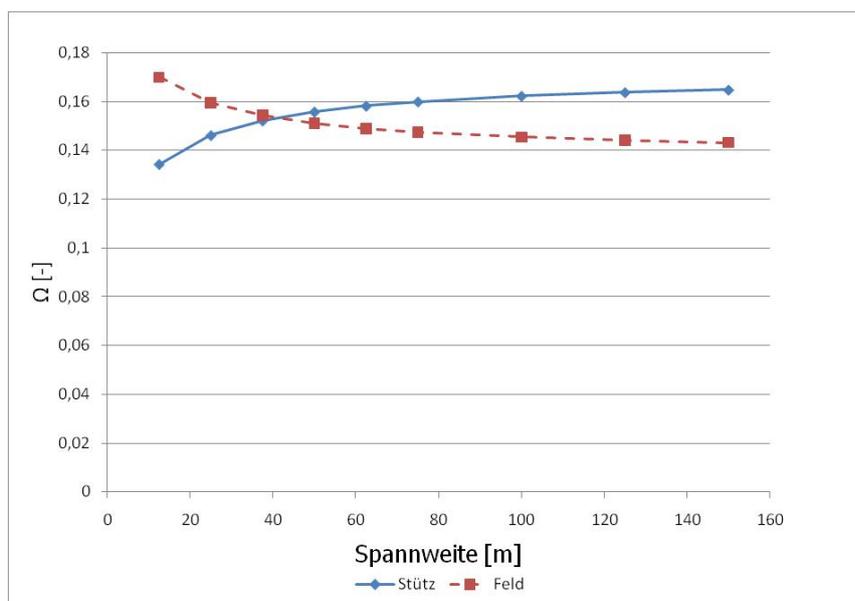


Abbildung 42 Ω -Werte für exemplarischen Durchlaufträger

Die geringen Abweichungen der Ω -Werte von einer konstanten Funktion sind auf den geringen Einfluss der Streckenlasten im Vergleich zur Einzellast zurückzuführen. Dies wirkt sich für diese Studie positiv aus, da die vorgeschlagene Schreibweise scheinbar auch für realistische Systeme so angewandt werden kann.

Mit diesen vereinfachten Ansätzen und einem näherungsweise konstant angenommenen Wert für $\Omega = 0,15$ ergibt sich eine Grenzschlankheit von:

$$(104) \quad \frac{L}{h} = \frac{0,80 \cdot \gamma_F}{0,15 \cdot \mu} = 21$$

4.7.2.2 Realistische Brücke – Ragger Graben

Nach demselben Prinzip wie in 4.7.2.1 erfolgt nun die Bestimmung der realistischen Ω -Werte. Hierzu wird die in Anhang C näher beschriebene Ragger-Graben-Brücke als Realitätsbezug angenommen. Sie wird als 3D-Stabmodell in Sofistik® realitätsnah modelliert und mit den Lastmodellen nach Eurocode 1 [8][9] belastet.

Die Brücke hat drei verschiedene Querschnitte: einen Feldquerschnitt, ein Querschnitt mit den Umlenksätteln und einen Auflagerquerschnitt mit den über den Auflagern erforderlichen Querschotten. Die Eingabe der Querschnitte erfolgt grafisch im Unterprogramm Aqua.

Das System, die Vorspannung und die Lasten wurden im Unterprogramm Teddy textgesteuert generiert. Diese Art der Eingabe basiert auf einer Programmiersprache, welche spätere Variationen von Werten sehr erleichtert und vor allem die Übersichtlichkeit steigert. Schleifen und bedingte Anweisungen ermöglichen nahezu jede geometrische Form und erleichtern die Generierung von wandernden Einzellasten. Anhang E enthält die Eingabedatei.

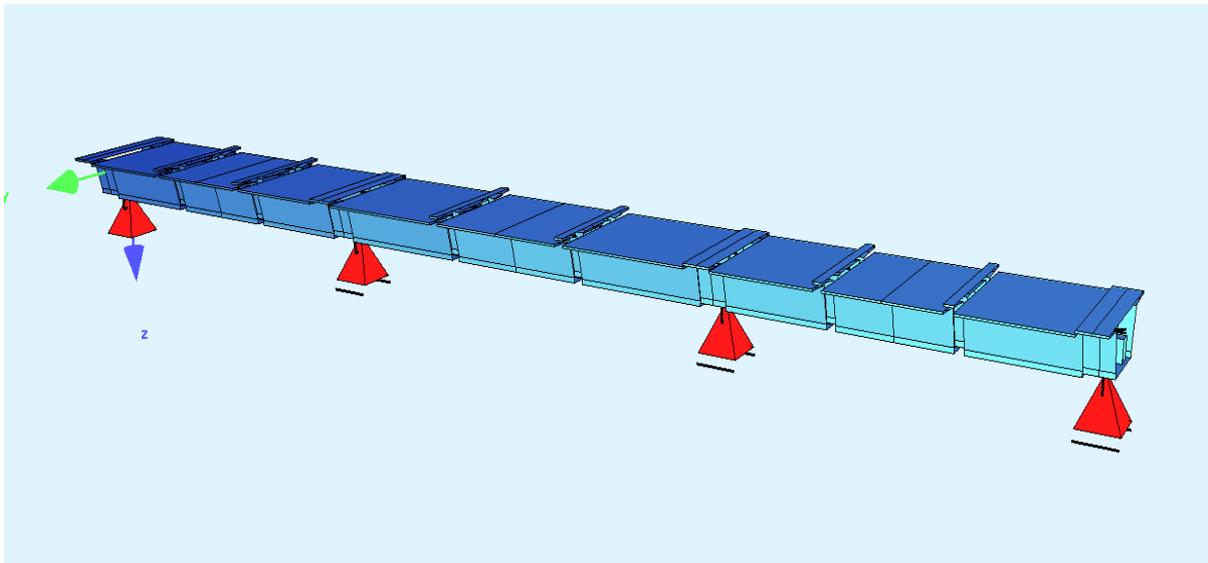
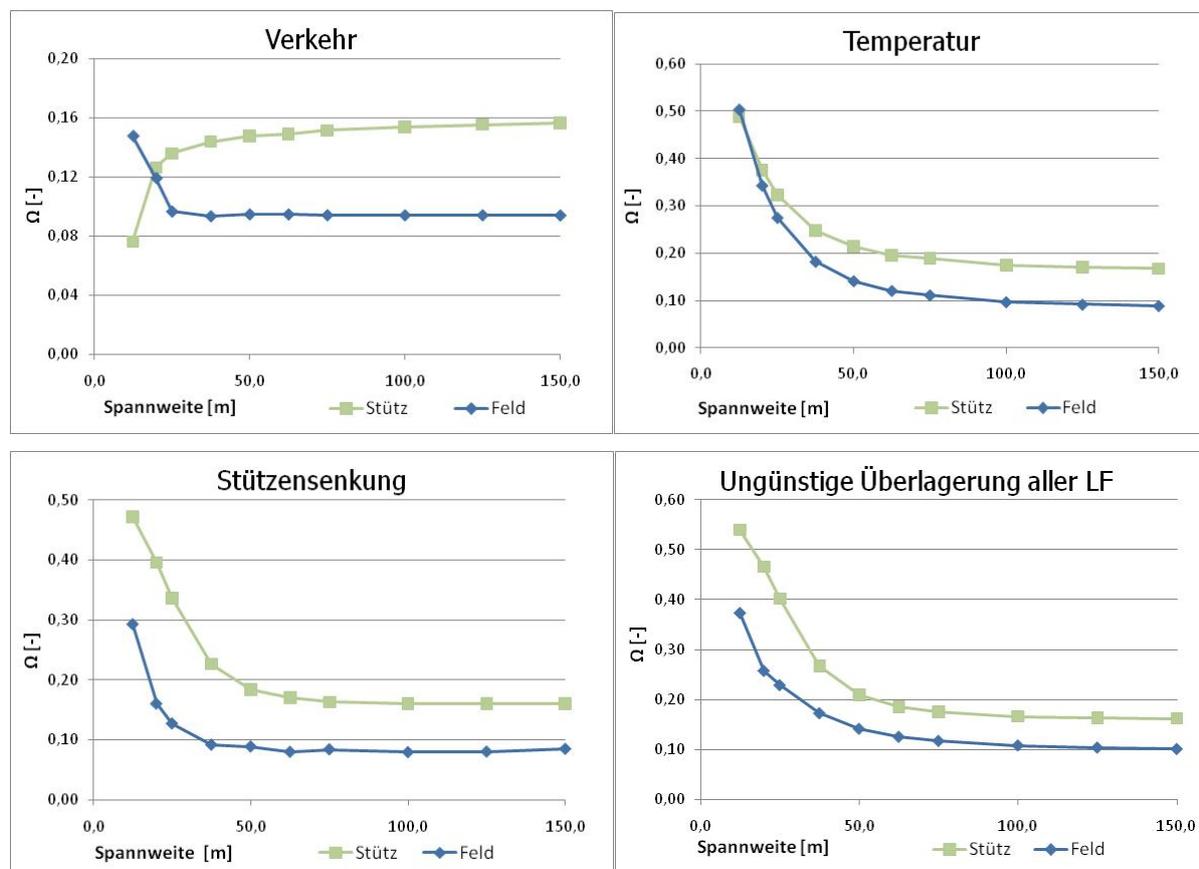


Abbildung 43 Screenshot des Brückentragwerks aus SOFISTIK - ANIMATOR

Nach der Ausgabe der einzelnen Lastfälle und deren manueller Kontrolle u.a. mit dem Programm Excel wurden mit MAXIMA die Lastfallüberlagerungen erstellt. Das Programm erlaubt dabei eine sehr gute Auswertung bei relativ geringem Programmieraufwand. Nach der Dimensionierung der Vorspannung (siehe Anleitung in Anhang B) und der Kontrolle der Durchbiegungen wurden die Maximal- und Minimalverläufe für die einzelnen Stabschnittkräfte und der Auflagerreaktionen generiert. Deren Auswertung erfolgte an den zwei maßgebenden Querschnitten, über der Stütze und in der Mitte der Felder.

Um den Einfluss der Schlankheit abschätzen zu können wurde das System bei gleichbleibender Querschnittshöhe mehrmals verlängert, und die Maximalwerte der Momenten- und Querkraftverläufe tabellarisch festgehalten und anschließend die Ω -Werte für Feld- und Stützquerschnitt ermittelt. Um die Einflüsse der einzelnen veränderlichen Einwirkungen besser unterscheiden zu können, werden diese zunächst einzeln ohne Sicherheitsbeiwerte und Kombinationsfaktoren betrachtet. Anschließend wurde eine Auswertung der Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt.


 Abbildung 44 Ω -Verläufe für die einzelnen Komponenten der veränderlichen Lasten und ULS - Kombination

Im Teil 1 der Abbildung 44 erkennt man, wie in 4.7.2.1, den Einfluss der veränderlichen Lasten aus Verkehr. Trotz der starken Idealisierung im manuell berechneten Dreifeldträger sind auch in diesem Modell dieselben Zusammenhänge erkennbar. Der starke Anstieg der Zusammenhänge bei kleinen Spannweiten ist auf die geringe Schlankheit und den daraus folgenden Biegesteifigkeits-„Überfluss“ zu schließen. Bei kleinen Schlankheiten hat das Spezialfahrzeug im Vergleich zu den verteilten Verkehrslasten großen Einfluss auf das Verhältnis Maximales Moment zu Maximale Querkraft. Die Annäherung der Funktion an einen konstanten Wert lässt auf die Reduktion des Einflusses der Streckenlasten auf dieses Verhältnis schließen.

Ein wesentlicher Teil der relevanten Schnittkräfte kommt aus den Lagersenkungen und den Temperaturbelastungen auf das Tragwerk. Der starke Abfall dieser Einflüsse im Bereich geringer Spannweiten ist auf die im Vergleich große Biegesteifigkeit zurückzuführen. Diese hat große Biegemomente und Querkräfte aus Lagersenkung und Temperaturbelastung bei kleinen Spannweiten zur Folge.

Der Verlauf der Ω -Werte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zeigt eindrücklich den Einfluss der verschiedenen Einwirkungen. Der starke Abfall bei geringen Schlankheiten lässt auf den übermäßig starken Einfluss von Lagersenkung und Temperatur schließen. Bei beiden untersuchten Querschnitten, über dem Auflager und in Feldmitte, ist eine gute Annäherung an einen konstanten Wert für den Bereich großer Schlankheiten erkennbar.

In Abbildung 46 wurde dieser konstante Wert subtrahiert und es wurde versucht, eine Exponentialfunktion durch die Werte zu legen.

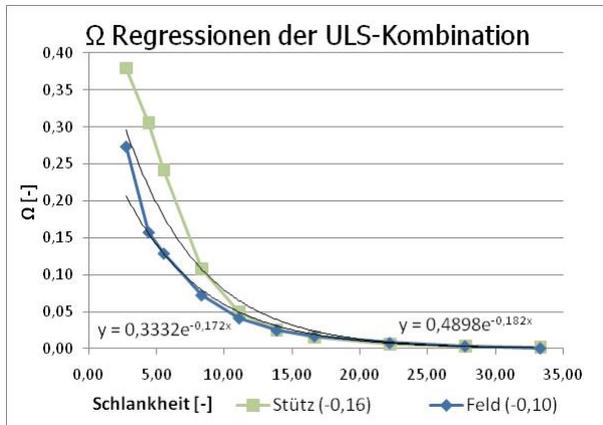


Abbildung 45 Ω -Wert mit Regressionen für ULS-Kombination (abzüglich konst. Anteil) bezogen auf die Schlankheit

Es kann somit als Ergebnis der Untersuchungen folgende Aussage getroffen werden:

$$(105) \quad M_{\max St} = \Omega_{St} \cdot V_{\max St} \cdot L \quad \text{mit} \quad \Omega_{St} = -0,16 - 0,49 \cdot e^{-0,18 \cdot \frac{L}{h}}$$

$$(106) \quad M_{\max F} = \Omega_F \cdot V_{\max St} \cdot L \quad \text{mit} \quad \Omega_F = 0,10 + 0,33 \cdot e^{-0,17 \cdot \frac{L}{h}}$$

Anhand der errechneten Ω -Werte, welche die Lastmodelle und die Geometrie des Systems widerspiegeln, kann gleich wie beim Einfeldträger eine Grenzschlankheit errechnet werden.

Da es für den Mehrfeldträger zwei mögliche maßgebende Grenzzustände gibt, müssen beide in Formeln erfasst werden. Im Stützquerschnitt tritt ein sehr großes negatives Moment auf und zugleich die größte Schubbelastung. Diese muss über die geneigte Fuge rein über Reibung übertragen werden. Wie oben wird der Grenzfall betrachtet, bei dem die maximal übertragbare Querkraft in Relation mit dem maximalen Moment steht. Wie beim Einfeldträger kürzt sich hier die Vorspannkraft aus der Gleichung und im Wesentlichen sind System- und Lastgeometrie die ausschlaggebenden Faktoren zur Bestimmung der Grenzschlankheit.

$$(107) \quad M_{\max St} = \Omega_{St} \cdot V_{\max St} \cdot L$$

$$(108) \quad M_{Rd St} = P_{St} \cdot z$$

$$(109) \quad z \approx 0,80 \cdot h$$

$$(110) \quad V_{Rd} = \frac{P_{St} \cdot \bar{\mu}}{\gamma_F}$$

$$(111) \quad P_{St} \cdot 0,80 \cdot h = \Omega_{St} \cdot \frac{P_{St} \cdot \bar{\mu}}{\gamma_F} \cdot L$$

$$(112) \quad \frac{L}{h_{\text{grenz}}} = \frac{0,80 \cdot \gamma_F}{\Omega_{St} \times \bar{\mu}}$$

Als Zweites wird der Feldquerschnitt betrachtet. Das aufnehmbare Moment wird durch die Vorspannung im Feld P_F gewährleistet. Der maßgebende Querkraftsnachweis muss jedoch am Auflager geführt werden, wo infolge des hohen Stützmoments eine andere Vorspannkraft erforderlich ist. Daraus folgt die Kombination dieser beiden Nachweise und so gehen zwei verschiedene Vorspannkraften in die Rechnung ein.

$$(113) \quad M_{\max F} = \Omega_F \cdot V_{\max St} \cdot L$$

$$(114) \quad M_{Rd F} = P_F \cdot z$$

$$(115) \quad z \approx 0,80 \cdot h$$

$$(116) \quad V_{\max St} = \frac{P_{St} \cdot \bar{\mu}}{\gamma_F}$$

$$(117) \quad P_F \cdot 0,80 \cdot h = \Omega_F \cdot \frac{P_{St} \cdot \bar{\mu}}{\gamma_F} \cdot L$$

$$(118) \quad \frac{L}{h_{\max}} = \frac{P_F \cdot 0,80 \cdot \gamma_F}{\Omega_F \cdot P_{St} \cdot \bar{\mu}}$$

Unter der Annahme, dass die Querschnitte jeweils voll ausgelastet sind und der Hebelsarm z am Auflager nahezu dem Hebelsarm in Feldmitte entspricht, kann die obige Formel noch vereinfacht werden. Wie in Kapitel 2 erwähnt, haben frühere Untersuchungen ergeben, dass sich die Fuge relativ schnell bis zum Gurt öffnet, dann aber noch viel Tragreserve vorhanden ist. Speziell für diese Grenzfallbetrachtungen ist es demnach sicher angebracht von der Beschränkung der Fugenöffnung abzusehen und von einer vollkommenen Ausnutzung der Tragreserven auszugehen.

$$(119) \quad P_F \cdot z_F = \Omega_F \cdot V_{\max} \cdot L$$

$$(120) \quad P_{St} \cdot z_{St} = \Omega_{St} \cdot V_{\max} \cdot L$$

Annahme: $x_{St} = x_F \Rightarrow z_{St} = z_F$

$$(121) \quad \frac{P_F}{P_{St}} = \frac{M_{\max F}}{M_{\max St}} = \frac{\Omega_F}{\Omega_{St}} \Rightarrow \frac{L}{h_{\max}} = \frac{0,80 \cdot \gamma_F}{\Omega_{St} \cdot \bar{\mu}}$$

Setzt man für Ω_{St} die aus den Sofistik-Schnittwerten ermittelte Gleichung (104) ein, so erhält man den Ausdruck:

$$(122) \quad \frac{L}{h} = \frac{0,80 \cdot \gamma_F}{\bar{\mu} \cdot \left(-0,16 - 0,49 \cdot e^{-0,18 \cdot \frac{L}{h}} \right)}$$

Dieser Ausdruck lässt sich analytisch nicht nach der Schlankheit auflösen.

Anhand des Newton-Verfahrens erhält man mit $\mu = 0,5$ und $\gamma_F = 2,0$ eine Grenzschlankheit von $\frac{L}{h_{\max}} = 18$ als numerische Lösung.

Bei Schlankheiten über diesem Wert ist der Biegnachweis maßgebend, und die Vorspannung hängt also vom Biegemoment über dem Auflager ab.

Kleinere Schlankheiten haben zur Folge, dass bei dieser Belastungsart der Querkraftsnachweis am Auflager maßgebend ist. Somit ist die Querkraftübertragung mit einer glatten senkrechten Trockenfuge nur durch eine querkraftbedingte Steigerung der Vorspannung möglich. Die Grenzschlankheit für dreifeldrige Straßenbrücken nach Eurocode ist nur vom Reibungskoeffizient bzw. der Fugenausbildung abhängig.

4.7.3 Optimaler Fugenneigungswinkel am Stützquerschnitt (positive Querkraft)

Die Formeln zur Bestimmung der Grenzschlankheiten können auch umgeformt werden, sodass zu gegebenen Schlankheiten ein optimaler Fugenneigungswinkel errechnet werden kann. Dazu wird in Gleichung (120) μ durch $\bar{\mu}$ ersetzt, es wird also das Verhältnis von übertragbarer Schubkraft zu einwirkender Normalkraft, in Abhängigkeit des Neigungswinkels in Formel 101 eingesetzt und nach dem Neigungswinkel α aufgelöst.

Es gilt:

$$(123) \quad \alpha_{opt} = \arctan \left(\frac{\frac{0,80 \cdot \gamma_F}{\Omega_{St}} \cdot \frac{L}{h} + \mu}{\mu \cdot \frac{0,80 \cdot \gamma_F}{\Omega_{St}} - 1,0} \right) \text{ in } [^\circ]$$

Mit der ermittelten Gleichung für Ω_{St} , welche das Tragsystem und die Belastungsart wieder spiegeln, kann nun eine allgemeine Aussage getroffen werden, für welche Schlankheiten sich welcher Fugenneigungswinkel eignet.

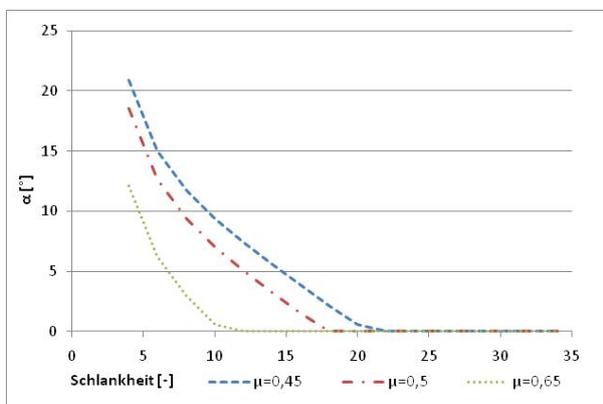


Abbildung 46 Optimaler Fugenneigungswinkel für positive Querkräfte

Bei Schlankheiten kleiner als die Grenzschlankheit steigt, der für die Querkraftabtragung über reine Reibung erforderliche Fugenneigungswinkel überproportional an. Die drei verschiedenen Linien sollen die verschiedenen Reibungsfaktoren berücksichtigen und evtl. Unterschiede in den Verläufen aufzeigen. Bei geringerem Reibungsfaktor ist bereits bei Schlankheiten über 21 eine Neigung der Fuge notwendig, während bei hohen Reibungsfaktoren Schlankheiten unter 12 ohne Neigung der Fuge möglich sind. Der derzeitige Forschungsstand gibt 0,5 als vertretbaren Reibungsbeiwert für geschalte Segmentoberflächen an, demzufolge wäre die strichpunktierte Linie ein realistischer Anhaltspunkt für die Wahl der Neigung.

4.7.4 Maximaler Fugeneigungswinkel in Feldmitte (negative Querkraft)

Der zweite maßgebende Fall bei Mehrfeldträgern ist die negative Querkraft in Feldmitte. Im Fall der senkrechten Fuge kann aufgrund der Richtungsunabhängigkeit der Reibung derselbe Betrag an negativer Querkraft übertragen werden wie in positiver Richtung.

Wie bereits in Abbildung 27 ersichtlich, wird der Anteil an übertragbarer negativer Querkraft mit ansteigendem Winkel kleiner. Es muss somit das Verhältnis der betragsmäßig maximalen negativen Querkraft in Feldmitte zur maximalen Querkraft am Auflager eine Obergrenze für den Fugeneigungswinkel definieren.

$$(124) \quad V_{\max St} = \frac{P_{St} \cdot \bar{\mu}_{pos}}{\gamma_F}$$

$$(125) \quad V_{\max F} = \frac{P_F \cdot \bar{\mu}_{neg}}{\gamma_F}$$

$$(126) \quad V_{\max St} = \Omega_v \cdot V_{\max F}$$

(127) Setzt man nun (103) und (104) in (105) ein, ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$(128) \quad \frac{P_{St} \cdot \bar{\mu}_{pos}}{\gamma_F} = \frac{P_F \cdot \bar{\mu}_{neg}}{\gamma_F} \cdot \Omega_v$$

(129) Annahme: $x_{St} = x_F \Rightarrow z_{St} = z_F$

$$(130) \quad \frac{P_{St}}{P_F} = \frac{M_{St}}{M_F} = \frac{\Omega_{St}}{\Omega_F}$$

$$(131) \quad \frac{\bar{\mu}_{neg}}{\bar{\mu}_{pos}} = \frac{\Omega_{St}}{\Omega_F \cdot \Omega_v}$$

Es folgt die Bestimmung des Werts Ω_v in Abhängigkeit von der Schlankheit. Das Vorgehen entspricht dabei dem bei der Auswertung für die Ω_{St} bzw. Ω_F .

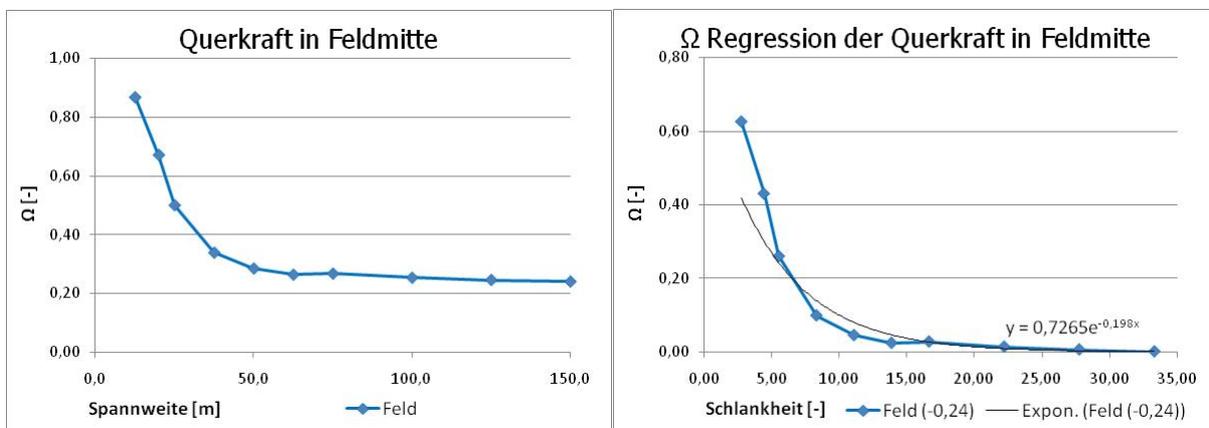


Abbildung 47 Ω -Wert mit Regressionen für ULS-Kombination (abzüglich konst. Anteil) bezogen auf die Schlankheit

$$(132) \quad \Omega_V = -0,24 - 0,73 \cdot e^{-0,20 \cdot \frac{L}{h}}$$

Setzt man in die Gleichung (90) die Funktionen für $\bar{\mu}_{neg}$ und $\bar{\mu}_{pos}$ ein, so kommt man auf folgende Lösung:

$$(133) \quad \frac{\bar{\mu}_{neg}}{\bar{\mu}_{pos}} = \frac{\Omega_{St}}{\Omega_F \cdot \Omega_V} = \frac{\frac{\mu \cdot \cos \alpha + \sin \alpha}{\mu \cdot \sin \alpha - \cos \alpha}}{\frac{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha}{\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}}$$

Setze:

$$(134) \quad \frac{\Omega_{St}}{\Omega_F \cdot \Omega_V} = C \left(\frac{L}{h} \right)$$

Löst man die Gleichung nach α auf, so kommt man auf folgende Lösung:

$$(135) \quad \alpha_{\max} = \frac{0,5}{\mu + C\mu} \cdot \left(\mu^2 - C\mu^2 - C + 1 \pm \sqrt{\mu^4 - 2\mu^2 - 2C\mu^4 - 12C\mu^2 + C^2\mu^4 - 2C^2\mu^2 + C^2 - 2C + 1} \right)$$

4.7.5 Optimierter einheitlicher Fugenneigungswinkel am gesamten Tragwerk

Bildet man Gleichung (112) nur noch in Abhängigkeit der Schlankheit zusammen mit der Grafik von Gleichung (102) ab, so entsteht die Kurve α_{opt} . Sie stellt den optimalen Fugenneigungswinkel dar, welcher für beide Bemessungsquerschnitte optimiert wurde.

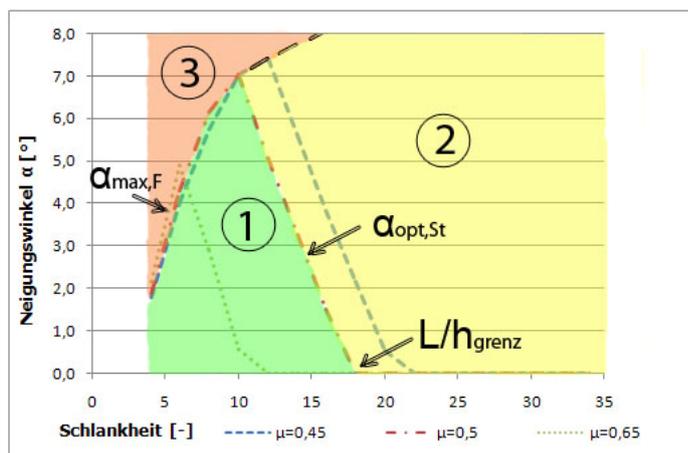


Abbildung 48 Optimierter Fugenneigungswinkel für das Gesamtsystem

Im Bereich über der Grenzschlankheit ist immer die Momententragfähigkeit maßgebend, die Querkrafttragfähigkeit hat hier keine Auswirkung auf den Betrag der erforderlichen Vorspannung.

Die Funktion $\alpha_{opt,St}$ aus Gleichung (102) stellt eine Optimum-Funktionen dar, das heißt, dass auch die Winkel darunter und darüber theoretisch möglich sind, diese haben aber keine technische oder wirtschaftliche Bedeutung.

Im Vergleich dazu ist $\alpha_{max,F}$ aus Gleichung (112) eine Maxima-Funktion. Alle Winkel über der Linie gefährden die Tragfähigkeit, da die Fuge dann in Feldmitte die vorhandenen negativen Querkräfte nicht übertragen kann. Daher begrenzt diese Funktion die Bereiche (1) und (2) nach oben, sodass die Winkel aus Bereich (3) nicht erlaubt sind.

Alle Winkel unter der Funktion sind jedoch generell ausführbar. Verfolgt man die Funktion $\alpha_{opt,St}$ von der Grenzschlankheit bei $\alpha_{opt}=0$ in Richtung kleiner werdender Schlankheiten, so geht sie beim Schnittpunkt mit $\alpha_{max,F}$ in diese über. Die maximal mögliche Neigung stellt somit in diesem Bereich die optimale Fugenneigung dar.

Der Bereich (2) beinhaltet jene Winkel, bei welchen zwar die Tragfähigkeit des Systems garantiert ist, jedoch die Vorspannkraft bereits durch das Stützmoment definiert ist und durch die Neigung der Fuge nicht weiter verkleinert werden kann.

Die Winkel im Bereich (1) gefährden ebensowenig die Tragfähigkeit des Systems. Um die Übertragung der Querkraft über die Fugen dieser Neigung zu gewährleisten, ist jedoch eine höhere Vorspannung, gegenüber der für die Biegung erforderlichen, notwendig. Höhere Vorspannungen sind mit einem Mehrverbrauch an Spannstahl verbunden und somit sind diese Fugenneigungen unwirtschaftlich zu beurteilen.

4.7.6 Spannstahlersparnis

Im Vergleich zu einer Ausführung mit glatten senkrechten Fugen kann durch die Neigung mit einer geringeren Vorspannkraft über der Stütze die Tragfähigkeit des Bauteils garantiert werden. Zur besseren Verdeutlichung der Zusammenhänge wird die Ersparnis an Spannstahl berechnet. Die erforderliche Vorspannkraft bei geneigter Fuge wird mit der Vorspannkraft bei senkrechter glatter Fuge verglichen. Diese Differenz entspricht, ausgehend von der vollen Ausnutzung des Spannstahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der entsprechenden Spannstahlersparnis.

$$(136) \quad V = \frac{P \cdot \bar{\mu}_{\text{erf}}}{\gamma_F} = \frac{P \cdot (1 + X) \cdot \mu_{\text{senkrecht}}}{\gamma_F}$$

$$(137) \quad \bar{\mu}_{\text{erf}} = \mu_{\text{senkrecht}} + \mu_{\text{senkrecht}} \cdot X$$

$$(138) \quad X = \frac{\bar{\mu}_{\text{erf}} - \mu_{\text{senkrecht}}}{\mu_{\text{senkrecht}}} \cdot 100\%$$

P ... Vorspannkraft über der Stütze bei geneigter Fuge

P · (1+X) ... erforderliche Vorspannkraft bei senkrechter Fuge

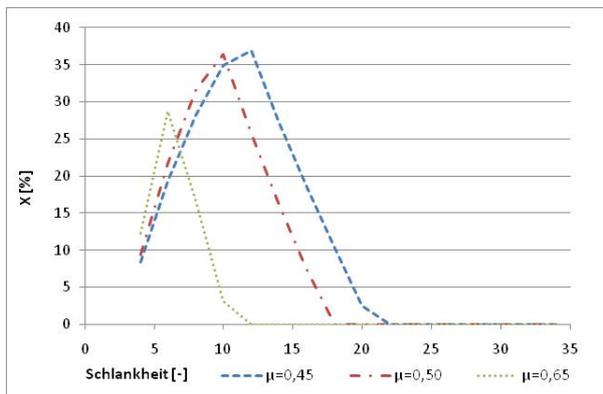


Abbildung 49 Spannstahlersparnis in % für optimierte Fugeneigung

Diese Grafik demonstriert das parallele Verhalten der Spannstahlersparnis zum optimalen Neigungswinkel der Fuge. Im Vergleich zu einer Bauweise mit senkrechten glatten Fugen, ist bei einem heute vertretbaren Reibungsbeiwert von 0,45 mit dieser Methode bei Schlankheiten zwischen 10 und 20 eine Spannstahlersparnis von bis zu 35% möglich.

4.8 Auswirkungen auf das Segment

Durch die Leistungssteigerung der Fugenkonstruktion steigt auch die Belastung der Segmente, welche die Querkraft von einer Fuge in die Nächste leiten. Bereits Huang hat die inneren Spannungen im Segment untersucht. Durch die lokale Lasteinleitung bei geöffneter Fuge bildet sich ein Fachwerkmodell aus, welches starke Zugstreben in der Nähe der Kontaktflächen hervorruft. Bei größerer Leistungsfähigkeit der Fuge muss man auch von der stärkeren Belastung dieser Zugstrebe ausgehen.[2]

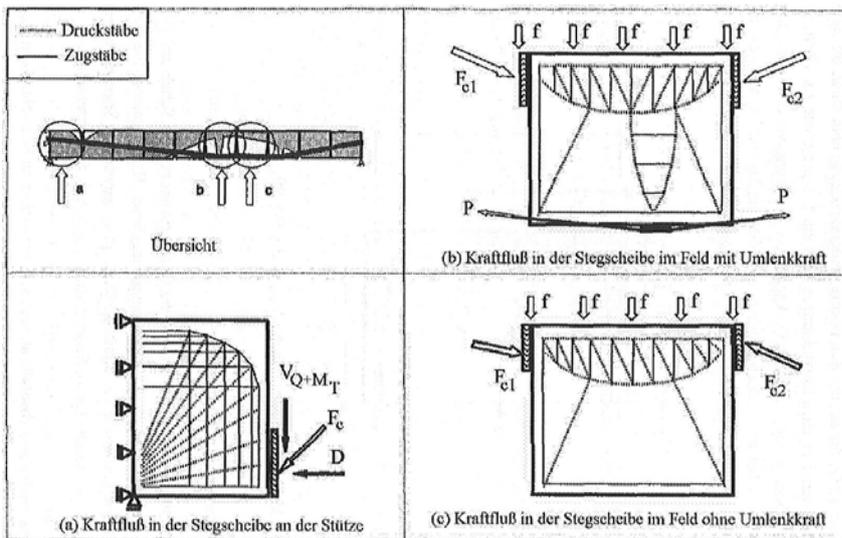


Abbildung 50 Fachwerkmodelle im Segment

Diese Belastung kann in den meisten Fällen vom Beton allein nicht aufgenommen werden, daher wird eine konzentrierte Randbewehrung erforderlich, welche nachgewiesen werden muss. Während bei profilierten Fugen ein zusätzlicher Schubkeil beachtet werden kann [4], welcher vom Auflager bis zum Beginn der ersten Profilierung reicht, muss bei glatten Fugen die Belastung ausschließlich durch die Bewehrung aufgenommen werden.

$$(139) \quad a_{sw} = \frac{V_{Steg} + T_D}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

Diese Schubbewehrung wird in Form von Bügeln im Bereich von $l_0=1/10$ bis $1/6 \cdot l_{seg}$ am Segmentrand verteilt.

wobei $V_{Steg} = V_{Querkraft} + V_{Torsion} - V_{Vorspannung}$

$T_D = 0,2 \div 0,35 \cdot F_{cd}$... durch Bügel zu übertragende Randzugkraft im Segment

T_D ... Spaltzugkraft, die aus der Einleitung der Druckkraft resultiert

F_{cd} ... Kraft in der Druckzone des Steges

b_w ... Stegbreite

f_{ywd} ... Fließspannung Bügelbewehrung

l_{seg} ... Länge eines Segments

in der geneigten Fuge wird die Formel zu:

$$(140) \quad a_{sw} = \frac{V'_{\max, pos} + 0,35 \cdot N'}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

$$(141) \quad a_{sw} = \frac{N_{vorh} \cdot \sin \alpha + V_{\max} \cdot \cos \alpha + 0,35 \cdot (N_{vorh} \cdot \cos \alpha - V_{\max} \cdot \sin \alpha)}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

$$(142) \quad a_{sw} = \frac{N_{vorh} \cdot (\sin \alpha + 0,35 \cdot \cos \alpha) + V_{\max} \cdot (\cos \alpha - 0,35 \cdot \sin \alpha)}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

$$(143) \quad a_{sw} = \frac{N_{vorh} \cdot (\sin \alpha + 0,35 \cdot \cos \alpha) + \bar{\mu} \cdot N_{vorh} \cdot (\cos \alpha - 0,35 \cdot \sin \alpha)}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

$$(144) \quad a_{sw} = \frac{[(\sin \alpha + 0,35 \cdot \cos \alpha) + \bar{\mu} \cdot (\cos \alpha - 0,35 \cdot \sin \alpha)] \cdot N_{vorh}}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

Um eine vom Querschnitt unabhängige Darstellung zu erreichen, wird die durch die Bewehrung aufzunehmende Kraft in Abhängigkeit von der vorhandenen Normalkraft dargestellt.

Diese entspricht laut dem oben angenommenen Gleichgewicht der inneren Kräfte der Vorspannung P . So entsteht der Ausdruck:

$$(145) \quad F_{sw} = [(\sin \alpha + 0,35 \cdot \cos \alpha) + \bar{\mu} \cdot (\cos \alpha - 0,35 \cdot \sin \alpha)] \cdot P$$

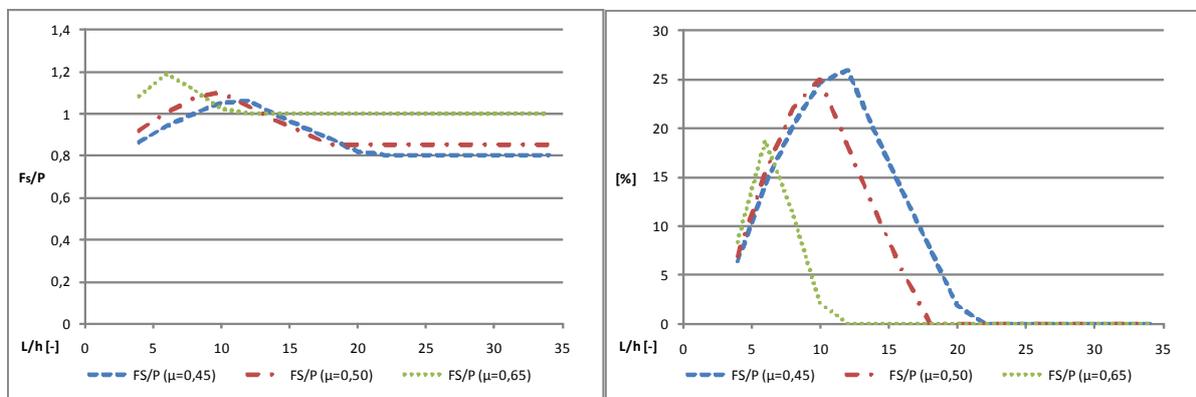


Abbildung 51 Bewehrung Segmentrand im Verhältnis zur Vorspannkraft, und in % des Mehrverbrauchs durch die Neigung

Mit der Leistungsfähigkeit der Fugenausbildung steigt natürlich auch die Belastung des einzelnen Segments, im Speziellen der Randbereiche. Zwar sinkt mit dem Neigungswinkel die in Rechnung zu stellende Querkraft, aufgrund der größeren Normalkomponente auf die Fuge entstehen aber größere Spaltzugkräfte. Daraus lässt sich im Bereich der geneigten Fuge der Anstieg an erforderlicher Randbewehrung mit Bügeln erklären. Es wird bis zu 30 % mehr Bügelbewehrung erforderlich, wobei aber anzumerken ist, dass durch den geringen Preis des Schlaffstahls dieser Mehrverbrauch die Gesamtkosten kaum beeinflusst, da die Ersparnis an Spannstahl durch den höheren Grundpreis wesentlich mehr das Endergebnis beeinflusst.

5 Numerische Modellierung der glatten Fuge

Die analytischen Betrachtungen der vorigen Kapitel bilden die Grundlage zur Anwendung dieser Methode. Um jedoch genauen Aufschluss über die Spannungen und deren Verläufe im Bereich der Fuge zu erhalten, müssen numerische Methoden angewandt werden.

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Modelle sollen das genaue Verhalten der Brückensegmente unter realistischer Belastung darstellen. Als Grundlage dient der Regelquerschnitt der Ragger-Graben-Brücke und die Belastung erfolgt mit den Schnittkräften, welche mit dem Programm Sofistik® für eine Brücke der Schlankheit 11 ermittelt wurden.

Die Auswertung erfolgt anhand der Hauptspannungsverteilungen und deren Richtung, woraus Erkenntnisse über mögliche diskrete Fachwerkmodelle gefunden werden können.

Durch die Untersuchung der Spannungszustände im Bereich der Schub-übertragenden Druckzone der Stege sollten dann einerseits die Funktionsweise erläutert und andererseits auch eventuelle günstige Veränderungen durch die Fugeneigung beobachtet werden.

5.1 Beton

Der Beton wird als isotropes Material mit folgenden Eigenschaften modelliert.

Beton: C30/37 [13]

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 31900 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

$$\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\nu_{\text{poisson}} = 0,2 \text{ [-]}$$

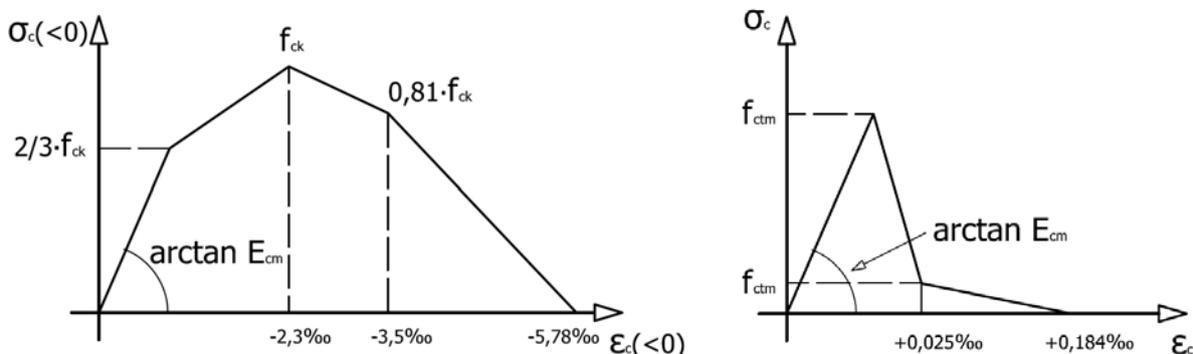
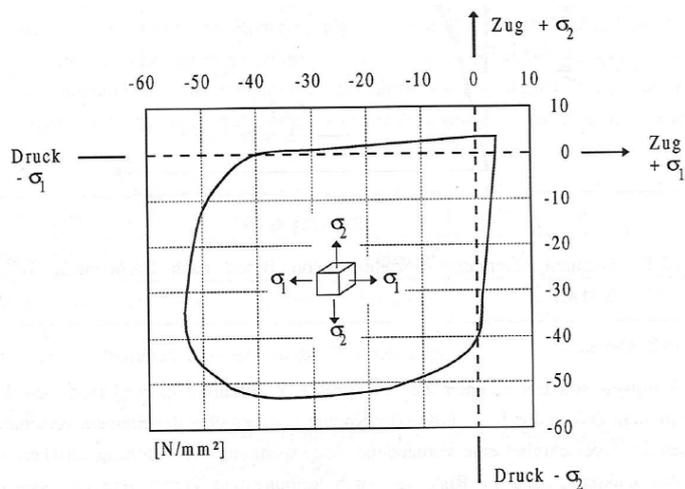


Abbildung 52 Einachsige Druck- und Zug-Arbeitslinie von Normalbeton (inkl. Tenstion Stiffening - Effekt) [19]


 Abbildung 53 Festigkeit von Beton unter zweiachsialer Belastung ($f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$) [19]

5.2 Spannglieder

Die Modellierung der Spannglieder erfolgte vereinfachend als runder Vollquerschnitt mit der realistischen Fläche pro Spannglied von 2660 mm^2 .

Spannstahl: 1520/1770 [13]

$$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p0,1k} = 1520 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 7,85 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

$$\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\nu_{\text{poisson}} = 0,2 \text{ [-]}$$

Dem plastischen Verhalten wurde eine bilinear vereinfachte Arbeitslinie zugrunde gelegt. Nach Überschreitung der Bruchdehnung wurde ein stark absteigender Ast hinzugefügt, um das Nachbruchverhalten zu definieren.

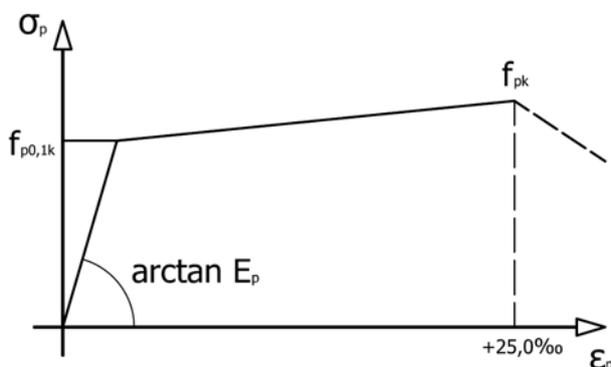


Abbildung 54 Arbeitslinie Spannstahl [13]

5.3 Baustahl

Der schlaffen Bewehrung wird folgende Arbeitslinie zugrunde gelegt.

B500:

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 525 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 7,85 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

$$\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\nu_{\text{poisson}} = 0,2 \text{ [-]}$$

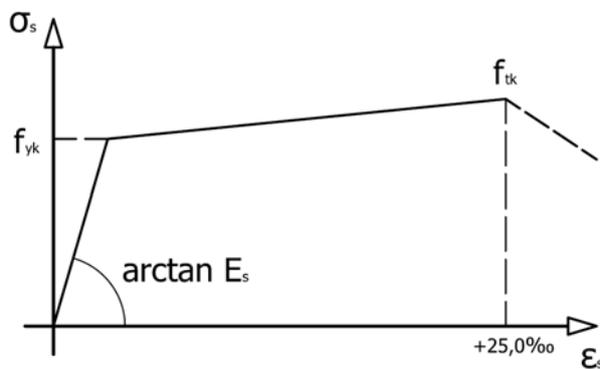


Abbildung 55 Arbeitslinie Baustahl [13]

5.4 Brückenquerschnitt unter realen Belastungen

In dieser Analyse sollen die Spannungen in einer Segmentbrücke mit geneigten Fugen unter realen Belastungen simuliert werden. Dazu wird ein dreidimensionales Modell erstellt und die in den vorigen Kapiteln ermittelten realistischen Lasten der Ragger-Graben-Brücke aufgebracht. Exemplarisch wird hier die Neigung der Fuge mit 10° angenommen.

Ausschlaggebend für die Größe der Segmente war deren Transportfähigkeit. Transportgut auf Schwerlasttiefladern darf eine maximale Breite von 2,55m haben. Aufgrund der Höhe und Breite des Querschnitts war keine andere Transportgeometrie möglich und so wird das Segment stehend transportiert. Bei einer Fugenneigung von 10° ergibt sich daraus eine Segmentlänge an Ober- und Untergurt von 1,757m.

In dieser Analyse werden nur elastische Materialmodelle verwendet, sodass man nicht ein Versagen des Betons am Querschnitt erreicht, sondern ein Versagen der Fugenkonstruktion. Ziel dieses Abschnittes ist es die Fugenöffnung und die Verläufe der Hauptspannungen im Bereich der geöffneten Fugen zu beobachten.

Damit im numerischen Modell die Einwirkungen realistische Verhältnisse zueinander haben, werden als Belastung die mit Sofistik ermittelten Schnittkräfte aus dem Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet.

5.4.1 Wahl der finiten Elemente

Die Betonteile werden mit dreidimensionalen homogenen Solid-Elementen modelliert. In allen drei Dimensionen werden dabei anhand nichtlinearer Ansatzfunktionen Spannungen und Dehnungen berechnet. Diese Elemente zeichnen sich durch ihre Flexibilität und Einsatzvielfalt aus, haben jedoch den Nachteil langer Berechnungszeiten aufgrund ihrer Komplexität.

Für die Spannglieder und die Bewehrungsstäbe wurden Beam, also Balkenelemente verwendet. So haben diese Bauteile zwar dreidimensionale Eigenschaften, werden jedoch mit ein-dimensionalen Elementen angenähert.

5.4.2 Modellierung der Fuge

Im numerischen Modell einer FE-Berechnung wird die Fuge als ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Kontaktelement modelliert, welches sich unter Zug öffnet und dann weder Normal- noch Schubkräfte überträgt. Unter Druck werden jedoch über die Coulomb'sche Reibung auch Schubkräfte übertragen, hierbei gilt der Haftreibungsbeiwert. Bei Zug-Druck Wechselwirkung verändert sich die Fuge nicht. Nach einmaligem Überschreiten der Haftreibung würde die Gleitreibung wirken und sich bei Stillstand wieder die Haftreibung einstellen. Dieses Verhalten wird aber aufgrund der kraftgesteuerten Belastung vernachlässigt, weil das Verhalten nach dem Schubversagen der Fuge hier nicht untersucht wird.

Das Programm Abaqus® stellt dabei für die Modellierung des Kontakts ein eigenes Modul „Interactions“ zur Verfügung. Darin wird ein „Hard Contact“ definiert, was dämpfungslosen Kontakt bedeutet, zusätzlich muss das Öffnen der Fugen freigeschaltet werden. Für die Modellierung der Coulomb'schen Reibung wird anhand des „Penalty“-Modells ein Grenzwert für die Schubübertragung definiert. Dieser wird in diesem Modell mit 0,5 und die maximale elastische Relativverschiebung wird mit 0,5mm angenommen.

5.4.3 Vorspannung

Nach der realistischen Modellierung der Spannglieder werden diese mittels einer negativen Temperaturdifferenz auf den gewünschten Betrag vorgespannt.

$$(146) \quad \Delta L = c \cdot L \cdot \Delta T \quad \dots \text{Längenänderung}$$

$$(147) \quad \varepsilon_p = \frac{\Delta L}{L}$$

$$(148) \quad \sigma_p = \varepsilon \cdot E_p$$

$$(149) \quad \sigma_p = \frac{P}{A_p}$$

Löst man diese Gleichungen nach der Temperaturdifferenz auf, geht die Länge des Spanngliedes nicht mehr in die Berechnung ein, somit kann dieses Prinzip problemlos in unserer „verkürzten“ Brücke verwendet werden.

$$(150) \quad \Delta T = \frac{P}{A} \cdot \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{c}$$

E_p ... Elastizitätsmodul des Spannstahls

P ... Kraft im Spannglied

ΔT ... Temperaturdifferenz

A_p ... Fläche des Spanngliedes

c ... Wärmedehnungskoeffizient [1/K]

σ_p ... Spannung im Spannglied

ε_p ... Dehnung des Spanngliedes

5.4.4 Die untersuchten Einzelmodelle

Um die zwei kritischen Querschnitte einer Segmentbrücke untersuchen zu können, werden zwei Modelle benötigt. Die Längen der Modelle werden nach dem gewünschten Verlauf der Schnittkräfte gewählt.

5.4.4.1 Stützquerschnitt

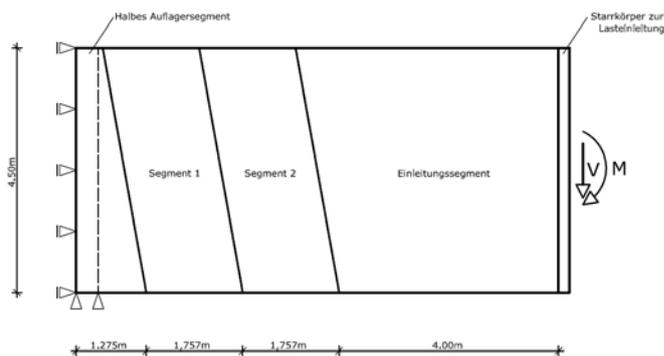


Abbildung 56 Modell Stützquerschnitt (größere Darstellung in Anhang F)

Die Lagerung in der Symmetrieebene über dem Zwischenaufleger erfolgt über starre Flächenlager am halben Auflagersegment. Um einen realistischen Spannungszustand im Kragarm zu erzeugen, wird für die Lasteinleitung ein Starrkörper verwendet. Diese Scheibe kann dann auf der Höhe des Schwerpunkts des Brückenquerschnitts mit punktuellen Kräften belastet werden und dient zudem als Ankerpunkt für die Spannglieder.

Schnittkräfte: (aus Sofistik®):

$$M_{\text{Dekompression}} = 124,4 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{Sd}} = 209,5 \text{ MNm}$$

$$V_{\text{Sd}} = 20 \text{ MN}$$

Die Dimensionierung der Spannglieder erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wobei nach Eurocode zur Berechnung der Betondruckkraft der Spannungsblock als Arbeitslinie angewandt wird. Vereinfachend werden nur exzentrische Spannglieder in der Zugzone angeordnet und die zentrischen Spannglieder vernachlässigt. Diese würden mit geringem Einfluss auf das Biegeverhalten nur die Querkrafttragfähigkeit durch die zentrische Kraft im Querschnitt steigern.

$$(151) \quad C = 0,8 \cdot x \cdot b_c \cdot f_{cd}$$

$$(152) \quad C = P$$

$$(153) \quad M_{\text{Sd}} = C \cdot z$$

$$(154) \quad z = z_p + z_c - 0,8 \cdot x / 2$$

C ... resultierende Betondruckkraft

x ... Druckzonenhöhe

$b_c = 6,30$ m ... Breite der Druckzone

z_p ... Abstand der Spannglieder zum Querschnittsschwerpunkt

z_c ... Abstand vom äußersten Rand der Druckzone zum Querschnittsschwerpunkt

$$(155) \quad M_{Sd} = 0,8 \cdot x \cdot b_c \cdot f_{cd} \cdot (z_p + z_c - 0,8 \cdot x / 2)$$

Daraus ergibt sich eine Druckzonenhöhe $x = 0,355$ m

In diesem verkürzten Modell einer Segmentbrücke würden aufgrund der reduzierten Länge die modellierten Spannglieder anders wirken als in Wirklichkeit. Die Fugenöffnung würde größere Dehnungen hervorrufen und so die Kraft im Spannglied in einem unrealistischen Maß steigern. Um diesen Effekt zu verhindern werden die Spannglieder mit einem E-Modul von 195 N/mm^2 modelliert, sodass große Dehnungen die Kraft im Spannglied kaum verändern, wie es vereinfacht bei der Bemessung handgehabt wird.

Im Gegenzug wird der Temperaturdehnungsfaktor von 10^{-5} auf 10^{-2} gesteigert, sodass die Temperatur, mit welcher das Spannglied vorgespannt wird, dieselbe ist, wie bei normalem E-Modul.

Für die 14 exzentrischen Spannglieder mit 19 Litzen und einer Querschnittsfläche von 2660 mm^2 ergibt sich eine erforderliche Vorspann-Kraft von:

$$C = P_{\text{exzentrisch,gesamt}} = -53,68 \text{ MN} \rightarrow \Delta T = -740^\circ$$

Berechnung der Belastung am Kraftangriffspunkt des Kragarmmodells:

$$V_{\text{Kraftangriff}} = 20 \text{ MN}$$

$$L = 8,889 \text{ m}$$

$$M_{\text{Kraftangriff}} = -209,5 + 20 \cdot 8,889 = -31,72 \text{ MNm}$$

5.4.4.2 Feldquerschnitt

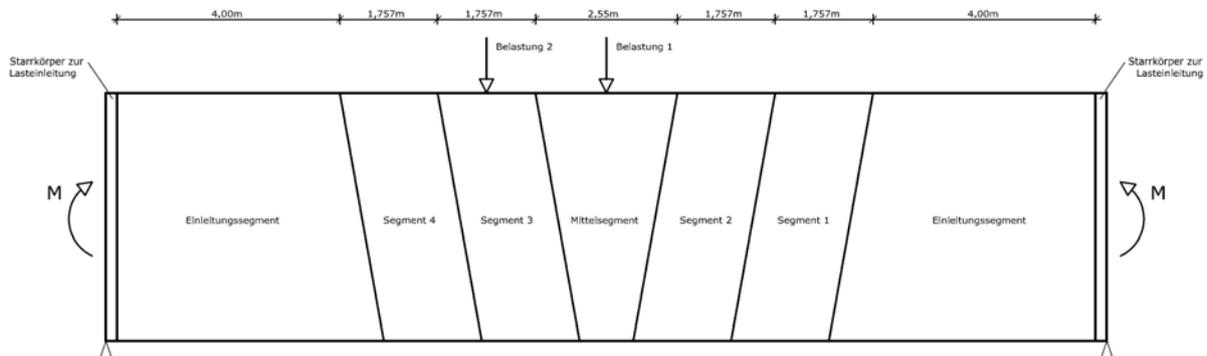


Abbildung 57 Modell Feldquerschnitt (Größere Darstellung in Anhang F)

Im Feldquerschnitt ist eine sehr hohe Momentenbelastung vorhanden, welche in diesem Modell links und rechts an zwei Starrkörpern eingeleitet wird. Diese Scheiben dienen zusätzlich der beidseitigen Verankerung der Spannglieder und können auf starren Linienlagern gelagert werden. Die Belastung erfolgt mit Flächenlasten, welche vereinfacht konstant-verteilt auf die Segmentoberfläche angesetzt werden. Es sind zwei Laststellungen notwendig um positive und negative Querkraft zu simulieren.

Schnittkräfte: (aus Sofistik®):

$$M_{\text{Dekompression}} = 70,8 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{ULS}} = 141,4 \text{ MNm}$$

$$V_{\text{ULS}} = 5,7 \text{ MN}$$

Nach den Gleichungen welche am Stützquerschnitt verwendet wurden, wird auch für den Feldquerschnitt eine Bemessung der Vorspannung vorgenommen.

Mit einer Druckzonenbreite von 14,30m ergibt sich eine Druckzonenhöhe von:

$$x = 0,11\text{m}$$

Für die 8 exzentrischen Spannglieder ergibt sich eine erforderliche Vorspannkraft von

$$P_{\text{exzentrisch,gesamt}} = -37,75 \text{ MN} \rightarrow \Delta T = -910^\circ$$

Berechnung der Belastung:

$$V_{\text{Kraftangriff}} = 11,4 \text{ MN} \rightarrow \text{Lastfläche 1: } 11,4\text{MN}/(14,3\text{m} \cdot 2,55\text{m}) = 0,313 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Lastfläche 2: } 11,4\text{MN}/(14,3\text{m} \cdot 1,757\text{m}) = 0,454 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung des über den Einfeldträger konstanten Moments, welches links und rechts am Modell aufgebracht wird:

$$L = 17,978 \text{ m}$$

$$M_{\text{Kraftangriff 1,2}} = 141,4 - 11,4\text{MN} \cdot 17,978 / 4 = 90,16\text{MNm}$$

5.4.5 Vorgehen bei der Belastung

Die nichtlinearen Bindungselemente der Fugen haben zur Folge, dass die Systeme ohne Vorspannung statisch nicht bestimmt sind. Die Fugen würden ohne Normalkraft auseinandergleiten und das Programm kann numerisch kein Gleichgewicht ermitteln.

Um dies zu verhindern werden temporäre Lagerungen der Segmente für den Ausgangszustand generiert und nach dem Vorspannen der zentrischen Spannglieder einzeln wieder entfernt. Genauso wie die spätere Belastung durch Kräfte oder Verschiebungen, werden auch diese Lagerentfernungen schrittweise vollzogen, um Probleme bei der Integration der Gleichgewichte zu vermeiden.

5.4.6 Ergebnisse, Interpretation

In Anhang F finden sich für beide Systeme einerseits eine Frontalansicht des verformten Systems mit den Längsspannungen und parallel dazu ein Schnitt durch einen der Stege, wo am unverformten System die Hauptspannungen dargestellt sind. Ein Detail soll das Verhalten der Hauptspannungen direkt an der Fuge aufzeigen.

Am linken oberen Rand wird jeweils der Belastungsschritt vermerkt und eine einheitliche Skala und ein einheitlicher Verformungs-Skalierungsfaktor sollen zur besseren Interpretation der Bilder verhelfen.

5.4.6.1 Fugenöffnung

Unter den Belastungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit kommt es nach der Dekompression zum Öffnen der Fugen. Bei beiden Modellen vollzieht sich eine Öffnung der Fugen bis zum Gurt innerhalb weniger Lastschritte.

Es ist in den Bildern gut ersichtlich, dass sich beim Modell am Stützquerschnitt nur eine Fuge öffnet und die folgenden bereits wieder überdrückt sind. Währenddessen dekomprimieren sich im Feld mehrere nebeneinanderliegende Fugen. Die Fugenöffnung vollzieht sich jedoch hauptsächlich in den Fugen neben dem belasteten Segment. Dieses Verhalten entspricht den Aussagen von Specker in [2] und den Erkenntnissen aus den Großversuchen am Second Stage Expressway in Bangkok [2] mit senkrechten Trockenfugen und lässt auf die Richtigkeit des Modells schließen.

Die Neigung der Fuge hat somit wie erwartet keine Änderung des Durchbiegungsverhaltens des Gesamttragwerks zur Folge. Die Momententragfähigkeit des Querschnitts verändert sich nicht. Mit den hier angenommenen elastischen Materialmodellen kommt es zu einer extremen Fugenöffnung, die sich in Realität nicht einstellen kann. Bereits bei geringeren Fugeöffnungen bzw. Querschnittsverdrehungen würde es zum Versagen des Betons kommen.

Würde man diese Berechnungen in die Grafik in Kapitel 4.7.5 eintragen, so würde man außerhalb des empfohlenen Winkel-Bereiches liegen. Im numerischen Modell funktioniert die Querkraftabtragung trotzdem, weil dort weder bei der Reibung noch bei den Werkstoffen Sicherheitsbeiwerte verwendet werden.

5.4.6.2 Spannungsentwicklung im Segment

Die Spannungsverhältnisse im Segment haben große Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Brücke. Eine reine Betrachtung der Längsspannungen würde nach Kapitel 4.6 keine aussagekräftige Interpretation der Spannungszustände zulassen. Deshalb wurden für diese Auswertung die Hauptspannungen ausgegeben, welche durch Betrag und Richtung Auskunft über die Beanspruchung der Baustoffe geben.

Die Betrachtung der Hauptspannungen erfolgt in dieser Studie in der Druckzone eines der beiden Stege. Hierzu wird eine Schnitt-Ebene nach Abbildung 58 durch das Modell gelegt und eine Vektordarstellung gewählt, welche Auskunft über Betrag und Richtung gibt.

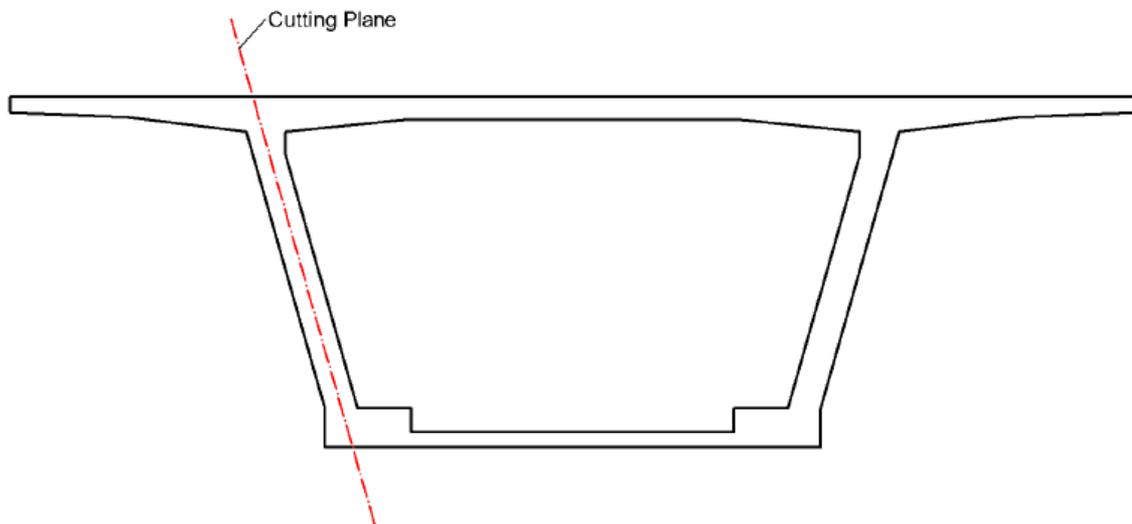


Abbildung 58 Schnitt-Ebene im 3D-Modell

Nachdem im elastischen Modell kein Rutschen der glatten Fuge eingetreten ist, wird das Versagen der Brücke in diesen Systemen durch eine Überschreitung der Festigkeit des Betons passieren.

Nach der Überschreitung der biaxialen Zug-Druck-Festigkeit werden Risse in Hauptspannungsrichtung entstehen. Wie bereits in Kapitel 4.6 beschrieben, führen diese Mikrorisse normalerweise nicht zum Versagen des Tragwerks, da es sich um bewehrten Beton handelt. Die Bewehrung wird diese Querspannungen so lange aufnehmen, bis auch sie auf Zug versagt, oder im Normalfall die Druckzone sich weiter einschnürt und der Beton auf Druck versagt.

5.4.6.3 Spannungsentwicklung in Fugennähe

Solange die Fuge überdrückt ist, sind im Spannungsbild keine Veränderungen zu beobachten. Die vorgespannte Brücke verhält sich wie ein Massivbauteil und zur Ableitung von Schub und Druck bildet sich ein deutlicher Druckbogen von der Lasteinleitung bis ins Auflager aus.

Erst bei geöffneter Fuge entstehen am Segmentende, welches zum Auflager zeigt, geringe Zugspannungen. Diese steigen mit größer werdender Fugenöffnung an und speziell ab einer Fugenöffnung von ca. 90% der Querschnittshöhe entstehen im fugennahen Bereich extreme Zugspannungen.

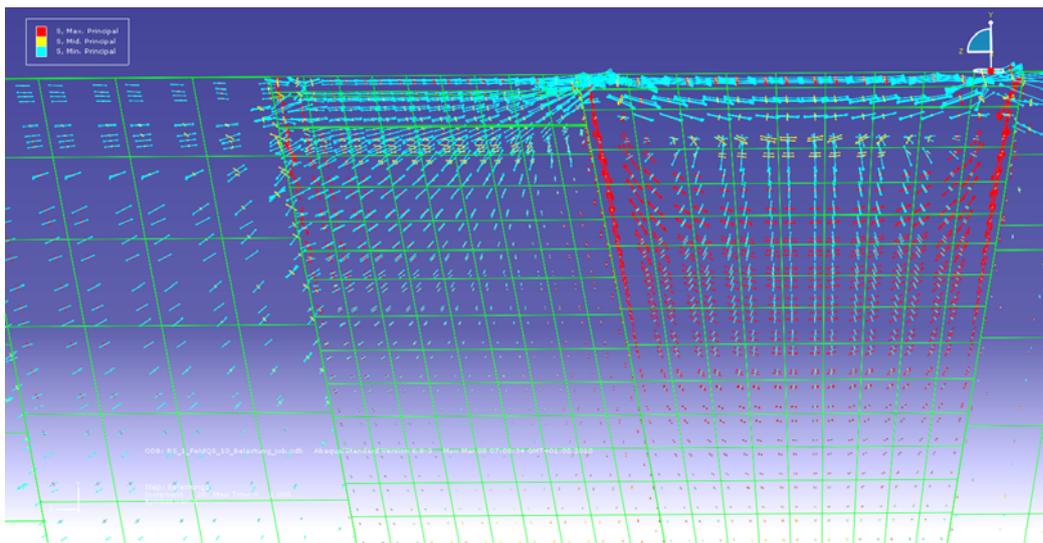


Abbildung 59 Hauptspannungen an der Fuge bei positiver Querkraft

Diese Zugstreben hat auch Huang in seinen Forschungen über diskrete Fachwerkmodelle in Brückensegmenten [2] erkannt und eine Bewehrung in diesem Bereich angeordnet. Durch diese Zugstrebe wird die Schubbelastung nach oben geführt, sodass sie wieder über Druck ins nächste Segment übertragen werden kann.

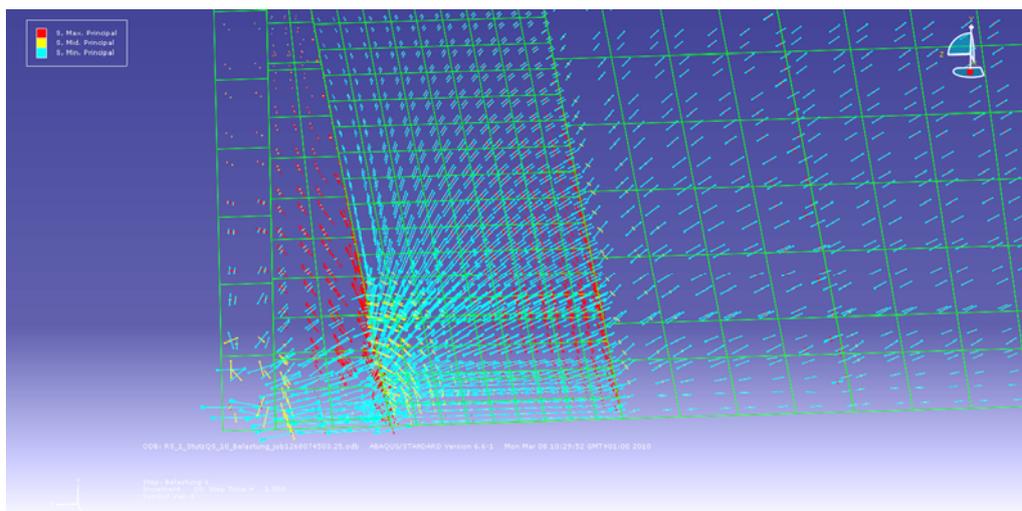


Abbildung 60 Hauptspannungen an der Fuge am Auflager

Beim Stützquerschnitt bildet sich diese nur im Auflagersegment so deutlich aus, da nur die erste Fuge geöffnet ist, und somit auch nur dort aufgrund der Fugenöffnung eine konzentrierte Schubeinleitung auftritt.

Im ersten Segment kann man erkennen, dass sich die Zugstrebe schon sehr viel schwächer ausbildet. Es findet in diesem Bereich eine Verlagerung der Druckspannungen nach unten statt und daher konzentriert sich auch die Übertragung der Schubspannungen auf diesen Teil der Kontaktfläche.

Die Druckzonen in den Segmenten bilden sich als kleine Druckbögen aus, die Bereiche der Segmente unterhalb der Fugenöffnung sind währenddessen nahezu spannungsfrei.

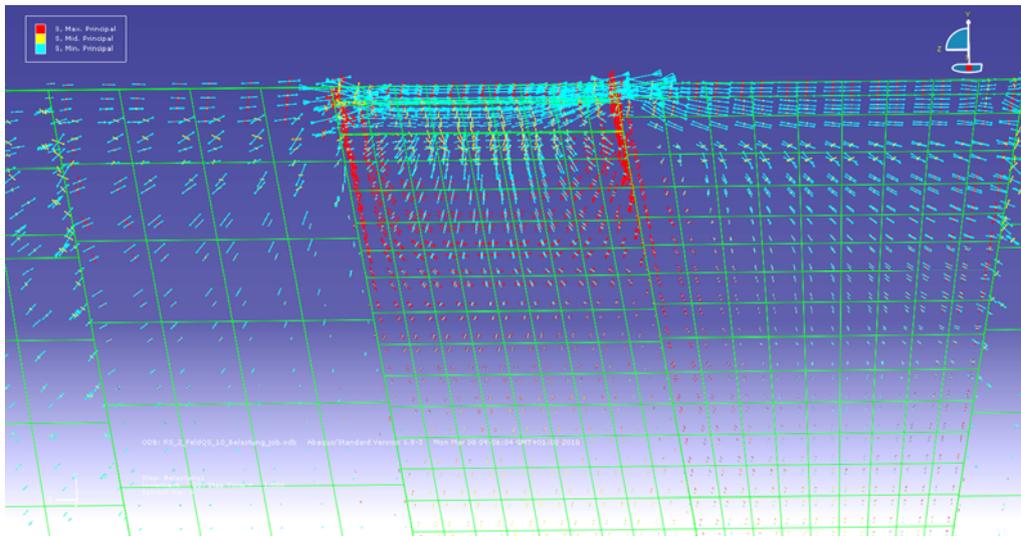


Abbildung 61 Hauptspannungen an der Fuge bei negativer Querkraft

Bei der Übertragung der negativen Querkraft über die geneigte Fuge, entstehen Zugspannungen nicht nur auf der dem Auflager zugewandten Seite, sondern auch in Richtung der Belastung. Dies ist auf die Umlenkung der Kräfte in diesem Bereich zurückzuführen.

Dies beweist indirekt die erwartete positive Wirkung der geneigten Fuge. Durch die Neigung wird ein größerer Teil des Schubes bei positiver Querkraft über Druck ins nächste Segment übertragen. Auf der, der Belastung zugewandten, Seite entstehen keine Zugspannungen aus der Schubeinleitung. Nur im obersten Bereich entstehen die bereits in den vorigen Kapiteln erwähnten Spaltzugspannungen, welche anhand von Bügeln aufgenommen werden.

5.4.6.4 Schubübertragungs-aktive Fläche

Zu einem der zentralen Themen dieser Studie hat sich vor allem in Kapitel 5.6 die Spannungsverteilung in der Fuge herauskristallisiert. In Abhängigkeit von den Normalspannungen können über die Reibung an der glatten Fuge Schubspannungen übertragen werden. Dadurch konzentrieren sich die Schubspannungen auf einen Bereich wo die Normalspannungen ausreichen um die Übertragung über die Fuge zu gewährleisten. Die Querschnittsgeometrie beeinflusst die Ausbreitung der verschiedenen Spannungen, während die Querschnittsform so optimiert ist, dass die gesamten Gurtflächen als mitwirkende Plattenbreite für die Normalspannungen wirken, ist die Verteilung der Schubspannungen nur ansatzweise geklärt.

Zur Bestimmung der für die Schubübertragung aktiven Fläche, wird die Kontaktfläche des dreidimensionalen Modells auf Normal- und Schubbelastungen untersucht.

Um die Unterschiede im Verlauf der Fugenöffnung näher zu betrachten, werden zwei Grenzfälle berechnet. Einerseits die maximale Fugenöffnung, welche sich bei der ULS-Bemessung anhand der Minimierung der Spannkraft einstellt, und andererseits die Fugenöffnung bis zu 2/3 der Gesamthöhe.

Die inneren reaktiven Kräfte werden wie folgt berechnet:

ULS-Bemessung: (siehe Kapitel 5.4.4.2)

$$x = 0,11 \text{ m}$$

$$C = P = 37,75 \text{ MN}$$

$$V = 5,7 \text{ MN}$$

2/3 Fugenöffnung:

$$x = 1,50 \text{ m}$$

Mit Hilfe des Programms Inca 2 ® wurde iterativ die dazugehörige Betondruckkraft ermittelt. Grundlage dafür sind eine Parabel-Rechteck-Arbeitslinie und die übliche Stauchungsbeschränkung von 3,5‰.

$$C = P = 38,88 \text{ MN}$$

$$V = 5,7 \text{ MN}$$

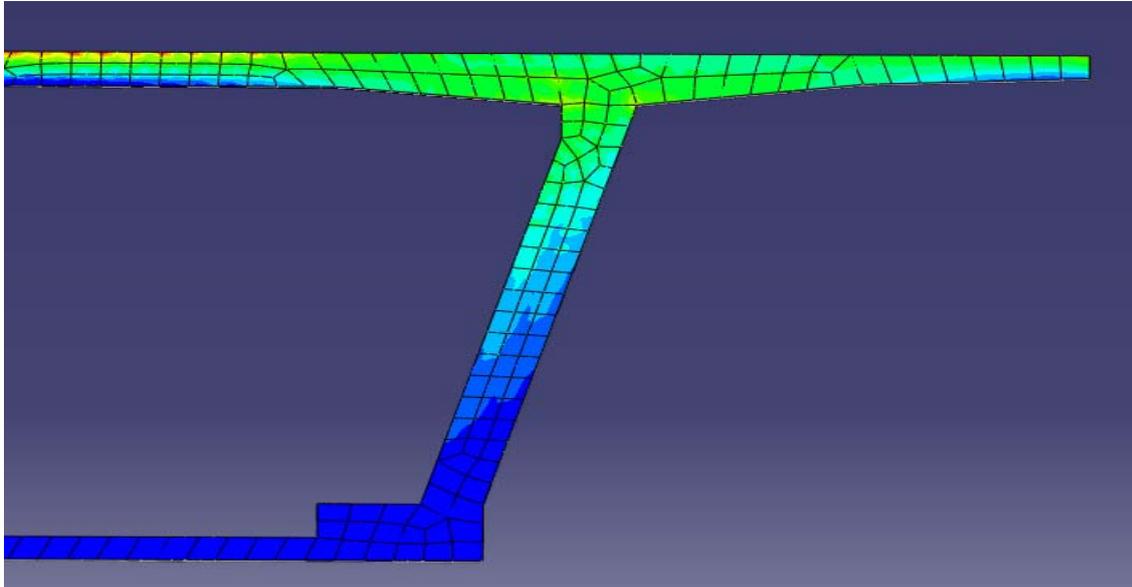


Abbildung 62 Normalspannungen in der Fuge bei 2/3 Fugenöffnung

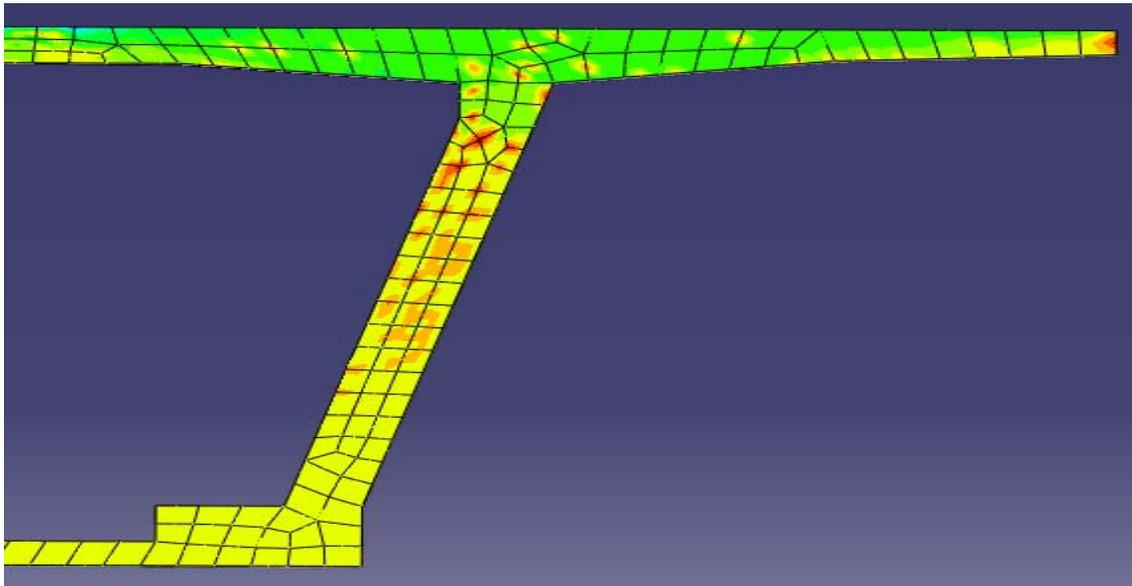


Abbildung 63 Schubspannungen in der Fuge bei 2/3 Fugenöffnung

Die gelb-grünen Bereiche sind nahezu spannungsfrei, während die roten Bereiche Schubspannungsspitzen darstellen, welche durch die Maschenweite der Elementierung bedingt sind. Die numerischen Gleichungen werden an den Gaußpunkten aufgestellt und daher konzentriert sich auch die Schubübertragung an diesen Punkten. In Wirklichkeit würde sich eine kontinuierliche Verteilung einstellen. Die Spannungsspitzen lassen demnach keine quantitative Einordnung zu, ermöglichen jedoch die qualitative Untersuchung des Schubübertragungsmechanismus. Für detaillierte Untersuchungen wäre eine feinere Maschung der Elemente notwendig, auf welche in dieser Studie aufgrund der immensen Rechenzeiten verzichtet wird.

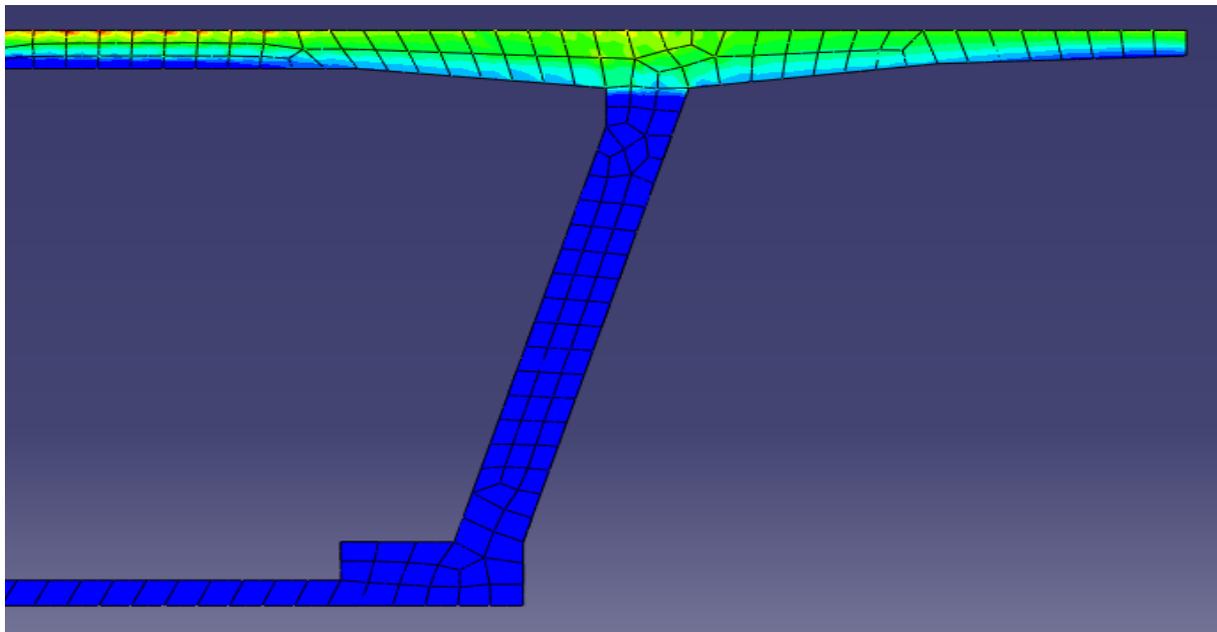


Abbildung 64 Normalspannungen in der Fuge bei Fugenöffnung bis zum Obergurt

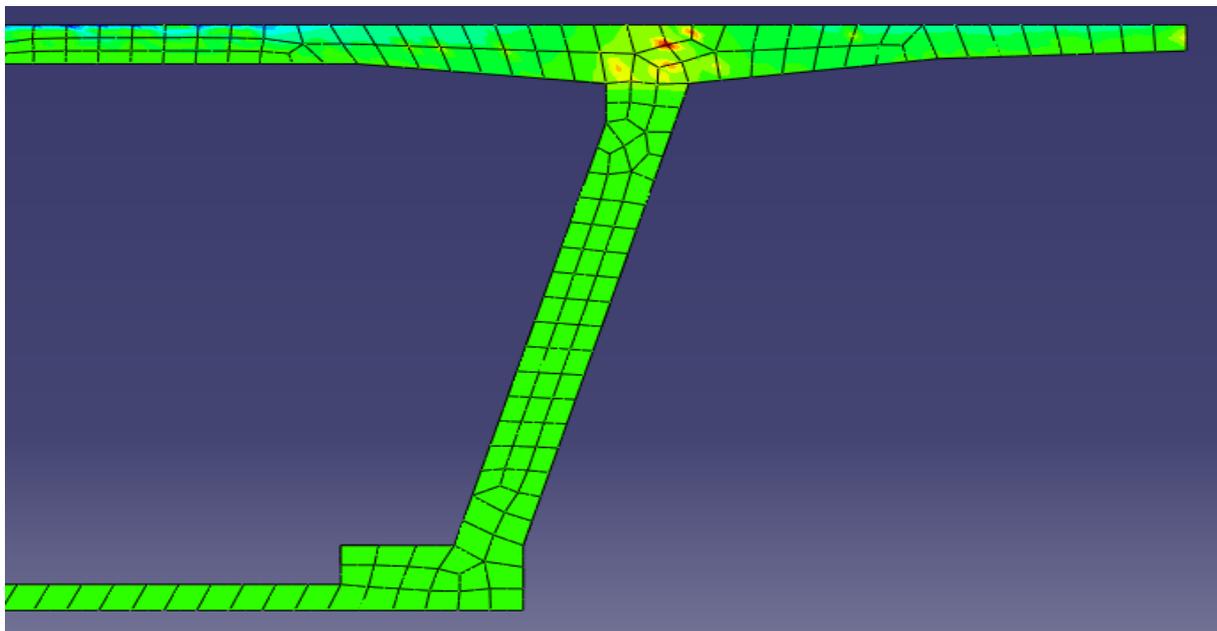


Abbildung 65 Schubspannungen in der Fuge bei Fugenöffnung bis zum Obergurt

Aus den numerisch berechneten Spannungsbildern ist gut ersichtlich, dass sich die Schubübertragung auf die Stege des Kastenquerschnitts konzentriert. Entgegen den Aussagen von Specker in [2] beteiligt sich bei dieser Querschnittsform neben den Druckzonen der Stege nur ein zu vernachlässigender Anteil des Obergurts an der Schubübertragung. Somit lässt sich aus diesen Untersuchungen schließen, dass für die Schubabtragung in dieser Studie in guter Näherung nur der überdrückte Bereich des Steges in Rechnung gestellt werden kann.

In der folgenden Parameterstudie werden mit Hilfe des Programms Inca ® die maßgebenden Querschnitte der exemplarischen Brücke für verschiedene Fugenöffnungen untersucht.

Das Kräftegleichgewicht stellt sich bei der Belastung von Segmentbrücken mit externen Spanngliedern erst durch die Öffnung der Fuge ein, da sich dadurch die Betondruckzone einschnürt und der Hebelsarm zwischen der resultierenden Betondruckkraft und den Spanngliedern vergrößert. Anhand der, während der Belastung, nahezu unveränderlichen Vorspannkraft in den Spanngliedern, kann somit der Grad der Fugenöffnung gesteuert werden. In diesem Zusammenhang sind auch die Festigkeit des Betons und dessen Arbeitslinie von großer Bedeutung, da sie die Lage der resultierenden Betondruckkraft beeinflussen.

Für die Schubübertragung werden in dieser Studie ausschließlich die Vorspannkraften berücksichtigt, welche zur Übertragung des Moments notwendig sind. Konstruktive Spannglieder in den Randbereichen des Querschnitts werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Anhand des im vorangehenden Kapitel ermittelten Flächenanteils für die Übertragung der Schubspannungen ist, nach dem Prinzip aus Kapitel 4.6, demnach auch eine Einordnung des Spannungszustandes in die Versagens-Grafik der Fuge möglich.

Nach der Berechnung des Gleichgewichts werden die Kräfte anhand der Überlegungen aus Kapitel 4.6 in Maximalspannungen umgerechnet und können direkt mit den Versagensfunktionen der verschiedenen Fugenkonstruktionen bzw. des fugennahen Betons verglichen werden.

$$(156) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{0,8 \cdot A_{\text{Druck}}}$$

A_{Druck} ... Fläche der Druckzone

$$(157) \quad \tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A_{\text{Schub}}}$$

A_{Schub} ... für die Schubübertragung aktiver Teil der Druckzonenfläche

In Kapitel 4.6 wurde auf eine Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte verzichtet um die Überlegungen unabhängig von verschiedenen Normen zu halten. Im folgenden Vergleich mit den Spannungen aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird für die Fugenkonstruktionen der einheitliche Sicherheitsfaktor nach den Deutschen Empfehlungen $\gamma_F = 2,0$ angesetzt.

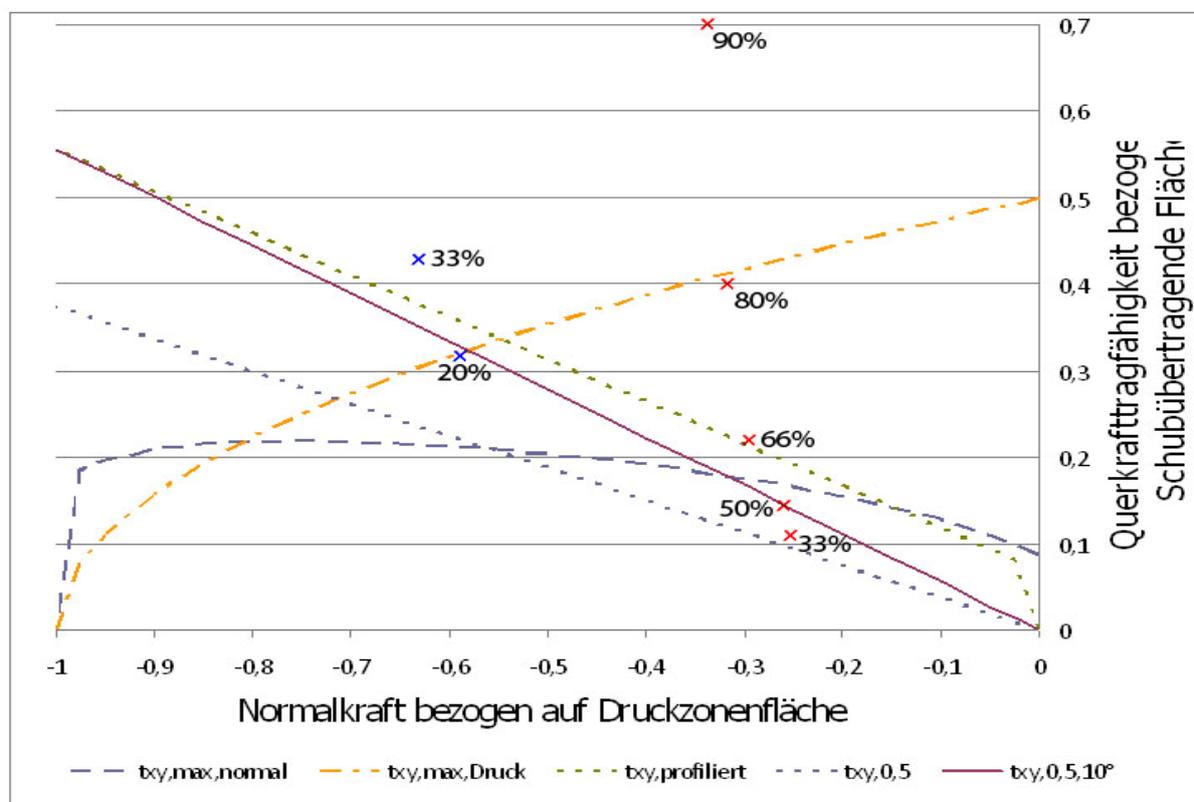


Abbildung 66 Analyse der Spannungszustände anhand von Versagenskurven im σ - τ -Diagramm

In Abbildung (66) sind die aus dem Kräftegleichgewicht ermittelten Maximalspannungen der einzelnen Fugenöffnungen als Punkte eingetragen.

Für den Feldquerschnitt ist aus dieser Untersuchung festzustellen, dass bei Fugenöffnungen unter 50% glatte geneigte Fugen die Schubübertragung garantieren können. Bei Fugenöffnungen bis 66% ist eine profilierte Ausführung der Fuge notwendig um die Schubübertragung zu gewährleisten. Bei Fugenöffnungen über ca. 55% ist die Bewehrung im Bereich der Fuge stark belastet, da die Querzugfestigkeit des Betons in der Hauptspannungsebene bereits überschritten ist. Ist die Bewehrung ausreichend dimensioniert nimmt diese die Zug-Hauptspannungen auf.

Am Stützquerschnitt ist die Schubbelastung aus Querkraft größer und die Druckzone ist schon allein durch die Form des Kastenquerschnitts und das größere Moment stärker ausgelastet. Die Übertragung der Schubspannungen mit profilierten Fugen ist auch bei Fugenöffnungen von 33% nicht gewährleistet, wobei in diesem Fall auch das Schub-Druck-Bruch-Kriterium überschritten ist. Nur bei Fugenöffnungen unter 20%, wo eine Schubübertragung auch über die glatte geneigte Fuge möglich ist, hält auch der Beton den Druck-Belastungen stand, während die Bewehrung bereits die Hauptzugspannungen aufnehmen muss.

Diese Untersuchung hat aufgezeigt, wie die aktuellen Berechnungsvorschriften und Sicherheitsbeiwerte die Segmentbrückenbauweise einschränken. Unter Berücksichtigung der in Kapitel 3 analytisch hergeleiteten Widerstandswerte der profilierten Fuge und den getroffenen Vereinfachungen im Hauptspannungskriterium, welches in Kapitel 4.6 ausführlich untersucht wurde, ist die vom Deutschen Beton Verein festgelegte Beschränkung der Fugenöffnung nachvollziehbar. Jedes der genannten stark vereinfachten Modelle beruht auf konservativen Annahmen, sodass jedes für sich gut vertretbar ist. Dieser Auswertung und der Fugenöffnungsbeschränkung des Deutschen Beton Vereins sind demzufolge sehr große Sicherheitsbeiwerte zugrunde gelegt. Diese großen Tragreserven wurden jedoch bereits anhand der Großversuche am Second-Stage-Expressway in Bangkok [2] aufgezeigt und das äußerst gutmütige duktile Verhalten dieser Bauweise bewiesen.

6 Ausblick

Die Segmentbauweise ist aufgrund der Komplexität der Zusammenhänge schwer durch analytische Modelle berechenbar. Numerische Modelle bieten, im Vergleich dazu, sehr gute Möglichkeiten, lokale Spannungsumlagerungen und ähnliche Effekte zu berücksichtigen. Durch eine solche Analyse sollten die Tragfähigkeitsreserven untersucht und quantitativ erfasst werden können. Für die Untersuchung des Bauteilverhaltens, der Fugenöffnung und der Spannungszustände reichte eine Elementgröße von ca. 100mm aus, für die Untersuchung des fugennahen Betons und dessen Versagen, müsste die Größe auf maximal 20mm gesenkt werden. Daraus würden sich für ein Modell dieser Größe auch bei nur lokalen Elementenverfeinerungen sehr große Berechnungszeiten ergeben, daher wird darauf verzichtet und für weiterführende Untersuchungen ein zweidimensionales Modell verwendet. Aufgrund der zeitlichen Vorgaben konnte diese Studie leider nicht zu Ende geführt werden. Daher wird hier nur auf die ermittelten Teil-Ergebnisse und einen möglichen Versuchsaufbau für zukünftige Untersuchungen verwiesen.

6.1 Zweidimensionales Modell der Fuge

Ein Steg des Kastenquerschnitts wird einzeln in einem Finite-Elemente-Programm generiert und der Bereich der Fuge samt Bewehrung bis zum Versagen belastet. Dabei wird die Überlagerung der Spannungen aus Schub und Biegedruck während der Fugenöffnung beobachtet. In diesem Modell können die verschiedenen Versagensmechanismen identifiziert und untersucht werden und es sollte dann auch eine Aussage zu der vom DBV vorgenommenen Limitierung der Fugenöffnung [1] [2] ohne Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte und deren Auswirkung auf die Wirtschaftlichkeit gemacht werden können. Aus diesen Untersuchungen sollte auch ein einheitlicher Sicherheitsbeiwert bestimmt werden können.

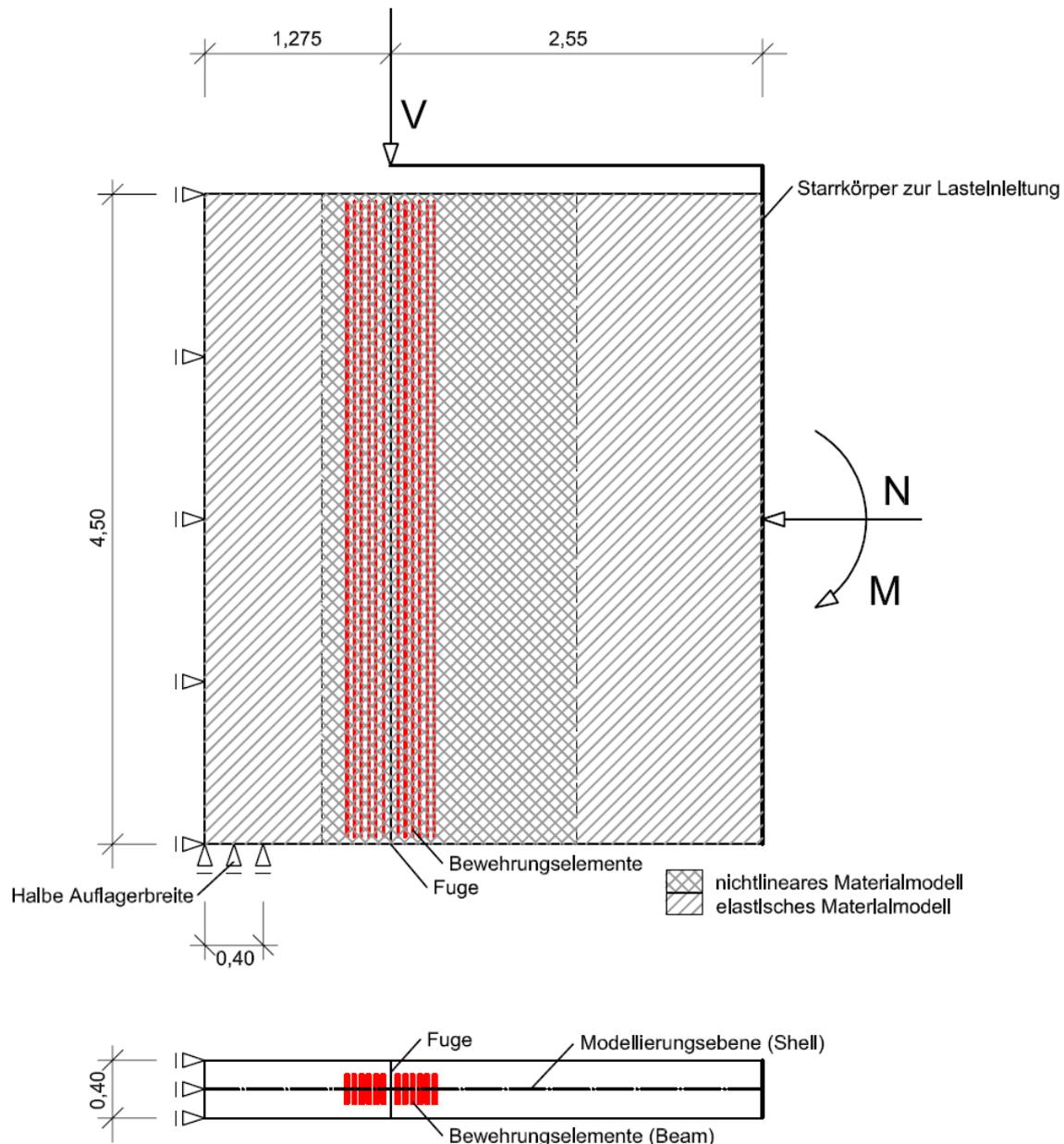


Abbildung 67 2D-Modell des Steges

6.2 Wahl der Finiten Elemente

Aufgrund der schlanken ebenen Geometrie kann der Steg in guter Näherung mit Scheibenelementen modelliert werden. Die Verwendung dieser zweidimensionalen Elemente vereinfacht das Modell stark und hat so, gegenüber den Modellen mit dreidimensionalen Elementen eine große Ersparnis an Rechenzeit zur Folge. Zusätzlich werden in diesem Modell nur lineare Elemente verwendet, da dies bei einer Maschenweite von 2cm trotzdem eine gute Näherung ergibt. Spannungen aus der Ebene werden hier vernachlässigt.

6.3 Modellierung der Fugen und Materialien

Die Fugen werden genauso wie im Modell 1 als nichtlineare Verbindung eingegeben. Diese kann in 2D an Linien vergeben werden statt wie im 3D-Modell an Flächen.

Der Berechnung werden in diesem Modell die bereits erwähnten nichtlinearen Stoffmodelle zugrunde gelegt.

Um die realistischen Steifigkeitsverhältnisse beizubehalten und ein realistisches Rissbild zu generieren wird die Bewehrung des Steges im fugennahen Bereich diskret modelliert.

Anhand der Formel aus [1] wird die Zugstrebe am Segmentrand bemessen und die resultierende Bewehrungsfläche auf den Bereich aufgeteilt.

$$a_s = \frac{V_{Steg} + T_D}{b_w \cdot f_{ywd}}$$

$$T_D = 0,2 \div 0,35 \cdot F_{cd}$$

$V_{Sd,Steg}$... Querkraft im Steg

T_D ... Spaltzugkraft aus der Druckkraft

F_{cd} ... Kraft in der Druckzone des Steges

b_w ... Breite des Steges

f_{ywd} ... Betonstahlfestigkeit der Bügel

Für Betonstahl BSt 500 ergeben sich folgende erforderliche Bügelflächen, die auf 6 Bügel im Abstand von je 5 cm aufgeteilt werden. Da im Zweidimensionalen keine Bügel generiert werden können werden die Bewehrungsstäbe als Biegestäbe mit rechteckigem Profil modelliert, sodass die Fläche und das Trägheitsmoment in der Bauteilebene der Wirklichkeit entsprechen. Diese Elemente werden mit starrem Verbund in die Steg-Scheiben eingebettet.

$$a_s \cdot b_w = \frac{V + T_D}{f_{ywd}}$$

Diese Stahlfläche soll auf 1/6 bis 1/10 der Segmentlänge am Segmentrand aufgeteilt werden.

Feldquerschnitt: $A_s = 75 \text{ cm}^2$ entspricht 6 · Rechteck 20mm/63mm

Stützquerschnitt: $A_s = 236 \text{ cm}^2$ entspricht 5 · Rechteck 20mm/197mm

Aufgrund der Nähe zum Auflager und der höheren Belastungen, ist der Stützquerschnitt mehr belastet und stellt daher den maßgebenden Fall dar. In der folgenden Studie wird daher nur noch dieser untersucht.

6.4 Teil-Ergebnisse

6.4.1 Normalkraft-Schubübertragungs-Interaktion

Unabhängig vom übertragbaren Moment wurde der Steg, besonders im Hinblick auf das Reibungsversagen der Fuge, aber auch die unbewehrte Betondeckung auf seine reine Schubtragfähigkeit untersucht. Hierzu wurde der Steg durch eine Normalkraft zentrisch „vorgespannt“ und anschließend, weggesteuert mit einer Querkraft, belastet.

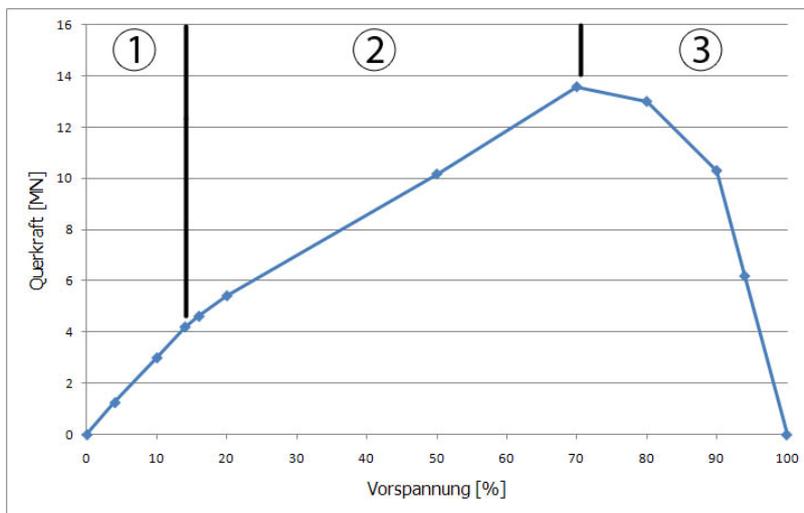


Abbildung 68 Normalkraft-Schubübertragungs-Interaktion

Die Grafik zeigt gut die Auswirkungen der verschiedenen Versagensmechanismen. Im Bereich unter 15% der Vorspannung versagt die Fuge selbst auf Reibung. Die lineare Funktion zeigt den Zusammenhang der Coulomb'schen Reibung. Abbildung 69 stellt ein zugehöriges Kraft-Weg-Diagramm dar, welches als Reaktionskraft durch die Auflagerverschiebung an „Kraftangriff 2“ ermittelt wurde. Der Knick zeigt den Punkt, an dem die Haftreibung versagt und durch konstante Krafteinwirkung eine Verschiebung des einen Bauteils erreicht wird.

Bei den Spannungsbildern ist zur besseren Darstellung nur der plastische Anteil des Modells dargestellt.

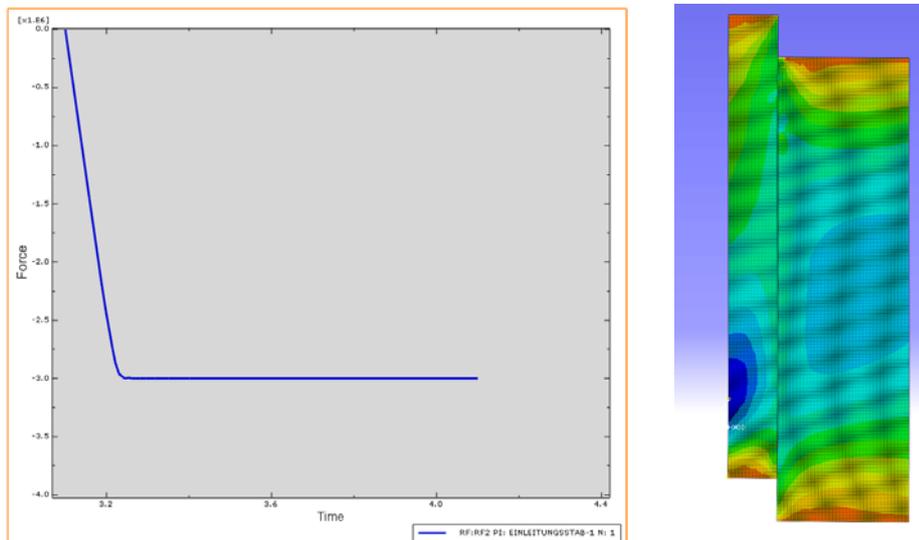


Abbildung 69 Kraftverlauf beim Reibungsversagen der Fuge und dazugehörige Darstellung der Schubspannungen

Im zweiten Bereich versagt die Druckstrebe, welche den Schub über die geschlossene Fuge überträgt. Das Versagen tritt zuerst im Fugenbereich auf, da es hier lokal zur Überschreitung der Reibung kommt und anschließend zur Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons. Aus den daraus folgenden Spannungsspitzen entwickeln sich Risse in Richtung der Druckstrebe, welche schlussendlich zum Versagen führen, während beim Vergleichsmodell ohne Fuge das Versagen der Druckstrebe vom Einleitungspunkt ausgeht und daher größere Querkräfte übertragen werden können.

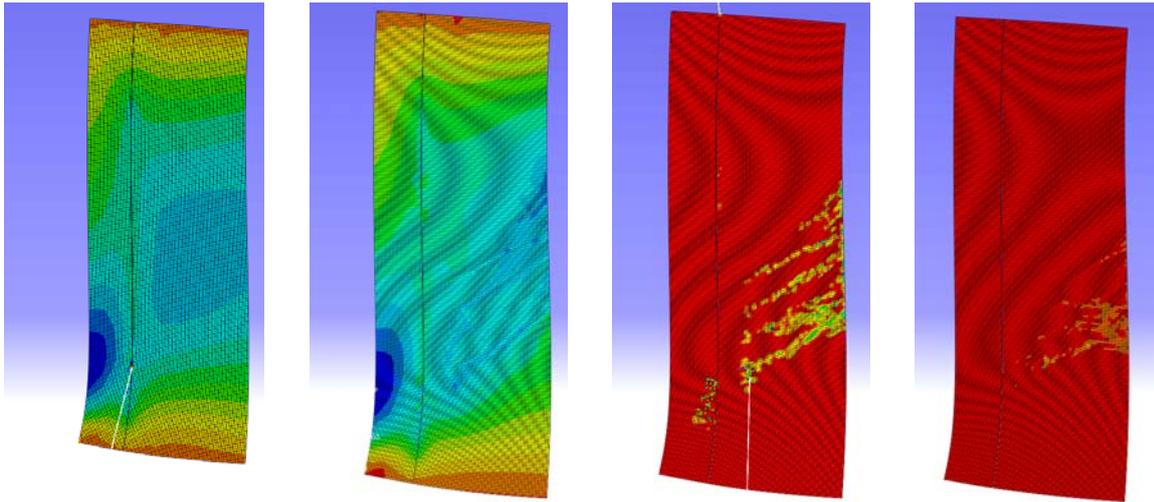


Abbildung 70 Maximale Schubspannungen, Schubspannungen und Plastische Verformungen beim Bruch der Druckstrebe (mit und ohne Fuge)

Im dritten Bereich welcher sich ab ca.70% der Druckfestigkeit einstellt, ist das Versagen des Steges im Druckbereich zu beobachten. In den extremalen Punkten der Druckstrebe, in Abbildung 71 die Punkte rechts oben und links unten, übersteigen die Druckspannungen die Materialfestigkeiten. Der ungünstige Fall in Auflagernähe bedingt eine Konzentration der Druckspannungen aus Vorspannung und Schub aus der Druckstrebe in diesem Bereich. Daraus resultiert die abfallende Querkrafttragfähigkeit.

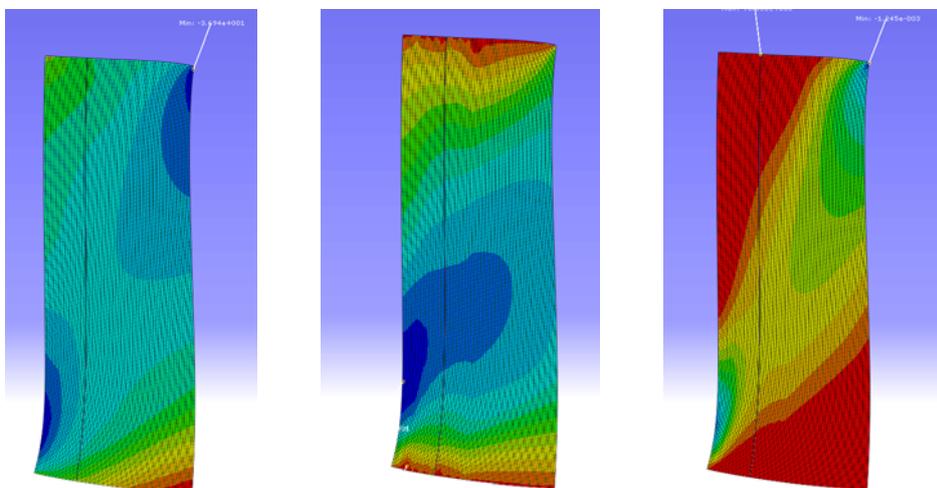


Abbildung 71 Maximale Schubspannungen, Schubspannungen und Plastische Verformungen beim Bruch der Druckstrebe

Im realistischen Steg einer Segmentbrücke stellt die reine Interaktion von Vorspannung und Schub zwar einen Sonderfall dar, jedoch kann das System unter dieser Lastkonfiguration als vergrößerte Druckzone des Steges betrachtet werden. Wenn man den hier abgebildeten Steganteil als eine isolierte Druckzone eines Steges sieht, gelten ähnliche Zusammenhänge, nur dass die vorhandenen Druckspannungen nicht nur aus Vorspannung sondern aus einem zusätzlichen Moment kommen und somit nicht konstant über die Höhe sind. Bei geschlossenen Fugen, also im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entstehen dort verschiedenste Spannungszustände, sodass das Reibungsversagen speziell bei geringen Vorspannungen in jedem Fall nachgewiesen werden muss. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist ein Versagen durch Rutschen nahezu ausgeschlossen, da sich nach Überschreitung der Dekompression ein Gleichgewichtszustand einstellt wo sich, von einer hohen Ausnutzung der Biegedruckzone ausgehend, eine Fugenöffnung einstellt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist somit aufgrund der Konzentration der Druckspannungen in der Druckzone ein Versagensfall in den Bereichen 2 oder 3 zu vermuten. In den nächsten Teilen der Untersuchung wird auf diesen Sachverhalt näher eingegangen.

6.4.2 Versagensmechanismen bei geöffneter Fuge

Spezielles Augenmerk gilt, wie schon in Kapitel 4.6, dem Zusammenhang zwischen Querkrafttragfähigkeit und der Fugenöffnung. Durch die sich einschnürende Druckzone schwindet die Fugen- und Querschnittsfläche, wo Schub übertragen werden kann.

Da nur ein beschränkter Teil des Steges generiert wird, ist es umso wichtiger die Belastungen am Modell so zu wählen, dass die Spannungszustände in diesem Modell den Spannungen im Gesamtmodell entsprechen. Hierzu wird der Gesamtquerschnitt mit den Bemessungsschnittkräften des Grenzzustandes der Tragfähigkeit belastet und die Vorspannkraft so ausgelegt, dass sich verschiedene Fugenöffnungen einstellen. Diese Spannungsverläufe am Gesamtquerschnitt werden anschließend am Steg-Modell nachgebildet und es kann eine Auswertung erfolgen.

Auch bei sonst gering vorgespannten Bauteilen entsteht durch die Einschnürung der Druckzone in diesem Bereich eine hohe Druckbelastung. Der in Abschnitt 5.5.3 beschriebene Versagensmechanismus 1, also das Rutschen der Fugen wird dort nie eintreten. Vielmehr entsteht im Bereich über der Druckzone wiederum eine schräge Druckstrebe welche den Schub überträgt. Mit steigender Fugenöffnung wird diese flacher und kann weniger Schub übertragen.

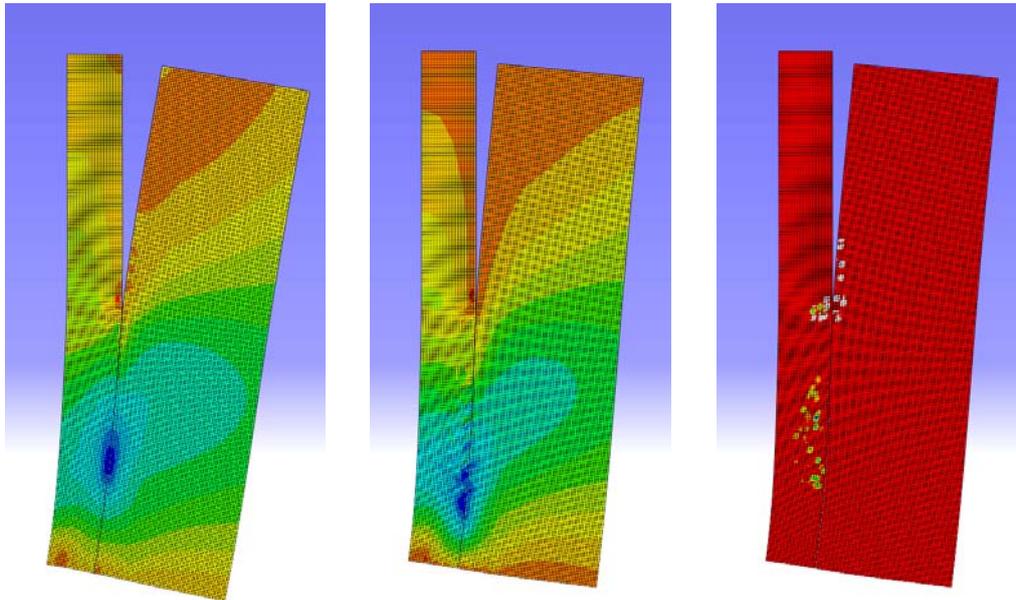


Abbildung 72 Maximale Schubspannungen, Schubspannungen und Plastische Verformungen beim Bruch der Druckstrebe

Das Versagen tritt in diesen Fällen durch einen Bruch dieser Schub-Druckstrebe ein. Im Bereich der Fuge kommt es nicht zum globalen Verschieben der Struktur, sondern die durch Reibung übertragenen Schubspannungen führen zu Querspannungen im Bauteil. Bei der lokalen Überschreitung der Zugfestigkeit entstehen einige Risse, welche sich diagonal immer weiter fortpflanzen und schließlich zum Versagen der Schubstrebe führen.

Bei extrem großen Fugenöffnungen über ca. 80%, kommt es im Gegensatz dazu zu einem Schubzugversagen am äußersten Rand der Druckzone. Der Beton außerhalb der Bewehrung wird durch die Schubübertragung starken Querspannungen ausgesetzt. Durch große Dehnungen entzieht er sich der Belastung, und die Druckzone versagt.

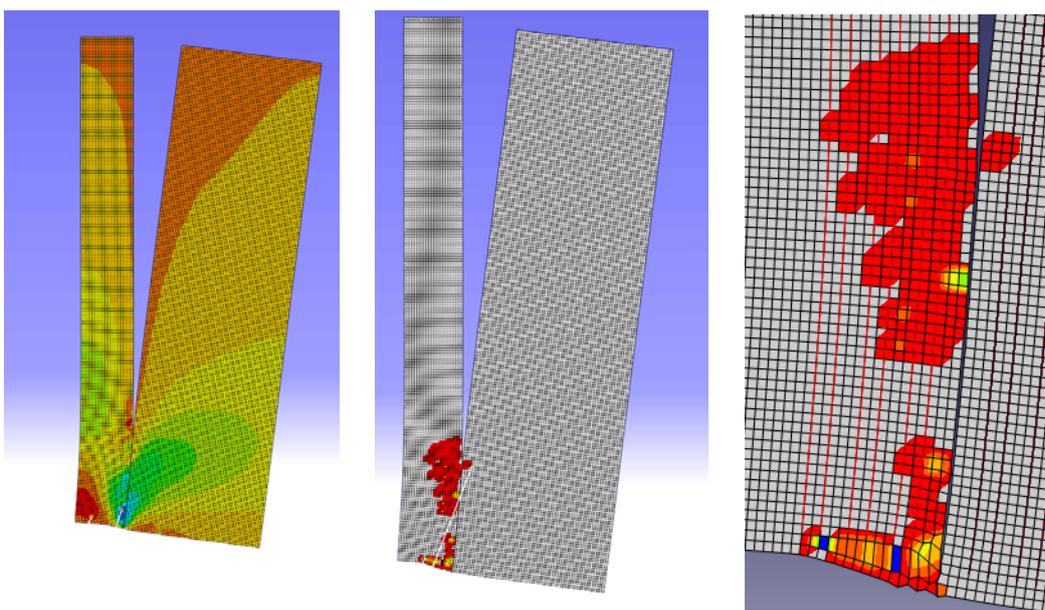


Abbildung 73 Maximale Schubspannungen und plastische Dehnungen beim Schubbruch der Druckzone

In den Abbildungen ist das Versagen sehr schön an den großen plastischen Dehnungen der äußersten Elementen zu erkennen. Die roten Linien stellen die Bügelbewehrung dar. Während in der Druckstrebe oben die Bewehrung einen Teil der plastischen Verformung des Betons aufnimmt, hat diese im äußersten Beton keinen Einfluss.

Speziell in diesem Bereich könnte sich eine Faserbewehrung sehr positiv auswirken, da diese bis zum äußersten Rand des Betonquerschnitts reicht. Der Beton würde dadurch in dieser biaxialen Zug-Druck-Belastung durch die Fasern nach der Bildung der Mikrorisse eine starke Verfestigung im Zugbereich erfahren. Einaxiale Versuche in dieser Hinsicht sind bereits durchgeführt, wie bereits in Kapitel 4.6 erwähnt gibt es aber noch keine Erkenntnisse über das biaxiale Verhalten. Es lässt sich jedoch aus der einaxialen Arbeitslinie von Faserbeton im Zugbereich eine positive Wirkung der Fasern auch bei biaxialer Belastung vermuten. Zusätzlich wird hier vermutlich durch den Querdruck eine zusätzliche Steigerung des Ausziehungswiderstands der Fasern erreicht.

6.5 Zukünftige Forschungsziele

Nach dieser qualitativen Untersuchung der Spannungszustände und der Versagensarten im Fugenbereich, sollte im nächsten Schritt eine quantitative Einordnung der Versagensfälle erfolgen. Besonderes Augenmerk sollte dabei auf den Zusammenhang zwischen Fugenöffnung und Querkraftübertragung gelegt werden. Durch die Weg-gesteuerte Aufbringung der Querkraftbelastung sollte ein Maximalbetrag ermittelt werden können und daraus eine Bewertung der verschiedenen Fugenöffnungsgrade im Hinblick auf die Querkraftübertragung möglich sein. Im Hinblick auf die Minimierung der notwendigen Vorspannung und die Ausnutzung der Vorteile der Segmentbauweise durch große Fugenöffnungen wäre in zukünftigen Forschungsarbeiten auch eine Berücksichtigung der Dehnung und der Lageänderung der externen Spannglieder aufgrund der Durchbiegung interessant. Für die geneigte Fuge könnte daraus, in Abhängigkeit von der Brückenlänge, auch die erwähnte selbst-stabilisierende Wirkung berechnet werden, welche bei Versagen durch Rutschen eintritt.

Forschungsbedarf besteht auch in Bezug auf das biaxiale Verhalten von Betonen mit Faserbewehrung im Zug-Druck-Bereich. Wie bereits angesprochen ist daraus eine maßgebliche Leistungssteigerung des Betons im Bereich der Fuge, außerhalb des Einflussbereichs der Bewehrung, zu vermuten.

7 Fazit

Verfolgt man die Konstruktionsrichtlinien von Prof. Fritz Leonhardt [6], so wirken Brückentragwerke mit Schlankheiten unter 10 sehr plump und sind nur bei extremen Belastungen zu empfehlen. Währenddessen beträgt die maximal erreichbare Schlankheit für Straßenbrücken mit konstantem Kastenquerschnitt ca. 30.

Die vorangehende Studie deckt somit den gesamten Einsatzbereich von Brücken dieser Bauart ab und zeigt den Einsatz von Segmentbrücken mit geneigten glatten Fugen. Eine Anwendung dieser Methode kommt im Schlankheitsbereich zwischen 10 und 20 in Frage. Dabei würde sich die maximale Spannstaehlersparnis von ca. 35% mit einem Neigungswinkel von 7° bei einer Schlankheit von 10 sehr günstig auf die Gesamtbaukosten auswirken.

Bei größer werdenden Schlankheiten ist die Kostenersparnis durch die Reduktion des Spannstaehlverbrauches nicht sicher größer als die zusätzlichen Kosten, welche durch die Herstellung der Fugeneigung entstehen. Eine Neigung von wenigen Grad ist nur dann sinnvoll, wenn unbedingt eine bestimmte Schlankheit gefordert wird. Ansonsten sollte eher die Schlankheit bei gleichbleibender Spannweite vergrößert werden, sodass eine Abtragung der Querkräfte über die glatte senkrechte Fuge erfolgen kann.

Die tendenziell stabilisierende Wirkung der geneigten Fuge kann als zusätzlicher Sicherheitsfaktor betrachtet werden.

Das größte Potenzial für zukünftige Segmentbrücken liegt in diesem Hinblick wahrscheinlich in der senkrechten glatten Fuge mit evtl. plangeschliffenen Segmentoberflächen, wodurch extrem hohe Reibungskoeffizienten möglich sind, sodass eine Neigung der Fuge speziell bei großen Schlankheiten nicht notwendig ist.

8 Zusammenfassung

Die Segmentbrückenbauweise mit Trockenfugen hat große Relevanz für die Brücken der Zukunft, was auf die hohe Produktionsqualität der Segmente und die kurze, witterungsunabhängige Bauzeit auf der Baustelle zurückzuführen ist. Die bisher angewandte Schubprofilierung der Fugen zur kontinuierlichen Übertragung der Schubspannungen aus Querkraft und Torsion genügt diesen Ansprüchen, die unvermeidbaren Bautoleranzen mindern ihre Tragfähigkeit jedoch stark ab. Das Kontaktschalverfahren garantiert zwar während der Betonage die Passungsgenauigkeit, aber aufgrund der Hydratationswärme führt der Bowing-Effekt zusätzlich zu den Schwindverformungen zu nicht verhinderbaren Kontaktfehlern. Diese Effekte könnten durch das CNC-gesteuertes Planschleifen der Oberflächen bereits komplett ausgehärteter Segmente verhindert werden. Voraussetzung hierfür ist jedoch die Erhaltung der Tragfähigkeit der Brücke bei glatten Fugen.

Die derzeitigen Normenwerke schreiben eine Profilierung der Fuge vor. Die Tragfähigkeit der Trockenfuge wird in den meisten Fällen durch eine Kombination aus Schubbruch der Schubnocken und Reibungsversagen berechnet. Reibungsfaktoren und Schubtragfähigkeit der Profilierung variieren zwischen den verschiedenen Forschungsarbeiten stark. Im Vergleich zeigen sich dementsprechend große Unterschiede. Diese sind auf unterschiedliche Versuchskonstellationen zurückzuführen. Die neuste Forschungsarbeit von Wasaka [4] zeigt durch Versuche die Überschätzung der Tragfähigkeit durch die amerikanische AASHTO und den Bemessungsvorschlag von Specker [2].

Um die Fugenformen untersuchen zu können wird im ersten Abschnitt dieser Arbeit die Tragfähigkeit der profilierten Fuge analytisch untersucht. Durch die Neigung der Nockenflanken geht ein Teil der Normalkraft in die Einleitung der Querkraft in die Schubnocke selbst. Dieser Anteil kann daher nicht für die Reibung an den Nockenflächen in Rechnung gestellt werden. Während die gesamte Fugenkonstruktion durch eine Kombination aus Reibung und Nockenbruch versagt, ist bei extrem niedrigen Vorspanngraden zu beachten, dass es zum gegenseitigen Abgleiten der Segmente entlang der Nockenflanke kommen kann.

Bei der glatten Fuge muss die gesamte Querkraftbelastung über Coulomb'sche Reibung in das nächste Segment übertragen werden. In Anlehnung an das Prinzip des scheinbaren Bogens könnte durch die Neigung der Fugen eine Transformation der Schnittkräfte in der Fugenebene erreicht werden. Indem die Fugenebene in Richtung der Hauptspannungsrichtung verdreht wird, vergrößert sich der reibungserzeugende Kraftanteil, welcher senkrecht auf die Fuge steht. Der über Reibung zu übertragende Anteil verkleinert sich. Den Grenzfall bildet die Neigung um den Winkel $\alpha = \arctan(\mu)$. In diesem Fall verschwindet der Querkraftanteil komplett und der Normalkraftanteil hat dort sein Maximum. Für negative Querkräfte verändert sich das Schnittkraftverhältnis in eine ungünstige Richtung. Aus diesen Überlegungen werden zwei Funktionen bestimmt, welche einen fiktiven Reibungsbeiwert für die geneigte Fuge definieren.

Anhand der Zusammenhänge des Mohr'schen Spannungskreises, wurde eine analytische Untersuchung der Versagensmechanismen bei klaffender Fuge durchgeführt. Während bei niedrigen Auslastungsgraden der Druckzone ein Versagen der Fugenkonstruktion maßgebend wird, kommt es im Bereich größerer Drucknormalspannungen zur Überschreitung der Zugfestigkeit in der Hauptspannungsebene des Betons in Fugennähe. Diese Zugspannungen können nach der Mikrorissbildung durch die in diesem Bereich eingelegte Bewehrung aufgenommen werden. Bei weiterer Belastung kann einerseits die Bewehrung auf Zug oder der durch das angesprochene Rissbild geschwächte Beton auf Druck in Hauptspannungsrichtung

versagen. Anhand der ermittelten Belastungen lässt sich in diesem Zusammenhang ein ausgesprochen positiver Einfluss einer Faserbewehrung vermuten.

Um den Anwendungsbereich der geneigten Fuge zu bestimmen, wird an einfachen statischen Systemen eine Methode entwickelt, mit der man die maßgebenden Nachweise so verknüpfen kann, sodass eine Auswertung für den realistischen Schlankheitsbereich möglich ist. Für den Einfeldträger ergibt sich für die senkrechte glatte Fuge eine Grenzschlankheit von 13.

Beim Mehrfeldträger betreffen die maßgebenden Nachweise einerseits den Stützquerschnitt wo Moment und Querkraft maßgebend sind, und andererseits den Querschnitt in Feldmitte, wo negative Querkräfte auftreten.

Zur Erweiterung dieses Prinzips für einen exemplarischen Dreifeldträger wurden die Faktoren $\Omega_{\text{Stütz}}$, Ω_{Feld} definiert, welche das Verhältnis vom maximalen Stütz-/Feldmoment zur maximalen Querkraft ausdrücken. Sie erfassen die Geometrie des Systems und der Belastungen. Anhand von Tabellenbüchern wurden die maßgebenden Schnittkräfte bestimmt, und mit den daraus resultierenden annähernd konstanten Werten für Ω wurde eine analoge Betrachtung zum Einfeldträger vollzogen. Die Grenzschlankheit für den exemplarischen Einfeldträger unter den stark vereinfachten Lasten des Eurocode beträgt 21.

Im nächsten Abschnitt wird eine realistische Brücke betrachtet. Die Ragger-Graben-Brücke liegt in Kärnten kurz vor Wolfsberg und ist Teil der Südautobahn. Die Dreifeldbrücke wird im Programm Sofistik® als dreidimensionales Stabmodell generiert. Die Eingabe erfolgt Textgesteuert, sodass die Variation der Feldlängen einfacher möglich ist. Neben den Eigen- und Auflastlasten werden die Verkehrslasten, Temperaturbelastungen und Stützensenkungen nach Eurocode aufgebracht. Nach der Berechnung der maximalen Überlagerungslastfälle werden auch für dieses System die Ω -Werte errechnet. Speziell bei kleinen Schlankheiten haben Temperatur und Stützensenkung große Auswirkung auf die Schnittkraftverhältnisse. Im Gegensatz zu den vorigen Systemen wird daher in diesem Fall für diese Faktoren kein konstanter Wert angenommen, sondern sie werden durch Exponentialfunktionen in Abhängigkeit von der Schlankheit ausgedrückt. Für dieses System ergibt sich eine Grenzschlankheit von 18.

Während bei großen Schlankheiten der Nachweis des Biegemoments maßgebend ist, ist bei Schlankheiten, welche kleiner sind als die Grenzschlankheit, die Querkraft am Stützquerschnitt nicht über die senkrechte glatte Fuge übertragbar. In diesem Bereich ist durch die Neigung der Fuge die Erhaltung der Tragfähigkeit möglich. Zur Bestimmung des optimalen Fugenneigungswinkels werden die maßgebenden Nachweise ausgewertet, und es ergeben sich zwei Funktionen. Für den Stützquerschnitt wird die optimale Fugenneigung ermittelt während für den Bereich im Feld, wo negative Querkräfte herrschen, eine maximale Neigung bestimmt werden kann. Speziell im Schlankheitsbereich zwischen 10 und 15 kann durch die Neigung der Fuge um bis zu 7° eine Leistungssteigerung erreicht werden, welche sich zu einer Spannstahlersparnis von bis zu 35% im Vergleich zur glatten senkrechten Fuge errechnen lässt.

Anhand einer numerischen Untersuchung eines dreidimensional modellierten Brückenquerschnitts unter realen Belastungen im Programm Abaqus® erfolgten die Untersuchungen der Spannungszustände in den Segmenten. Die Fugen wurden als nichtlineare Verbindungselemente generiert, die Materialmodelle jedoch elastisch gehalten. In dieser Analyse wurde die Tragfähigkeit der geneigten Fuge nachgewiesen und deren positiver Einfluss auf die Spannungen im Segment bzw. im fugennahen Bereich aufgezeigt. Durch die Neigung der Fuge in Richtung der Hauptspannungsrichtung bilden sich auf der der Belastung zugewandten Seite des Segments nur sehr geringe Zugspannungen aus. Auch die Übertragung der negativen Querkraft erfolgt ohne Probleme, hier bildet sich aber eine weitere Zugstrebe am Segment-

rand, welcher zur Belastung gewandt ist. Das Öffnen der Fugen, welches bereits Specker untersucht hat, kann in dieser Studie bestätigt werden, mit dem Zusatz, dass sich bei der punktuellen Belastung in Feldmitte zwar mehrere Fugen dekomprimieren, sich aber die Öffnung dann auf die der Belastung am nächsten liegenden Fugen konzentriert.

Besonderes Augenmerk galt bei der Analyse der dreidimensionalen Modelle auch des Flächenanteils der Kontaktfläche, welcher sich an der Übertragung der Schubspannungen beteiligt. Im Gegensatz zu vorangehenden Studien zeigt diese Studie, dass die Schubübertragung ausschließlich über die Druckzone der Stege gewährleistet wird. Anhand dieser Flächenaufteilung und der analytischen Untersuchung der Versagensmechanismen aus Kapitel 4.6, werden die inneren Kräfte der betrachteten Modelle, für verschiedene Fugenöffnungen ausgewertet. Für beide Modelle kann unter die Fugenöffnungs-Beschränkung aus den deutschen Empfehlungen nachvollzogen werden. Aufgrund der verwendeten Sicherheitsfaktoren, und einiger grober Näherungen sind jedoch große Tragreserven zu vermuten.

Durch die Untersuchung des Fugenbereichs in einem zweidimensionalen numerischen Modell ist die genauere Analyse der Versagensmechanismen möglich. Durch das Öffnen der Fuge konzentrieren sich die Druckspannungen auf die Druckzone. Auch die Schubspannungen werden auf diesen Bereich gebündelt und müssen über reine Reibung übertragen werden. Wie bereits in Vorstudien ermittelt wurde, tritt ein Rutschen der Verbindung nur bei sehr kleinen Normalspannungen ein, der Spannungszustand in der Biegedruckzone ist jedoch durch große Normalspannungen geprägt. Das Versagen tritt daher entweder als Druck-Bruch der Schubstrebe oder bei großen Fugenöffnungen als Schub-Zug-Bruch im Bereich des Betons außerhalb des Einflussbereichs der Bügelbewehrung ein.

In diesem Bereich ist eine positive Wirkung einer Faserbewehrung zu vermuten, welche die Zugtragfähigkeit des Betons stark anhebt. In Kombination mit UHPC wäre sicher eine noch bessere Ausnutzung der Vorteile der Segmentbauweise möglich, sodass noch grazilere und elegantere Brücken möglich sind. Die glatte Fuge muss hierbei speziell im Hinblick auf die Möglichkeit des Planschleifens Beachtung finden. Durch die in dieser Studie untersuchte Neigung der glatten Fugen, kann eine zusätzliche Leistungssteigerung erzielt werden, ohne das Tragverhalten dieser Bauweise und dessen große Duktilität einzuschränken.

9 Anhänge

9.1 Anhang A – Eurocodes und Bemessungsgrundlagen

Grundsätzliches Ziel bei Planung, Konstruktion und Ausführung von Tragwerken ist die Sicherstellung der Zuverlässigkeit gegen das Versagen und die Gewährleistung des vorgegebenen Nutzungszwecks für die vorgesehene Dauer unter Berücksichtigung von wirtschaftlichen Gesichtspunkten.

Das Sicherheits- und Bemessungskonzept der derzeit gültigen Eurocodes beruht auf dem Nachweis, dass diese Anforderung erfüllt und sogenannte Grenzzustände nicht überschritten werden.

Lagesicherheit

Es ist nachzuweisen, dass die Bemessungswerte der destabilisierenden Einwirkungen $E_{d,dst}$ die Bemessungswerte der stabilisierenden Einwirkungen $E_{d,stab}$ nicht überschreiten

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Grenzzustand der Tragfähigkeit

Das Versagen des Tragwerks durch Bruch, übermäßige Verformung oder durch Materialermüdung wird betrachtet und es muss nachgewiesen werden, dass:

$$E_d \leq R_d$$

Bemessungswert der Beanspruchung E_d

Es werden drei grundlegende Bemessungssituationen unterschieden:

Grundkombination:
$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Außergew. Situation:
$$E_{dA} = E \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{PA} \cdot P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Erdbeben:
$$E_{dAE} = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

$\gamma_{G,j}$... Sicherheitsbeiwert ständige Einwirkungen

γ_P ... Sicherheitsbeiwert Vorspannung

$\gamma_{Q,1}; \gamma_{Q,i}$... Sicherheitsbeiwert erste und folgende veränderliche Einwirkung

γ_1 ... Sicherheitsbeiwert für Einwirkung aus Erdbeben

γ_A ... Sicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Einwirkungen

$G_{k,j}$... charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen

P_k ... charakteristischer Wert der Vorspannung

A_d ... Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung (Anpralllast, Explosion)

A_{Ed} ... Bemessungswert der Einwirkung infolge Erdbeben

$\psi_0; \psi_1; \psi_2$... Kombinationsbeiwerte für seltene, häufige und quasiständige Einwirkungen

\oplus ... „in Kombination mit“

| Sicherheitsbeiwerte | ungünstig | günstig |
|------------------------------|-----------|---------|
| $\gamma_{G,j}$ | 1,35 | 1,00 |
| γ_P | 1,00 | |
| $\gamma_{Q,1}; \gamma_{Q,i}$ | 1,50 | - |
| γ_A | 1,50 | - |

Tabelle 1 Sicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

In den Empfehlungen des DBV werden ständige Lasten mit 1,50 beaufschlagt und bei veränderlichen Lasten ein Sicherheitsbeiwert von 1,75 vorgeschrieben. Diese wesentlich höheren Sicherheitsfaktoren berücksichtigen ein größeres Sicherheitsbedürfnis bei Segmentbrücken was aus dem Verlust der Robustheit durch Entfallen einer durchgehenden Längsbewehrung entsteht. Dabei vernachlässigt die deutsche Empfehlung die Hochwertigkeit der Segmente, welche durch die Werksfertigung und die Möglichkeit der Qualitätskontrolle vor dem Einbau garantiert werden kann.

Im Folgenden wurden aus diesen Gründen die in den Deutschen Empfehlungen geforderten Sicherheitsbeiwerte nicht beachtet.

Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d

Dieser wird in den Bauartspezifischen Normen festgelegt und ist eine Funktion der Baustoffeigenschaften und der geometrischen Größen.

In diesem Fall der Spannbetonbauweise gelten folgende Sicherheitsbeiwerte auf der Materialseite:

| Baustoff | Sicherheitsbeiwert |
|--------------|--------------------|
| Beton | $\gamma_c = 1,50$ |
| Schlaffstahl | $\gamma_s = 1,15$ |
| Spannstahl | $\gamma_s = 1,15$ |

Tabelle 2 Sicherheitsbeiwerte der Baustoffe

Die globalen Nachweise der Tragsicherheit erfolgen auf:

- Biegung mit Normalkraft
- Querkraft

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Zur Gewährung der Nutzbarkeit des Bauwerks über die gesamte in Rechnung gestellte Lebensdauer müssen Spannungen, Verformungen und Rissbreiten beschränkt werden.

$$\text{Seltene Kombination: } E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

$$\text{Häufige Kombination: } E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

$$\text{Quasi-ständige Kombination: } E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

$$\text{Nicht häufige Kombination: } E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Die seltene Lastkombination ist dabei gleichzusetzen mit einer Wiederkehrperiode von ca. 50 Jahren, während die nicht häufige ca. einmal im Jahr auftritt und die häufige eine Wiederkehrperiode von 14 Tagen hat.

Bei Segmentbrücken muss in internationaler Übereinstimmung die Anforderungsklasse A mit der vollen Vorspannung erfüllt sein. Das heißt, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei seltener Einwirkungskombination der gesamte Querschnitt des Tragwerks überdrückt sein muss. Dementsprechend sind auch die Fugen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überdrückt und somit geschlossen.

Die verschiedenen Normen sehen für die Fugen verschiedene Druckspannungsreserven am Zugrand vor [3]:

AASHTO $\sigma_n = -1,4 \text{ N/mm}^2$ für Trockenfugen

Deutsche Empfehlungen des DBV $\sigma_n = -2,0 \text{ N/mm}^2$

DIN 4227 $\sigma_n = -1,0 \text{ N/mm}^2$

Die Druckspannungen im Tragwerk werden zugunsten der Dauerhaftigkeit begrenzt. Durch zu hohe Betondruckspannungen entstehen Querkzugspannungen, welche zu Rissen parallel zu der vorhandenen Längsbewehrung führen können.

Unter quasi ständiger Einwirkung führen Betondruckspannungen über 45% der charakteristischen Betondruckfestigkeit zu erhöhten Kriechverformungen. Diese sind nicht mehr von einem proportionalen Zusammenhang zwischen den elastischen und den kriechbedingten Verformungen erfassbar.

Auch zu große Stahlspannungen unter Gebrauchslasten können die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks beeinflussen da sie zu großen und ständig offenen Rissen führen.

Es müssen folgende Nachweise erfüllt sein:

Betondruckspannungen:

Seltene EWK $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$

Quasi ständige EWK $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$

Schlaffstahlspannung:

Seltene EWK $\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$

Spannstahlspannung:

Seltene EWK $\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{pk}$

$\sigma_s \leq 0,90 \cdot f_{p0,1k}$

Als weitere Bedingung muss für jede Brücke die maximale Durchbiegung begrenzt werden. Ohne die Tragsicherheit zu gefährden, ist diese jedoch von entscheidender Rolle bei dem Vertrauen, das der/die BenutzerIn in das Bauwerk hat, da zu große Durchbiegungen das Tragwerk unsicher wirken lassen. [6]

9.2 Anhang B - Vorgehen bei der Bemessung von Segmentbrücken

Die Schnittkraftermittlung erfolgt in der Regel linear elastisch, eine Rissbildung bzw. Fugenöffnung muss erst bei deutlich ungünstigem Einfluss berücksichtigt werden.

Um die Vorspannung zu definieren, werden vorerst nur die Schnittkräfte aus den Einwirkungen betrachtet und die Maximalverläufe an den maßgebenden Stellen ausgewertet.

Damit werden die Spannungen am maßgebenden Querschnitt berechnet. Die Dimensionierung der Spannglieder erfolgt durch die Steigerung der Spannstahtfläche bis zum Erreichen der Mindestdruckspannungen am Zugrand für das maximale Moment. Am Druckrand müssen dabei die Nachweise für die maximale Druckspannung erfüllt sein.

Mit dem minimalen Moment muss bei derselben Vorspannung ebenfalls die Mindestdruckspannung am Zugrand und die maximale Druckspannung am Druckrand nachgewiesen werden.

Sind diese Voraussetzungen mit der gewählten Vorspannung nicht erfüllbar müssen zusätzliche Spannglieder im Schwerpunkt eingesetzt werden, um das Bauteil zusätzlich zentrisch vorzuspannen.

Bei Überschreitung der maximalen Druckspannungen, kann einerseits die Betonart variiert werden, und evtl. kann auch mit Hochleistungsbetonen gearbeitet werden, oder die Schlankheit wird verändert, um den inneren Hebelsarm zu vergrößern.

Dieselben Maßnahmen können auch bei Überschreitung des nun folgenden Durchbiegungsnachweises ergriffen werden.

Mit der gewählten Vorspannung werden dann die ULS-Nachweise geführt.

Bei externer Vorspannung oder interner Vorspannung ohne Verbund werden beim Öffnen von Rissen oder Fugen die entstandenen Dehnungen nicht lokal in das Spannglied eingebracht, wie das bei schlaffer Bewehrung der Fall ist, sondern sie verteilen sich auf die gesamte Spanngliedlänge, wodurch sich die Spannkraft nur minimal verändert. Daher muss das Differenzmoment zwischen seltener Einwirkungskombination und der Einwirkungskombination für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ähnlich wie bei der klaffenden Fuge übertragen werden.

Der Nachweis der Betondruckzone erfolgt anhand der Kontrolle der Betonstauchung und der Druckzonenhöhe.

Es folgt der Nachweis der Fugenkonstruktion für die Schubanteile aus Querkraft, Torsion und Vorspannung (siehe Kapitel 2.4). Je nach geforderter Norm und Fugenausführung können unterschiedliche Formeln zur Berechnung der Schubübertragung über die Biegedruckzone verwendet werden (siehe Kapitel 2.6).

Die weiteren erforderlichen Bemessungen betreffen lokale Nachweise der einzelnen Bauteile, welche genauso zur Tragfähigkeit der gesamten Brücke beitragen, z.B. Fahrbahnübergänge, Stützen, Querschotte, Umlenksegmente und vieles mehr. Diese sind jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit, da sie nicht von der hier behandelten Fugenausführung abhängen.

9.3 Anhang C – Beispielprojekt: Ragger-Graben-Brücke

Die Analyse der Fugenausbildung in dieser Arbeit erforderte eine Vielzahl von Standardwerten zur Generalisierung der Annahmen. Dadurch war eine Abschätzung des Einsatzbereiches überhaupt erst möglich. Einige grundlegende Annahmen wurden anhand einer exemplarischen Brücke gemacht, um die Anzahl der Variablen im Rahmen zu halten.

Als Beispielprojekt fiel die Wahl auf die Grabenbrücke Ragger (Objekt P23) der A2 Südbahn zwischen Bad St. Leonhard und Wolfsberg Nord.

Hierbei gilt ein großer Dank an Dr. techn. Michael Reichel und Dr. techn. Welf Zimmermann für die Bereitstellung der Schalungs- und Detailpläne.

Die bestehende Brücke wurde nach dem Taktschiebverfahren hergestellt und mit nachträglich verpressten internen Spanngliedern vorgespannt.

In diese Arbeit werden nur die Randbedingungen und der Querschnitt übernommen, und sie wird als Fertigteil-Segmentbrücke modelliert, wobei als Bauweise der Feldweise Vorbau oder die Herstellung auf Lehrgerüst angenommen wird, sodass keine Bauzustände berücksichtigt werden müssen.

Der Taktschiebe-Querschnitt erweist sich hierbei als nützlich, da er im Verlauf der Parameterstudie durch sein großes Trägheitsmoment geringe Durchbiegungen zur Folge hat. Somit sind auch theoretische Spannweiten bis zur doppelten Spannweite im Feldweisen Vorbau möglich.

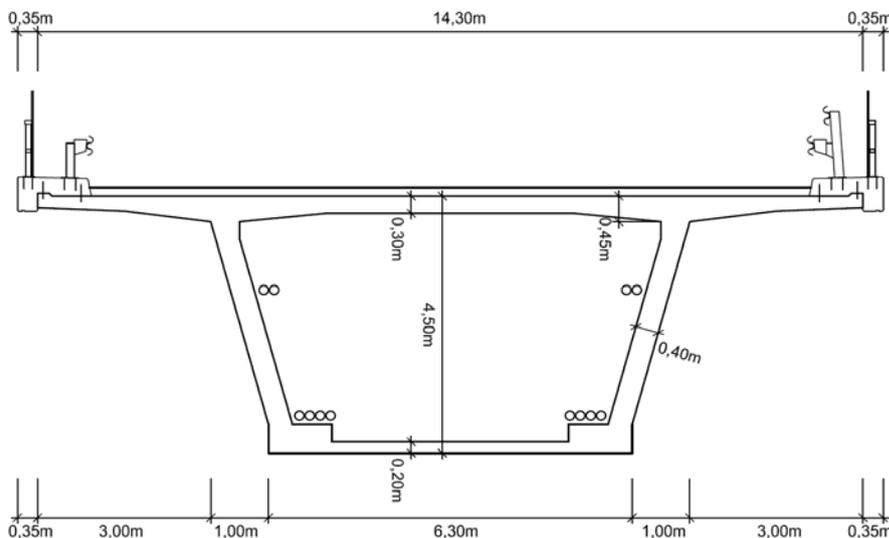


Abbildung 74 Regelquerschnitt im Feld

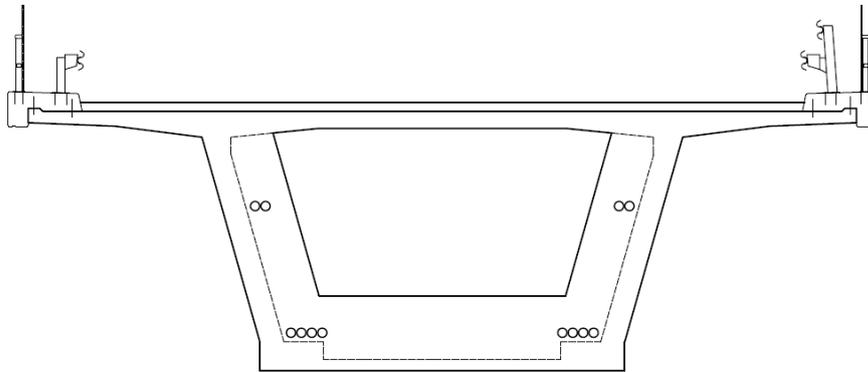


Abbildung 75 Regelquerschnitt Umlenksegment

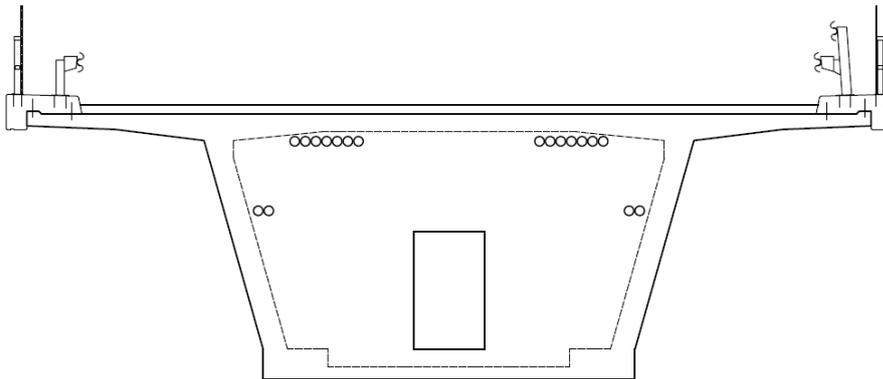


Abbildung 76 Regelquerschnitt Auflagersegment

Standort:

Ragger-Graben bei Wolfsberg/Kärnten/Österreich

Erdbebenzone 0

Keine Lärmschutzanforderungen

Daten der Brücke:

| | |
|------------------------------|----------------|
| Gesamtlänge | 130 m |
| Stützweiten | 40 – 50 – 40 m |
| Gesamtbreite | 15,00 m |
| Breite des Hohlkastens(oben) | 14,30 m |
| Gesamtbauhöhe | 4,75 m |
| Konstruktionshöhe | 4,5 m |
| Höhe über Gelände | 25-40 m |

Lasten:

Ständige Einwirkungen:

Konstruktionseigengewicht:

Querschnittsfläche Überbau $A_c = 9,52 \text{ m}^2$

$g_{k,1} = 9,52 \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 238 \text{ kN/m}$

Eigengewicht der Fahrbahn:

Fahrbahnbreite: $b = 12,50 \text{ m}$

Gussasphalt Deckschicht: $0,04 \times 24,0 \times 12,50 = 12,00 \text{ kN/m}$

Zuschlag Mehreinbau: $0,50 \times 12,50 = 6,25 \text{ kN/m}$

Gussasphalt Schutzschicht: $0,035 \times 24,0 \times 12,50 = 10,50 \text{ kN/m}$

Bitumenschweissbahn: $2 \times 0,07 \times 12,50 = 1,75 \text{ kN/m}$

Versiegelung: $2 \times 12,50 = 25,00 \text{ kN/m}$

 $g_{k2,1} = 55,50 \text{ kN/m}$

Für den Mehreinbau von Fahrbahnbelag zum Herstellen einer Ausgleichsgradiente ist eine gleichmäßig verteilte ständige Belastung von $0,5 \text{ kN/m}^2$ auf die gesamte Fahrbahnfläche anzusetzen.

Eigengewicht der Randkappen:

| | | |
|---------------------------|--|---------------------------------------|
| Querschnittsfläche Kappe: | | $A_{\text{Kappe}} = 0,50 \text{ m}^2$ |
| Kappenbeton: | $2 \cdot 0,50 \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 =$ | $25,00 \text{ kN/m}$ |
| Leitplanken: | $2 \cdot 0,50 =$ | $1,00 \text{ kN/m}$ |
| Geländer: | $2 \cdot 0,50 =$ | $1,00 \text{ kN/m}$ |
| | | ----- |
| | | $g_{k2.2} = 27,00 \text{ kN/m}$ |

Veränderliche Einwirkungen:

Einwirkungen aus Verkehr:

Die Anzahl der zu berechnenden Fahrstreifen hängt von der Fahrbahnbreite ab. Somit erfolgt zunächst die Einteilung des Brückendecks in rechnerische Fahrstreifen mit 3,0m Breite.

$$N = \text{int}(w/3,0) = \text{int}(12,5/3,0) = 4$$

w... Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden

Die Fahrstreifen werden von außen nach innen nummeriert.

Die Position der höchstbelasteten Fahrstreifen muss je nach Nachweis so liegen, sodass sich die ungünstigsten Beanspruchungen ergeben. [2]

Die Lastmodelle aus Verkehr werden in Anhang D näher erläutert

Baugrundbewegungen:

Die Setzungen der Pfeiler sind normalerweise mit den Daten aus Bodentechnischen Gutachten und den Pfeilerfundamenten berechenbar. Hier werden sie mit einem Durchschnittswert von 10mm im Grenzzustand und 15mm für den Grenzzustand der Tragfähigkeit angenommen.

Temperatur:

Die vier in der ENV 1991-2-5 beschriebenen Anteile des Temperaturprofils sind:

Ein konstanter Anteil und ein linearer Temperaturgradient müssen immer in Rechnung gestellt werden. Der nichtlineare Teil kann bis auf wenige Ausnahmen unberücksichtigt bleiben. Je nach Art des Brückenüberbaus gelten verschiedene Temperatureinwirkungen.

Konstanter Anteil

Entsprechend den deutschen Regelungen werden auch in Österreich im Regelfall die Extremtemperaturen -27°C (nördliches Alpenvorland) und $+36^\circ\text{C}$ angenommen, welche einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren entsprechen [14].

Für Betonbrücken stellen sich daher folgende Werte ein:

$$T_{e,\text{max}} = -27^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\text{min}} = +36^\circ\text{C}$$

Zur Bestimmung der Lager-Wege werden nach oben und nach unten 20K addiert, während dieser Wert auf 10K gesenkt werden kann, wenn man die genaue Montagetemperatur kennt.

Linearer Anteil

Durch Sonneneinstrahlung erwärmen sich die Tragwerke ungleichmäßig an Ober- und Unterseite. Der entstehende Temperaturunterschied führt zu Biegespannungen und muss in der Bemessung als Lastfall berücksichtigt werden [14].

Dabei unterscheiden sich zwei Fälle: Oberseite wärmer (positiver Temperaturunterschied) und Unterseite wärmer (negativer Temperaturunterschied)

Die charakteristischen Werte können in der Norm nachgelesen werden.

Für Hohlkastenbrücken aus Beton ergeben sich die folgenden Einwirkungen:

$$\Delta T_{\text{pos}} = 15\text{K}$$

$$\Delta T_{\text{neg}} = 15\text{K}$$

Windlasten:

Die für diese Studie relevanten Schnittkräfte werden nur geringfügig durch die Windlasten beeinflusst und werden deshalb der Einfachheit halber nicht beachtet.

Schneelast:

Schneelasten müssen nur bei beweglichen oder überdachten Brücken in Rechnung gestellt werden.

Erdbeben:

Erdbebenzone 0 (ohne Nachweise)

Auswechseln von Lagern, Einwirkungen auf Geländer und außergewöhnliche Einwirkungen:

Das Auswechseln von Lagern wird in dieser Arbeit nicht als Lastfall berücksichtigt.

Lokale Nachweise der Geländer, der Leiteinrichtungen und deren Verankerungen werden nicht geführt, da sie genauso wie die außergewöhnlichen Einwirkungen keinen Einfluss auf die in dieser Arbeit untersuchte Bauweise haben.

| Einwirkung | Bezeichnung | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 | ψ_1' | |
|------------------|----------------------------|-------------|----------|----------|-----------|-----|
| Verkehrslasten | Lastmodell 1 | Tandemachse | 0,75 | 0,75 | 0,2 | 0,8 |
| | | UDL | 0,4 | 0,4 | 0,2 | 0,8 |
| | Lastmodell 2 (Einzelachse) | | 0 | 0,75 | 0 | 0,8 |
| | Horizontale Lasten | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Fußgänger | | 0 | 0 | 0 | 0,8 |
| Horizontallasten | | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Windlasten | F_{wk} | 0,3 | 0,5 | 0 | 0,6 | |

| | | | | | |
|------------|-------|-----|-----|-----|-----|
| Temperatur | T_k | 0,8 | 0,6 | 0,5 | 0,8 |
| Setzungen | S_k | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

Tabelle 3 Kombinationsbeiwerte der veränderlichen Lasten und Grundkombinationen [14]

| Einwirkungs-kombinationen | ULS | Außergewöhnliche | Quasiständige | Häufige | Nicht-häufige |
|-----------------------------|---------|------------------|---------------|---------|---------------|
| Eigengewicht γ_G | 1,35 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Verkehr TS $\gamma_Q \psi$ | 0 | -- | 0,2 | 0,75 | 0,8 |
| Verkehr UDL $\gamma_Q \psi$ | 1,5·1,0 | -- | 0,2 | 0,4 | 0,8 |
| Verkehr LM3 $\gamma_Q \psi$ | 1,5·1,0 | -- | -- | -- | -- |
| Stützensenkung γ_G | 1,0 | -- | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Wind $\gamma_Q \psi$ | 1,5·0,3 | -- | 0 | 0 | 0,5 |
| Temperatur $\gamma_Q \psi$ | 1,5·0,8 | -- | 0,5 | 0,5 | 0,6 |
| Vorspannung γ_P | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Anprall γ_A | -- | 1,0 | -- | -- | -- |

Tabelle 4 maßgebende Einwirkungskombinationen [14]

9.4 Anhang D – Verkehrslastmodelle des Eurocode

Die Ragger-Graben-Brücke ist Teil der A2-Südautobahn und muss demzufolge als „Hauptstrecke Europas“ bemessen werden.

Die derzeitigen Lasten auf Autobahnbrücken ergeben sich aus den verschiedenen Fahrzeugarten. Von Brücke zu Brücke variiert die Zusammensetzung des Verkehrs, dessen Intensität und Verkehrsbedingungen (Stauhäufigkeit).

Diese Unterschiede werden in den einheitliche Lastmodellen berücksichtigt, können aber noch durch Anpassungsfaktoren an die jeweilige Brücke angepasst werden [14].

Die Österreichischen Durchführungsbestimmungen legen diese Faktoren α und β mit 1,0 fest [9].

9.4.1 Lastmodell 1

Doppelachslasten und gleichmäßig verteilte Flächenlasten werden für die Einwirkung aus Schwerlastfahrzeugen und PKW angesetzt

Dieses Modell kann sowohl für globale als auch für lokale Nachweise angewendet werden.

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

Tabelle 5 Bestandteile des Lastmodell 1 [8]

Die Achsen bestehen aus zwei Einzelrädern mit einer quadratischen Aufstandsfläche von $0,40 \cdot 0,40$ m in einem Abstand von $2,00$ m. Dieser Abstand darf verschmälert werden, damit zwischen den einzelnen Rädern mindestens $0,50$ m Abstand herrscht.

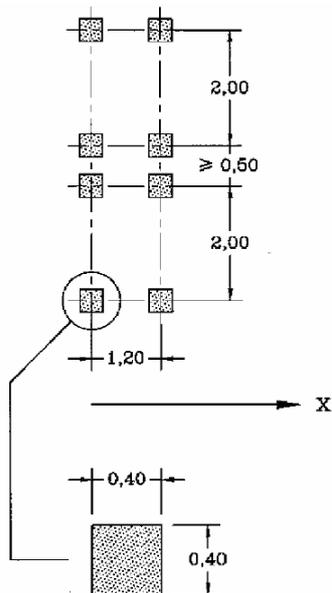


Abbildung 77 Details Tandemachsen [8]

Daraus ergeben sich die folgenden Lastbilder:

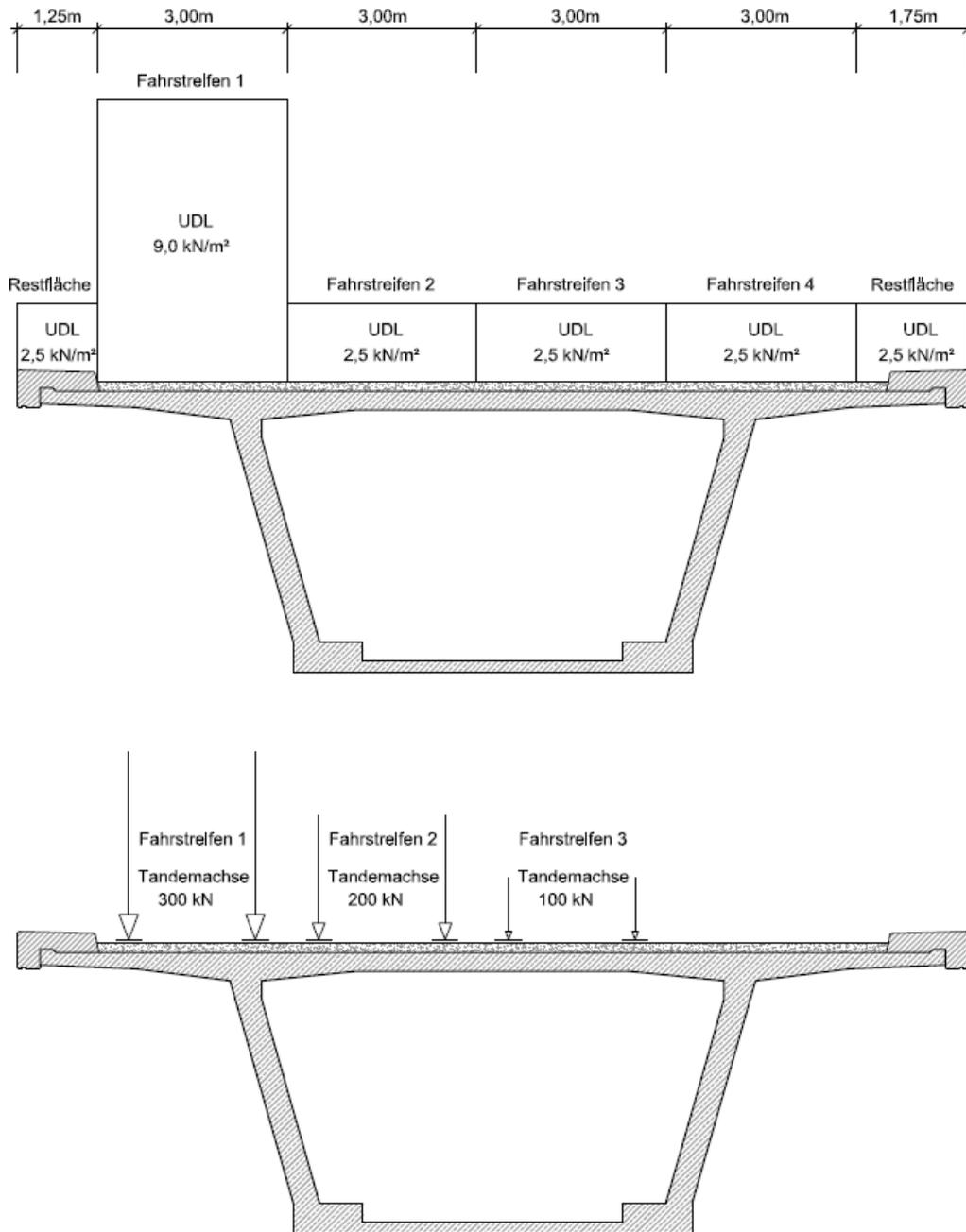


Abbildung 78 Lastbilder Lastmodell 1

9.4.2 Lastmodell 2

Dieses Lastmodell ist für lokale Nachweise vorgesehen und es besteht aus einer Einzelachse $Q_k = 400\text{kN}$, einschließlich dynamischem Vergrößerungsfaktor, die überall auf der Fahrbahn angeordnet werden sollte. Ggf. sollte jedoch auch nur ein Rad mit $Q_k = 200\text{kN}$ berücksichtigt werden. Die Lastausbreitung ist unter 45° anzusetzen.

In dieser Arbeit wurde es nicht angewandt, da die lokalen NW keine Auswirkung auf die untersuchte Bauweise haben.

9.4.3 Lastmodell 3

Diese Lastkonfiguration besteht aus einer Gruppe von Achslasten, welche einem idealisierten Sonderfahrzeug (z.B. für Industrietransporte) entspricht und für ausgewiesene Schwerlaststrecken anzusetzen ist. Das Modell ist für globale und lokale Nachweise anzuwenden[8].

Die österreichischen Durchführungsbestimmungen [9] definieren:

„Für Autobahnen, Schnellstraßen und ähnlich ausgebaute Straßen, sowie für Straßenzüge, die für Schwertransporte vorgesehen sind, sind als Sonderfahrzeuge die genormten Basismodelle gemäß ÖNORM EN 1991-2:2004, Anhang A mit Gesamtgewicht von 3000kN zu verwenden.“, wobei die mit den Sonderfahrzeugen verbundenen charakteristischen Lasten als Nominalwerte berücksichtigt werden und als vorübergehende Bemessungssituation betrachtet werden.

Das Spezialfahrzeug-Modell sieht bei einer Gesamtlast von 3000kN folgendes Lastbild vor:

15 Achsen 200kN – Bezeichnung 3000/200

12 Achsen 240kN + 1 Achse mit 120kN – Bezeichnung 3000/240

8 Achsen 200kN + (Abstand 12m) + 7 Achsen 200kN – Bezeichnung 3000/200/200

Die Abstände zwischen den Achsen betragen $1,50\text{m}$

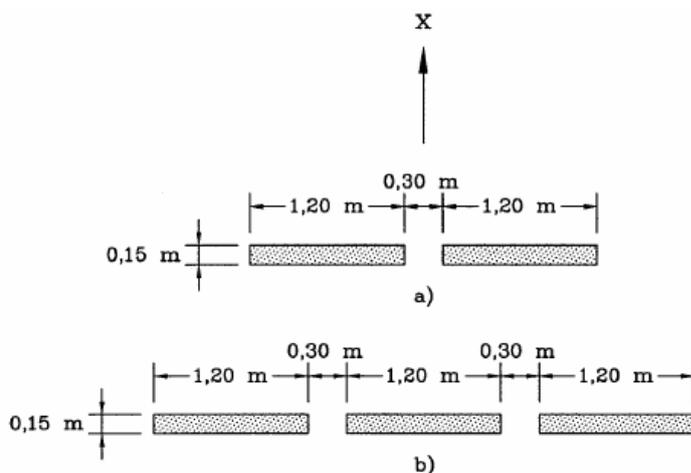


Abbildung 79 Lastaufstandsflächen Lastmodell 3

X ... Längsachse der Brücke

bei Achslast bis 200kN

bei Achslast ab 240kN

Die Anordnung auf den Fahrstreifen soll je nach Achslast auf zwei verschiedene Weisen erfolgen.

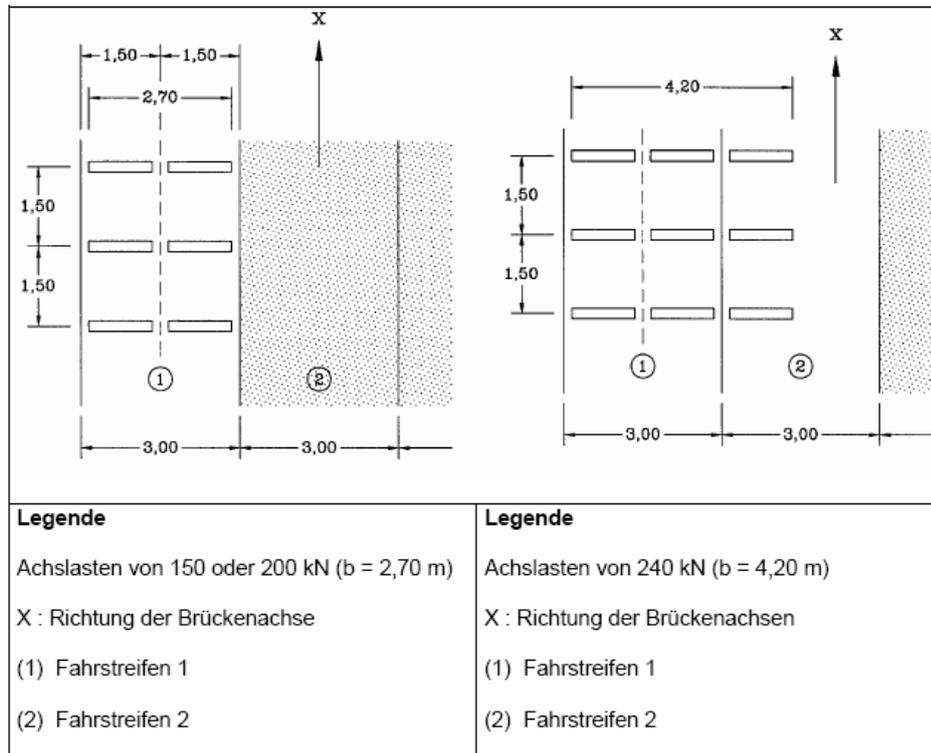


Abbildung 80 Anordnung von Lastmodell 3 auf der Fahrbahn

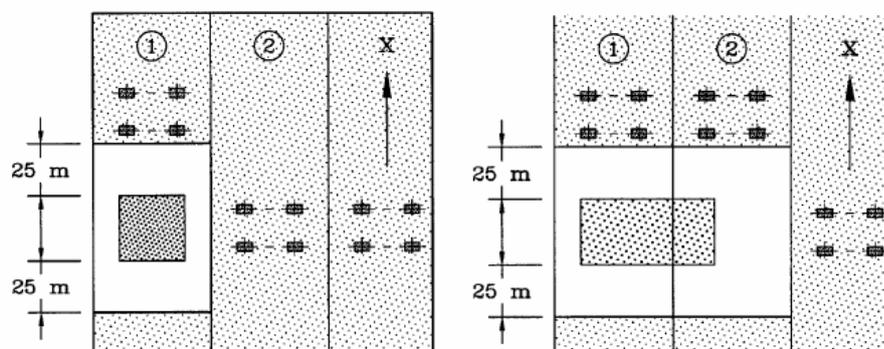
Weiters werden dynamische Beiwerte in Rechnung gestellt, wenn das Spezialfahrzeug, sofern dieses sich nicht mit geringer Geschwindigkeit (nicht mehr als 5km/h) oder mit normaler Geschwindigkeit (70km/h) bewegt.

Bei der Annahme normaler Geschwindigkeit wird ein dynamischer Faktor bestimmt:

$$\varphi = 1,40 - L / 500 \text{ mit } \varphi > 1 \text{ und } L \dots \text{Einflusslänge in m}$$

Auf den restlichen Fahrstreifen und den Restflächen, sowie im Abstand von 25m vom Spezialfahrzeug, soll das Lastmodell 1 angesetzt werden, wenn das Fahrzeug mit geringer Geschwindigkeit fährt.

Bei normaler Geschwindigkeit soll ein Sonderfahrzeugpaar auf den Fahrstreifen angesetzt werden, welcher mit diesen Fahrzeugen belegt ist. Die anderen Fahrstreifen und die Restflächen werden mit Lastmodell 1 belastet.


Legende

Achslast von 150 oder 200 kN

X : Richtung der Brückenachse

(1) Fahrstreifen 1

(2) Fahrstreifen 2

Legende

Achslast von 240 kN

X : Richtung der Brückenachse

(1) Fahrstreifen 1

(2) Fahrstreifen 2



standardisiertes Fahrzeug



Fläche, die mit dem häufigen Modell von Lastmodell 1 belastet ist.

Abbildung 81 Anordnung der verteilten Verkehrslasten bei Lastmodell 3

Die exemplarische Brücke wird für das Schwerlastfahrzeug 3000/200 bemessen. Dieses Modell zeichnet sich gegenüber dem Modell 3000/240 durch seine größere Exzentrizität aus und es entstehen deshalb größere Torsionsmomente. Aufgrund der engeren Lastaufstellung entsteht aus diesem Modell speziell bei kurzen Brückenlängen ein größeres Stütz- und Feldmoment als beim Modell 3000/200/200. Es wird mit einer verlangsamt Überfahrt des Spezialfahrzeugs gerechnet (ca. 5km/h). Dies ist realistisch, da solche Spezialtransporte polizeilich genehmigt werden müssen und neben einer Eskorte auch noch viele weitere Sicherheitsmaßnahmen gewährleistet werden müssen. Eine Sperrung der Brücke wird nicht angenommen, die Flächenlasten aus Lastmodell 1 werden angesetzt. Dies ist sicher eine Annahme, welche auf der sicheren Seite liegt, da auch eine Sperrung der Brücke für den Normalverkehr während der Überfahrt des Spezialfahrzeugs möglich wäre.

Es ergeben sich für die exemplarische Brücke folgende Lastbilder:

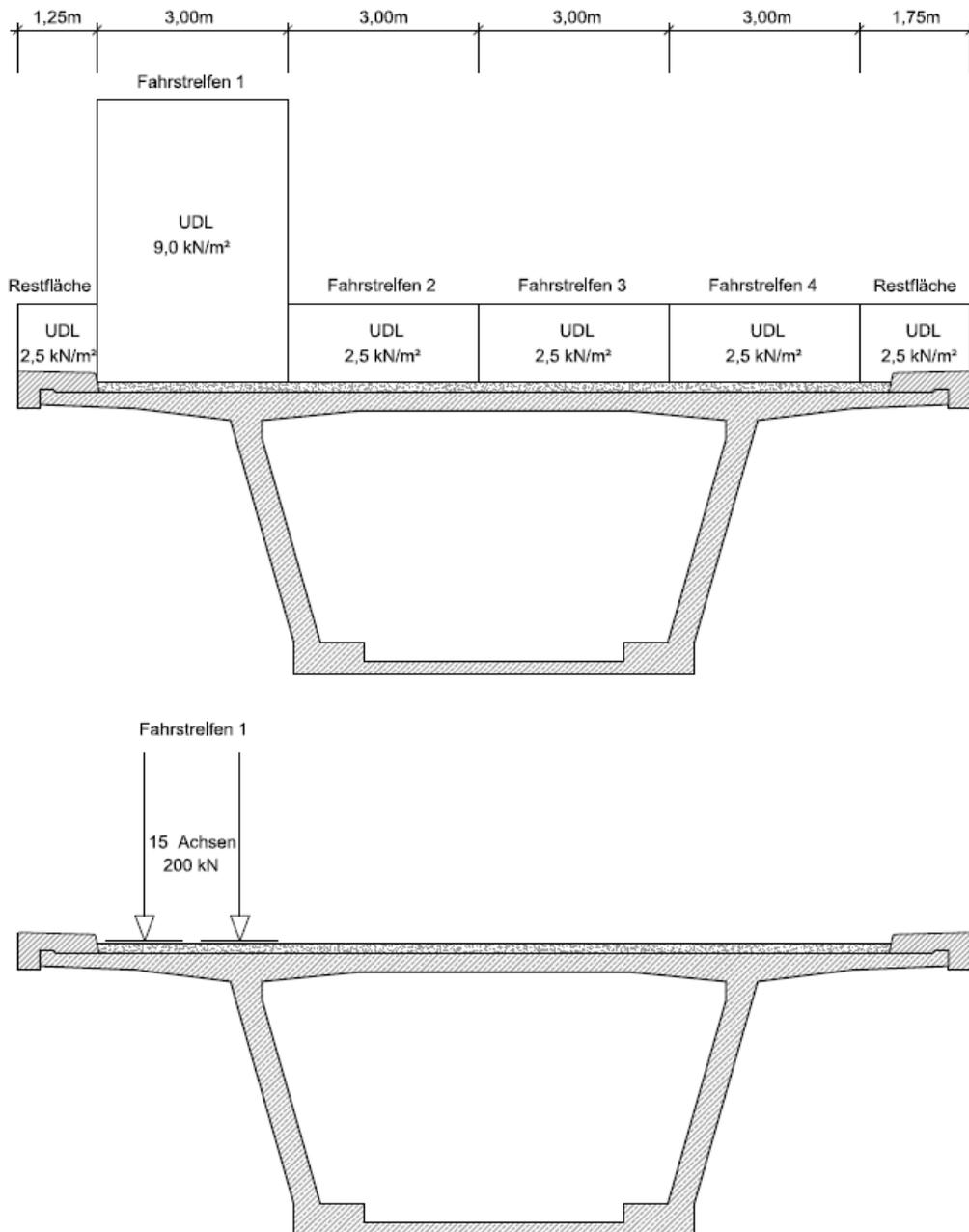


Abbildung 82 Lastbilder Lastmodell 3

9.4.4 Lastmodell 4

Falls notwendig, sollte die Belastung aus Menschenansammlungen berücksichtigt werden. Hierzu wird die gesamte Brücke mit einer gleichmäßig verteilten Last von 5 kN/m^2 belastet, welche bereits einen dynamischen Vergrößerungsfaktor enthält.

Dieses Lastmodell wird in dieser Arbeit nicht beachtet, da es für die hier durchgeführten Berechnungen nie maßgebend wird.

9.4.5 Horizontallasten aus Verkehr

Horizontale Lastanteile entstehen aus negativen und positiven Beschleunigungen der Fahrzeuge, aus Bremsen und Anfahren. Diese werden normalerweise mit einem Faktor aus den maximalen vertikalen Lasten des in Fahrstreifen 1 vorgesehenen Lastmodells errechnet. Dabei entspricht die in Rechnung zu stellende Anfahrbelastung der Bremsbelastung.

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

$$\text{Mit } 180 \alpha_{Q1} (\text{kN}) \leq Q_{1k} \leq 900 (\text{kN})$$

$\alpha_{Q1} = 1,0$ lt. Nationalem Anhang

w_1 ... Breite des Fahrstreifens

L ... Länge des Überbaus

Diese Last wird als gleichmäßig verteilt über die Belastungslänge angenommen, sie wirkt an der Mittellinie jedes rechnerischen Fahrstreifens und an der Oberkante des fertiggestellten Straßenoberbaus.

9.5 Anhang E – Sofistik Eingabe-Datei

```
+prog sofimsha urs:20
kopf system

syst raum gdir posz

let#l1 40 $Lnge 1
let#l2 50 $Lnge 2
let#l3 40 $Lnge 3
let#buml 1 $Breite Umlenkelement
let#auf1 3 $Lnge Auflager
let#bauf 2.6 $Breite Auflager
let#zver 0 $0.641 $Vertikalverschiebung wegen versch. Schwerpunkte

knot NR X Y Z Fix
  1 -#auf1/2 0 0
  2 0 0 0
  3 #auf1/2 0 0
  4 #l1/3-#buml/2 0 0
  5 #l1/3+#buml/2 0 0
knot NR X Y Z Fix
  6 #l1/2 0 0
  7 2*#l1/3-#buml/2 0 0
  8 2*#l1/3+#buml/2 0 0
  9 #l1-#auf1/2 0 0
  10 #l1 0 0
knot NR X Y Z Fix
  11 #l1+#auf1/2 0 0
  12 #l1+#l2/3-#buml/2 0 0
  13 #l1+#l2/3+#buml/2 0 0
  14 #l1+#l2/2 0 0
  15 #l1+2*#l2/3-#buml/2 0 0
knot NR X Y Z Fix
  16 #l1+2*#l2/3+#buml/2 0 0
  17 #l1+#l2-#auf1/2 0 0
  18 #l1+#l2 0 0
  19 #l1+#l2+#auf1/2 0 0
  20 #l1+#l2+#l3/3-#buml/2 0 0
knot NR X Y Z Fix
  21 #l1+#l2+#l3/3+#buml/2 0 0
  22 #l1+#l2+#l3/2
  23 #l1+#l2+2*#l3/3-#buml/2 0 0
  24 #l1+#l2+2*#l3/3+#buml/2 0 0
  25 #l1+#l2+#l3-#auf1/2 0 0
knot NR X Y Z Fix
  26 #l1+#l2+#l3 0 0
  27 #l1+#l2+#l3+#auf1/2 0 0
  28 0 0 3 PPMX
  29 #l1 0 3 XPMX
  30 #l1+#l2 0 3 XPMX
knot NR X Y Z Fix
  31 #l1+#l2+#l3 0 3 XPMX
```

```

stab NR KA KE QNR ZA ZE
  1 1 2 3 #zver #zver
  2 2 3 3 #zver #zver
  3 3 4 1
  4 4 5 2 #zver #zver
  5 5 6 1
  6 6 7 1
  7 7 8 2 #zver #zver
  8 8 9 1
  9 9 10 3 #zver #zver
 10 10 11 3 #zver #zver
 11 11 12 1
 12 12 13 2 #zver #zver
 13 13 14 1
 14 14 15 1
 15 15 16 2 #zver #zver
 16 16 17 1
 17 17 18 3 #zver #zver
 18 18 19 3 #zver #zver
 19 19 20 1
 20 20 21 2 #zver #zver
 21 21 22 1
 22 22 23 1
 23 23 24 2 #zver #zver
 24 24 25 1
 25 25 26 3 #zver #zver
 26 26 27 3 #zver #zver
 27 2 28 4
 28 10 29 4
 29 18 30 4
 30 26 31 4

```

ende

```

+prog geos urs:2
kopf Texteingabe der Vorspannung

```

```

let#l1 40 $Lnge 1
let#l2 50 $Lnge 2
let#l3 40 $Lnge 3
let#auf1 3 $Lnge Auflager

```

szug 1 von 1 bis 26 typ stab

```

SGEO NRG NRH BEZ EXZ
  1 1 'Gerades Spannglied' 219
$ entspricht System Dywidag Presse 4 19 Litzen

```

```

ZPQU NR X V TYP=0
  -1 0 0
  = #auf1/2+#l1 0 0
  = #auf1/2+#l1+#l2 0 0
  = #auf1/2+#l1+#l2+#l3+#auf1/2 0 0

```

```

SGEO NRG NRH BEZ EXZ
  2 1 'Geknickte Spanngliedfhrung' 219

```

```

let#1 0.5
let#ea -0.30 $Exzentrizitt Anfang
let#eo -1.18 $Exzentrizitt Oben
let#eu 2.20 $Exzentrizitt Unten
let#s1 (abs(#ea)+abs(#eu))/((#aufl+#l1)/3) $Steigung feld 1 am Rand
let#s2 (abs(#eu)+abs(#eo))/(#l1/3) $Steigung feld 1 innen
let#s3 (abs(#eo)+abs(#eu))/(#l2/3) $Steigung feld 2
let#s4 (abs(#eu)+abs(#eo))/(#l3/3) $Steigung feld 3 innen
let#s5 (abs(#ea)+abs(#eu))/((#aufl+#l3)/3) $Steigung feld 3 am Rand
    
```

```

ZPQU NR X V DVS TYP=0
-1 0 #ea #s1
= #aufl/2+#l1/3-#1 #eu-#1*#s1 #s1
= #aufl/2+#l1/3+#1 #eu 0
= #aufl/2+2*#l1/3-#1 #eu 0
= #aufl/2+2*#l1/3+#1 #eu-#1*#s2 -#s2
= #aufl/2+#l1-#1 #eo-#1*#s2 -#s2
= #aufl/2+#l1+#1 #eo-#1*#s3 #s3
= #aufl/2+#l1+#l2/3-#1 #eu-#1*#s3 #s3
= #aufl/2+#l1+#l2/3+#1 #eu 0
= #aufl/2+#l1+2*#l2/3-#1 #eu 0
= #aufl/2+#l1+2*#l2/3+#1 #eu-#1*#s3 -#s3
= #aufl/2+#l1+#l2-#1 #eo-#1*#s3 -#s3
= #aufl/2+#l1+#l2+#1 #eo-#1*#s4 #s4
= #aufl/2+#l1+#l2+#l3/3-#1 #eu-#1*#s4 #s4
= #aufl/2+#l1+#l2+#l3/3+#1 #eu 0
= #aufl/2+#l1+#l2+2*#l3/3-#1 #eu 0
= #aufl/2+#l1+#l2+2*#l3/3+#1 #eu-#1*#s5 -#s5
= #aufl/2+#l1+#l2+#l3+#aufl/2 #ea -#s5
    
```

```

SGEO NRG NRH BEZ EXZ
3 1 'Auflager-Spannglied-1' 219
    
```

```

ZPQU NR X V TYP=0
-1 #aufl/2+2*#l1/3-#1 #eo 0
= #aufl/2+#l1 #eo 0
= #aufl/2+#l1+#l2/3+#1 #eo 0
    
```

```

SGEO NRG NRH BEZ EXZ
4 1 'Auflager-Spannglied-2' 219
    
```

```

ZPQU NR X V TYP=0
-1 #aufl/2+#l1+2*#l2/3-#1 #eo 0
= #aufl/2+#l1+#l2 #eo 0
= #aufl/2+#l1+#l2+#l3/3+#1 #eo 0
    
```

```

VORS NRS 1 NRG 1 IBA1 1
VTAB MNR 3
VVOR ART RELI AR 3296 AL 3296
STRG 0 #aufl/2+#l1+#l2+#l3+#aufl/2 NSP 1
    
```

```

VORS NRS 2 NRG 2 IBA1 2
VTAB MNR 3
VVOR ART RELI AR 3296 AL 3296
STRG 0 #aufl/2+#l1+#l2+#l3+#aufl/2 NSP 18
    
```

```
VORS NRS 3 NRG 3 IBA1 3
VTAB MNR 3
VVOR ART RELI AR 3296 AL 3296
STRG #auf1/2+2*#11/3-#1 #auf1/2+#11+#12/3+#1 NSP 17
```

```
VORS NRS 4 NRG 4 IBA1 4
VTAB MNR 3
VVOR ART RELI AR 3296 AL 3296
STRG #auf1/2+#11+2*#12/3-#1 #auf1/2+#11+#12+#13/3+#1 NSP 17
```

```
LAST NRS 1 LF 1001
LAST NRS 2 LF 1002
LAST NRS 3 LF 1003
LAST NRS 4 LF 1004
```

ende

```
+PROG SOFILOAD urs:30 $ Text Eingabe von allen Lasten
KOPF Text Eingabe von allen Lasten
```

echo voll extr

```
let#11 40 $Lnge 1
let#12 50 $Lnge 2
let#13 40 $Lnge 3
```

```
$Stndige Einwirkungen
$Eigengewicht Tragwerk
LF 1 EGZ 1.0 BEZ 'Eigengewicht Tragwerk'
```

```
$Eigengewicht der Aufbauten und Leiteinrichtungen
LF 2 bez 'Asphalt und Leiteinrichtungen'
STAB 1 26 TYP PG PA 55.5
STAB 1 26 TYP PG PA 27.0
```

```
$vernderliche Einwirkung
$Temperatureinwirkung
LF 10 bez 'konstanter Temperaturanteil'
STAB 1 26 TYP TEMP PA 63
LF 11 bez 'positiver linearer Temperaturanteil'
STAB 1 26 TYP DTZ PA 15
LF 12 bez 'negativer linearer Temperaturanteil'
STAB 1 26 TYP DTZ PA -15
```

```
$Setzungen
LF 20 bez 'Auflagersetzung 1'
KNOT 28 WZZ 10
```

```
LF 21 bez 'Auflagersetzung 2'
KNOT 29 WZZ 10
```

```
LF 22 bez 'Auflagersetzung 3'
KNOT 30 WZZ 10
```

```
LF 23 bez 'Auflagersetzung 4'
KNOT 31 WZZ 10
```

\$Verkehrslasten

let#efs 4.75 \$Exzentrizitt Fahrstreifen 1

\$Lastmodell 1 Fahrstreifen 1 UDL

LF 101

STAB 1 9 TYP PG PA 27 EYA #efs

LF 102

STAB 10 17 TYP PG PA 27 EYA #efs

LF 103

Stab 18 26 TYP PG PA 27 EYA #efs

\$Lastmodell 1 Fahrstreifen 2 UDL

LF 104

STAB 1 9 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-3

LF 105

STAB 10 17 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-3

LF 106

Stab 18 26 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-3

\$Lastmodell 1 Fahrstreifen 3 UDL

LF 107

STAB 1 9 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-6

LF 108

STAB 10 17 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-6

LF 109

Stab 18 26 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-6

\$Lastmodell 1 Fahrstreifen 4 UDL

LF 110

STAB 1 9 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-9

LF 111

STAB 10 17 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-9

LF 112

Stab 18 26 TYP PG PA 7.5 EYA #efs-9

\$Lastmodell 1 Restfläche 1

LF 113

STAB 1 9 TYP PG PA 2.5 EYA -6.625

LF 114

STAB 10 17 TYP PG PA 2.5 EYA -6.625

LF 115

Stab 18 26 TYP PG PA 2.5 EYA -6.625

\$Lastmodell 1 Restfläche 1

LF 116

STAB 1 9 TYP PG PA 2.5 EYA 6.875

LF 117

STAB 10 17 TYP PG PA 2.5 EYA 6.875

LF 118

Stab 18 26 TYP PG PA 2.5 EYA 6.875

\$Lastmodell 1 Fahrstreifen 1,2 und 3 Tandemachsen

let#l 2000

let#x 1

```
let#anz1 #l1+#l2+#l3-2
```

```
LOOP #anz1
```

```
LF #l Bez 'Doppel-Achslasten'
```

```
STEL von bis typ p a ey ez reft=null
```

```
1 26 PG 150 #x+1 5.75 1.644
```

```
1 26 PG 150 #x+1 3.75 1.644
```

```
1 26 PG 150 #x-1 5.75 1.644
```

```
1 26 PG 150 #x-1 3.75 1.644
```

```
1 26 PG 100 #x+1 2.75 1.644
```

```
1 26 PG 100 #x+1 0.75 1.644
```

```
1 26 PG 100 #x-1 2.75 1.644
```

```
1 26 PG 100 #x-1 0.75 1.644
```

```
1 26 PG 50 #x+1 -0.25 1.644
```

```
1 26 PG 50 #x+1 -2.25 1.644
```

```
1 26 PG 50 #x-1 -0.25 1.644
```

```
1 26 PG 50 #x-1 -2.25 1.644
```

```
let#l #l+1
```

```
let#x #x+1
```

```
ENDLOOP
```

```
$Lastmodell 3 Spezialfahrzeug
```

```
let#l 3000
```

```
let#x 15
```

```
let#anz2 #l1+#l2+#l3-30
```

```
LOOP #anz2
```

```
LF #l Bez 'Spezialfahrzeug 3000/200'
```

```
$Brcke wird fr Spezialfahrzeug gesperrt, ungnstigerweise fhrt es auf 1. Fahrstreifen
```

```
$15 Achsen mit 200 kN
```

```
STEL von bis typ p a ey ez reft
```

```
1 26 PG 100 #x-7*1.5 5.5 1.644 NULL
```

```
1 26 PG 100 #x-7*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-6*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-6*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-5*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-5*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-4*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-4*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-3*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-3*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-2*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-2*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-1*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x-1*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+1*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+1*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+2*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+2*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+3*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+3*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+4*1.5 5.5 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+4*1.5 4 1.644 =
```

```
1 26 PG 100 #x+5*1.5 5.5 1.644 =
1 26 PG 100 #x+5*1.5 4 1.644 =
1 26 PG 100 #x+6*1.5 5.5 1.644 =
1 26 PG 100 #x+6*1.5 4 1.644 =
1 26 PG 100 #x+7*1.5 5.5 1.644 =
1 26 PG 100 #x+7*1.5 4 1.644 =
```

```
let#l #l+1
let#x #x+1
ENDLOOP
```

```
Echo voll
ENDE
```

```
+prog ase urs:31
kopf Eigengewicht
```

```
grup alle ja
lf 1 1.0 bez 'g1'
```

```
lf 2 1.0 bez 'g2'
```

```
ende
ende
```

```
+prog ase urs:8
kopf Vorspannung
```

```
grup alle ja
lf 1001 1.0 bez 'Vorspannung gerade'
```

```
lf 1002 1.0 bez 'Vorspannung polygonal'
```

```
lf 1003 1.0 bez 'Auflager-Vorspannung-1'
```

```
lf 1004 1.0 bez 'Auflager-Vorspannung-2'
```

```
ende
ende
```

```
+prog ase urs:4
kopf Vorspannung stat unbest
```

```
steu best -1
```

```
grup alle ja
lf 1011 1.0 bez 'stat unbest Vorspannung gerade'
```

```
lf 1012 1.0 bez 'stat unbest Vorspannung polygonal'
```

```
lf 1013 1.0 bez 'stat unbest Auflager-Vorspannung-1'
```

```
lf 1014 1.0 bez 'stat unbest Auflager-Vorspannung-2'
```

```
ende
ende
```

```
+prog ase urs:3
kopf Vernderliche Lasten Temperatur

grup alle ja
lf 10 1.0 bez 'Temp. const.'
lf 11 1.0 bez 'Temp. linear positiv'
lf 12 1.0 bez 'Temp. linear negativ'

ende
ende

+prog ase urs:5
kopf Vernderliche Lasten Lagerversenkung

lf 20 1.0 bez 'Lagerversenkung L1'
lf 21 1.0 bez 'Lagerversenkung L2'
lf 22 1.0 bez 'Lagerversenkung L3'
lf 23 1.0 bez 'Lagerversenkung L4'

ende
ende

$+prog ase urs:6
$kopf Vernderliche Lasten Wind

$lf 30 bez 'Wind seitlich+'
$lf 31 bez 'Wind seitlich-'

$ende
$ende

+prog ase urs:7
kopf Vernderliche Lasten Verkehr

steu stab 2

let#l1 40 $Lnge 1
let#l2 50 $Lnge 2
let#l3 40 $Lnge 3

loop#r 18
lf 101+#r bez 'UDL-Verkehr '
let#r #r+1
endloop

let#l 2000
let#anz1 #l1+#l2+#l3-2

loop #anz1
lf #l bez 'Tandemlast #1'
let#l #l+1
endloop

let#l 3000
```

```
let#anz2 #l1+#l2+#l3-30

LOOP #anz2
lf #l bez 'Spezialfahrzeug #1'
let#l #l+1
endloop

ende
ende

+prog maxima urs:332
kopf Lastfallüberlagerungen
echo voll extr

let#l1 40 $Lnge 1
let#l2 50 $Lnge 2
let#l3 40 $Lnge 3
let#lf 600 $Startnummer der Ueberlagerungslastfaelle

KOMB #lf stan BEZ 'ULS-ohne_VS-LM_3'

LF 1 g 1.35
LF 2 g 1.35

$ Temperatur
LF 10 q 1.50*0.8
LF 11 q 1.50*0.8
LF 12 q 1.50*0.8

$ Lagensenkung
LF 20 q 1.50
LF 21 q 1.50
LF 22 q 1.50
LF 23 q 1.50

loop#r 18
lf 101+#r q 1.5
endloop

let#l 3000
let#anz2 #l1+#l2+#l3-30

LOOP #anz2
lf #l EXCL 1.5
let#l #l+1
endloop

SUPP LF #lf extr MAMI ETYP STAB ZUST VZ,MY,MT bez ULS-ohne_VS-LM_3

let#lf #lf+20

KOMB #lf stan BEZ 'SLS-Ohne_VS-LM_3'

LF 1 g 1.0
LF 2 g 1.0
```

```
loop#r 18
lf 101+#r q 1.0
endloop

let#l 3000
let#anz2 #l1+#l2+#l3-30

LOOP #anz2
lf #l EXCL 1.0
let#l #l+1
endloop

SUPP LF #lf extr MAMI ETYP STAB ZUST VZ,MY,MT bez SLS-Ohne_VS-LM_3

let#lf #lf+20

KOMB #lf stan BEZ 'SLS-Ohne_VS-T'

LF 1 g 1.0
LF 2 g 1.0

$ Temperatur
LF 10 q 1.0
LF 11 q 1.0
LF 12 q 1.0

SUPP LF #lf extr MAMI ETYP STAB ZUST VZ,MY,MT bez SLS-Ohne_VS-T

let#lf #lf+20

KOMB #lf stan BEZ 'SLS-Ohne_VS-U'

LF 1 g 1.0
LF 2 g 1.0

$ Lagensenkung
LF 20 q 1.0
LF 21 q 1.0
LF 22 q 1.0
LF 23 q 1.0

SUPP LF #lf extr MAMI ETYP STAB ZUST VZ,MY,MT bez SLS-Ohne_VS-U

let#lf #lf+20

KOMB #lf stan BEZ 'SLS'

LF 1 g 1.0
LF 2 g 1.0

$ Temperatur
LF 10 q 1.0*0.6
LF 11 q 1.0*0.6
LF 12 q 1.0*0.6

$ Lagensenkung
```

```
LF 20 q 1.0
LF 21 q 1.0
LF 22 q 1.0
LF 23 q 1.0
```

```
loop#r 18
lf 101+#r q 0.8
endloop
```

```
let#l 300
let#anz2 #l1+#l2+#l3-30
```

```
LOOP #anz2
lf #l EXCL 0.8
let#l #l+1
endloop
```

```
SUPP LF #lf extr MAMI ETYP STAB ZUST VZ,MY,MT bez SLS
```

```
let#lf #lf+20
```

```
KOMB #lf stan BEZ 'SLS-LM_3-Durchb'
```

```
LF 1 g 1.0
LF 2 g 1.0
```

```
$ Temperatur
LF 10 q 1.0*0.6
LF 11 q 1.0*0.6
LF 12 q 1.0*0.6
```

```
$ Lagensenkung
LF 20 q 1.0
LF 21 q 1.0
LF 22 q 1.0
LF 23 q 1.0
```

```
loop#r 18
lf 101+#r q 0.8
endloop
```

```
let#l 300
let#anz2 #l1+#l2+#l3-30
```

```
LOOP #anz2
lf #l EXCL 0.8
let#l #l+1
endloop
```

```
$ Vorspannungen
lf 1001 g 1.00
lf 1002 g 1.00
lf 1003 g 1.00
lf 1004 g 1.00
```

```
SUPP LF #lf extr MAMI ETYP KNOT ZUST UZ bez SLS-LM_3-Durchb
```



9.6 Anhang F - Graphische Auswertung der numerischen Berechnungen

9.6.1 Modell Stützquerschnitt

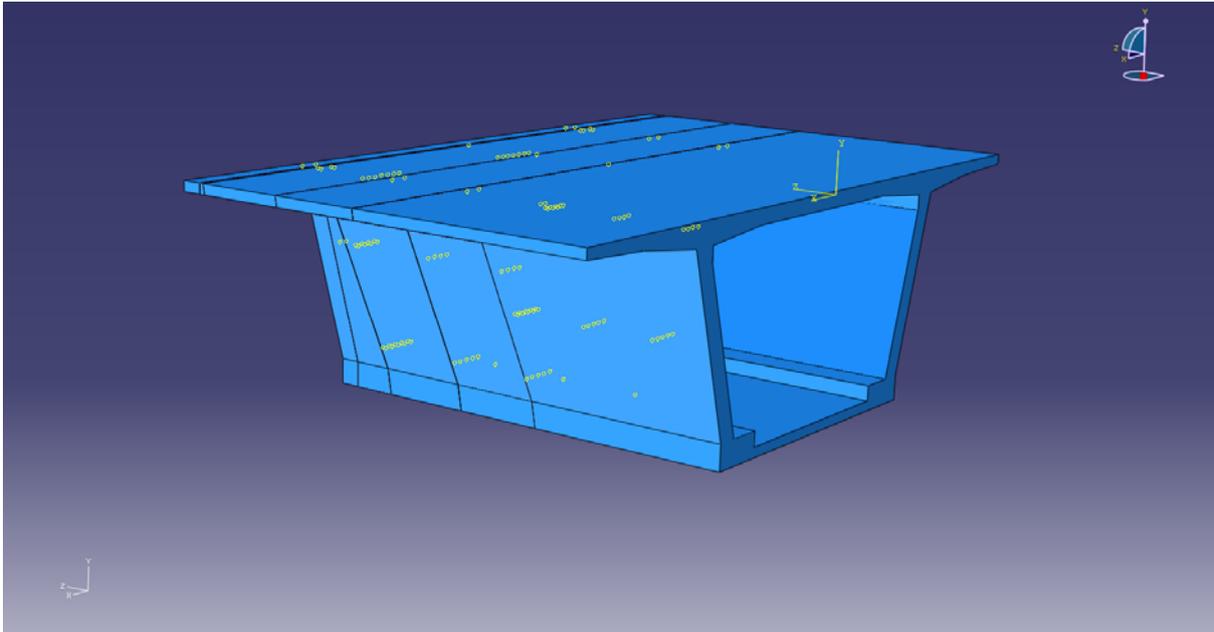


Abbildung 83 Modell Stützquerschnitt - Abaqus

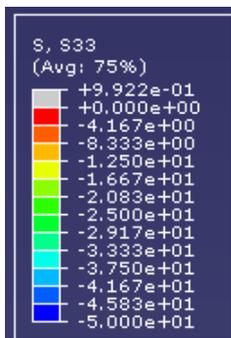
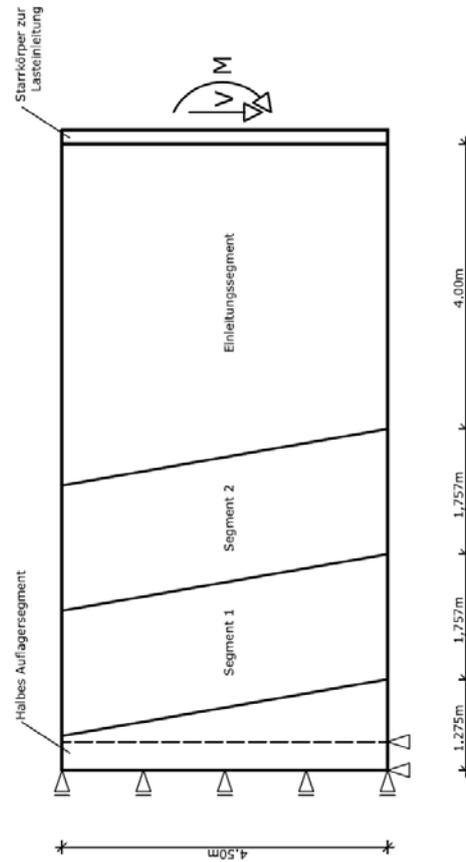


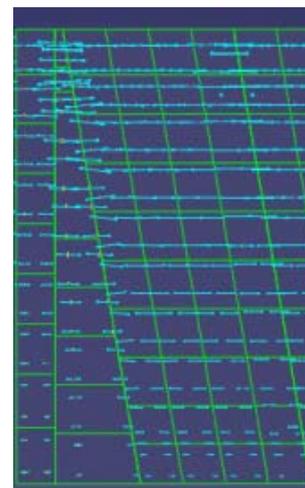
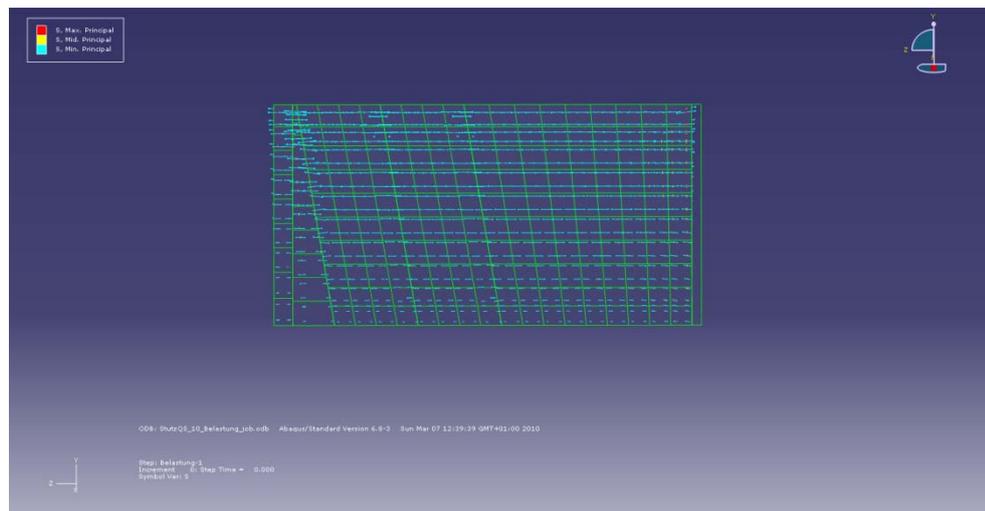
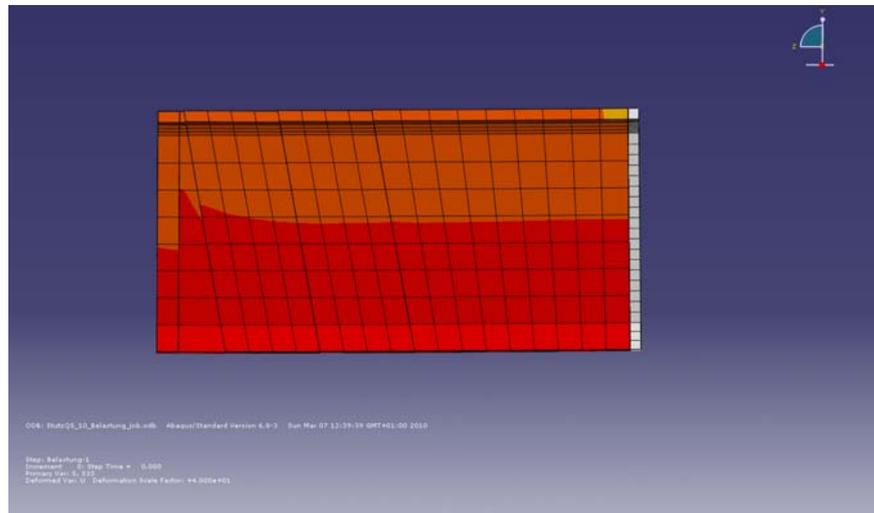
Abbildung 84 Farbskala - Stützquerschnitt

Der Deformations-skalierungsfaktor wurde mit 50 gewählt.

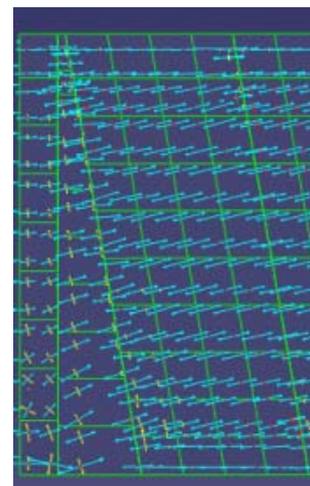
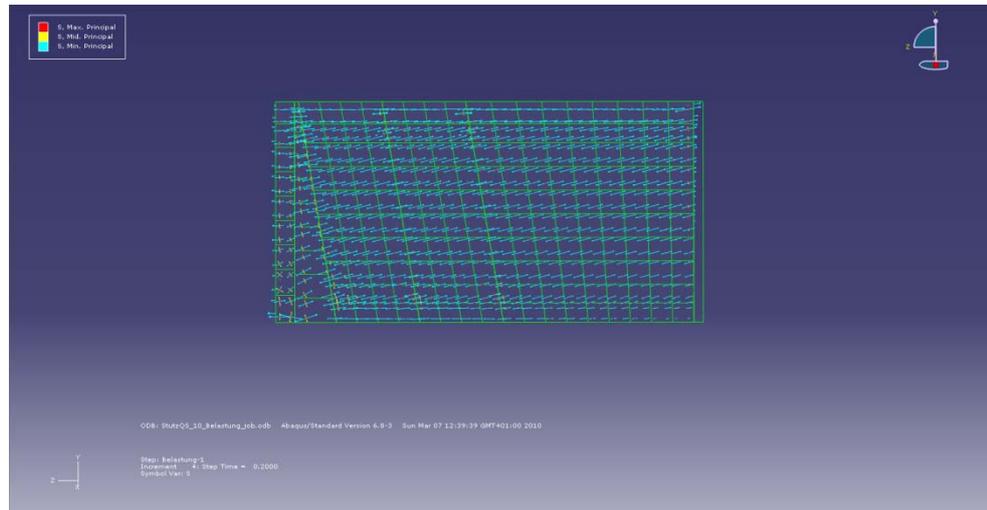
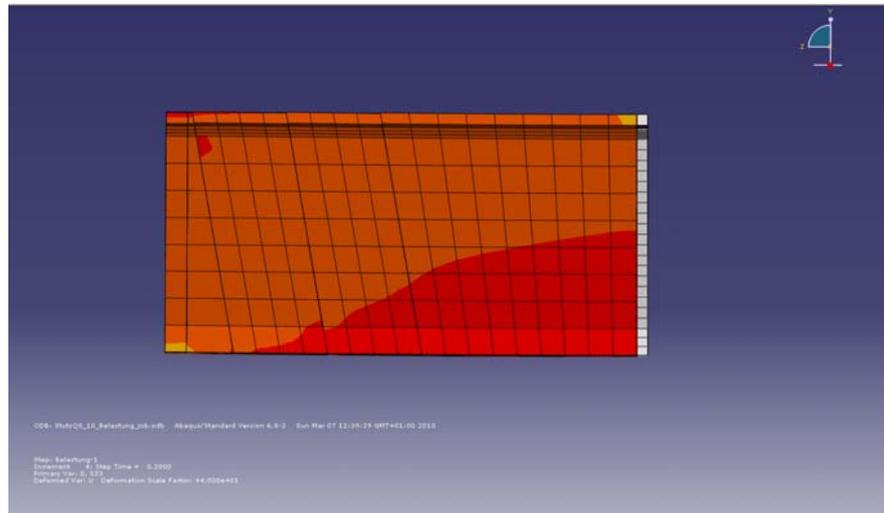
Detaillierte Abmessungen des Modells in Abaqus:



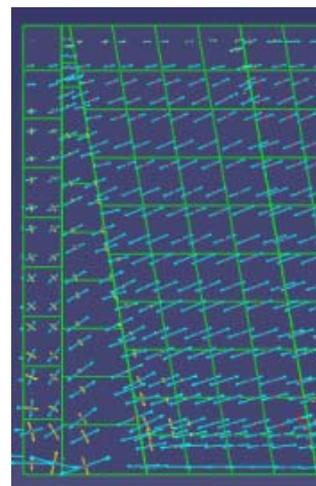
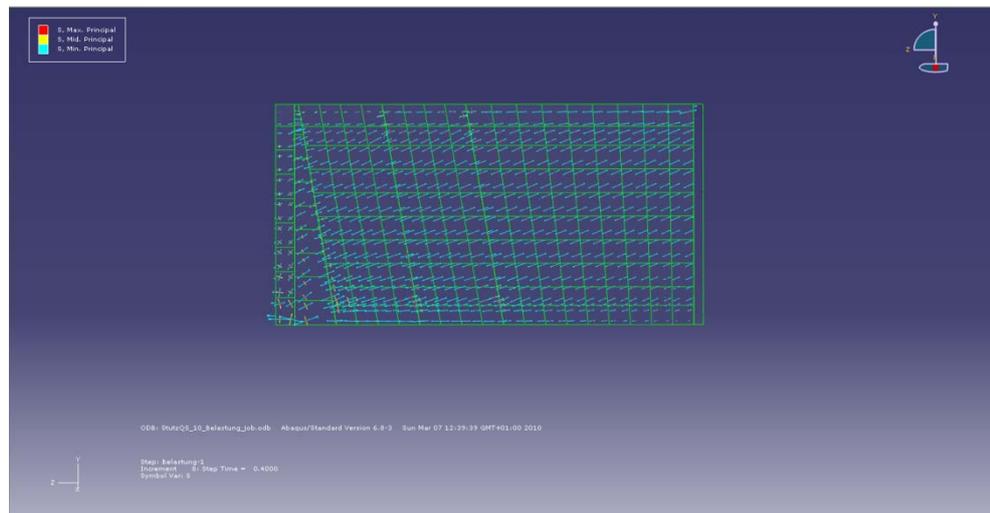
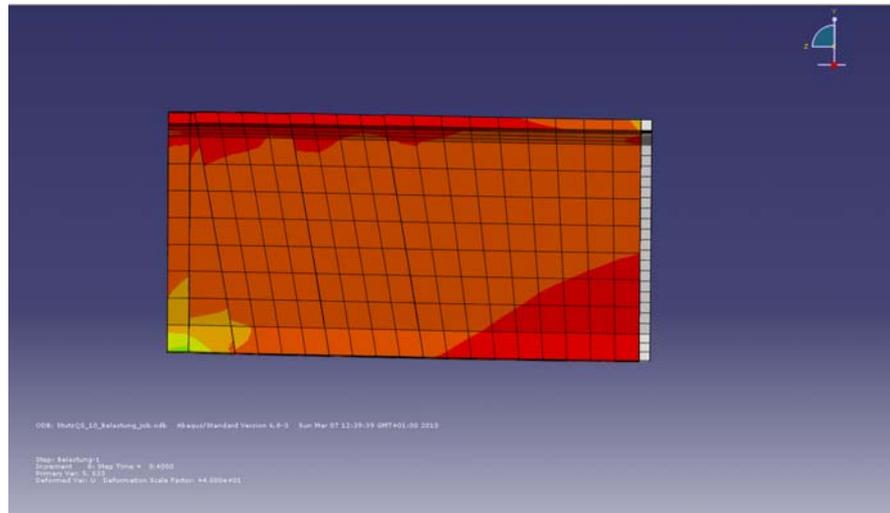
Belastung Schritt: 0,0



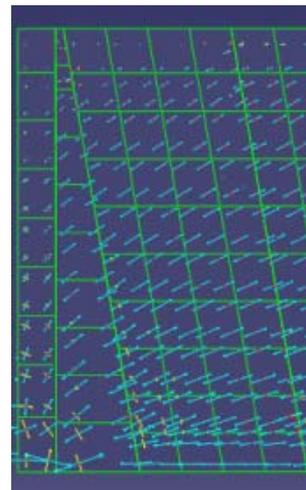
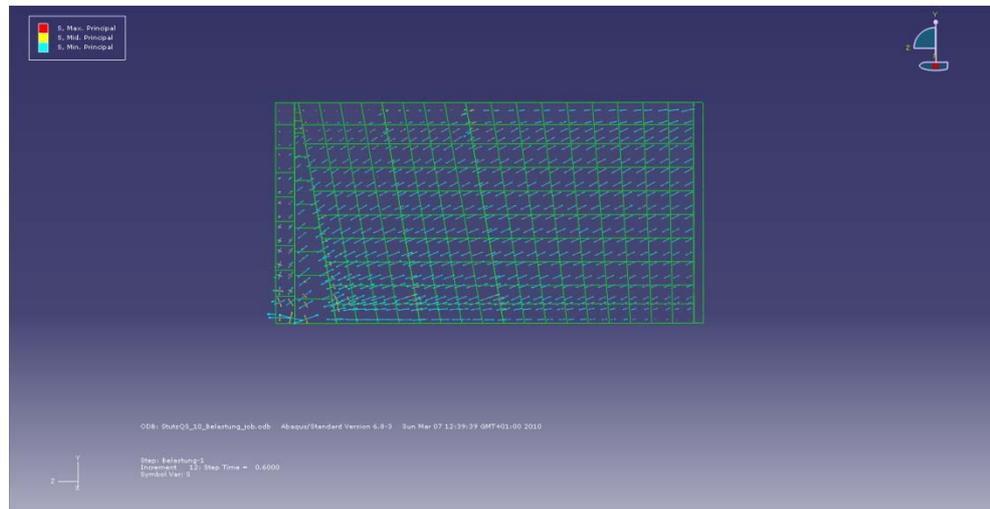
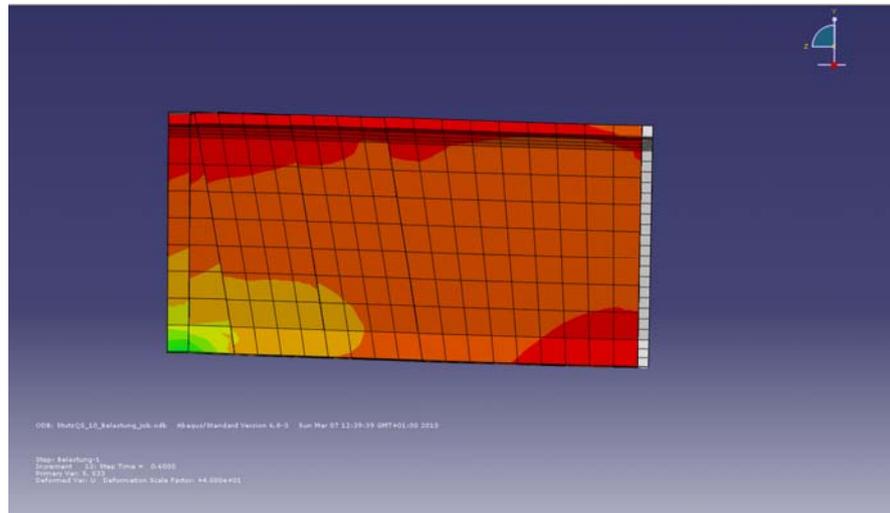
Belastung Schritt: 0,2



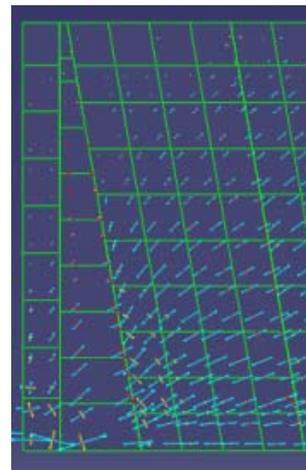
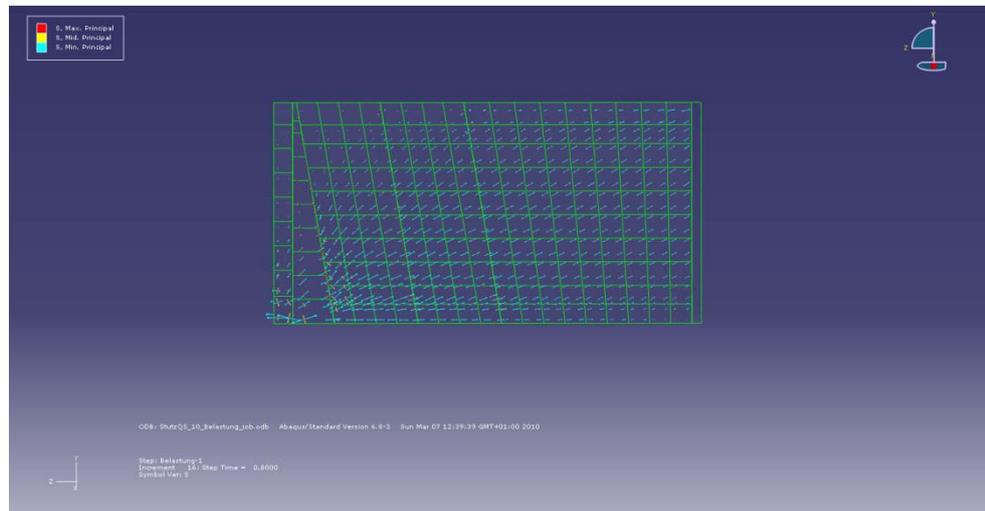
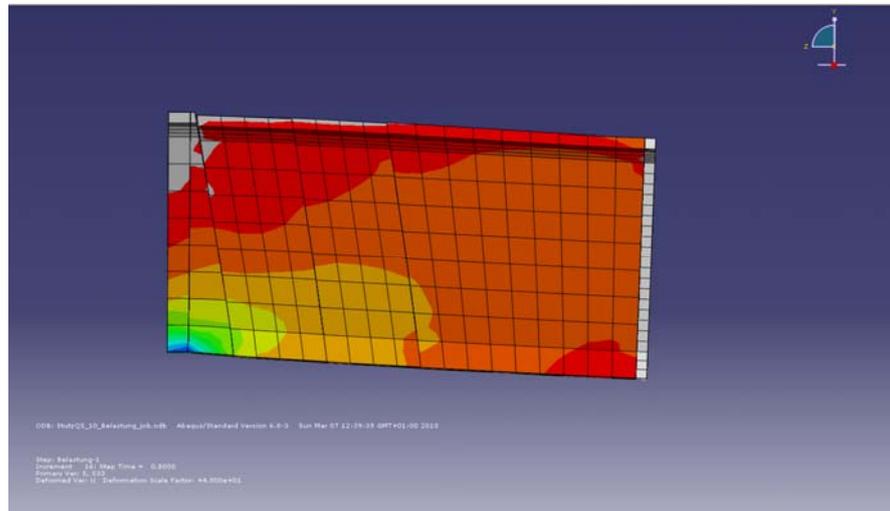
Belastung Schritt: 0,4



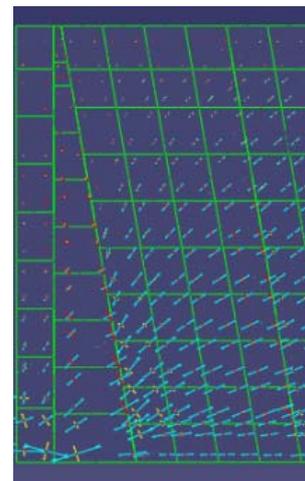
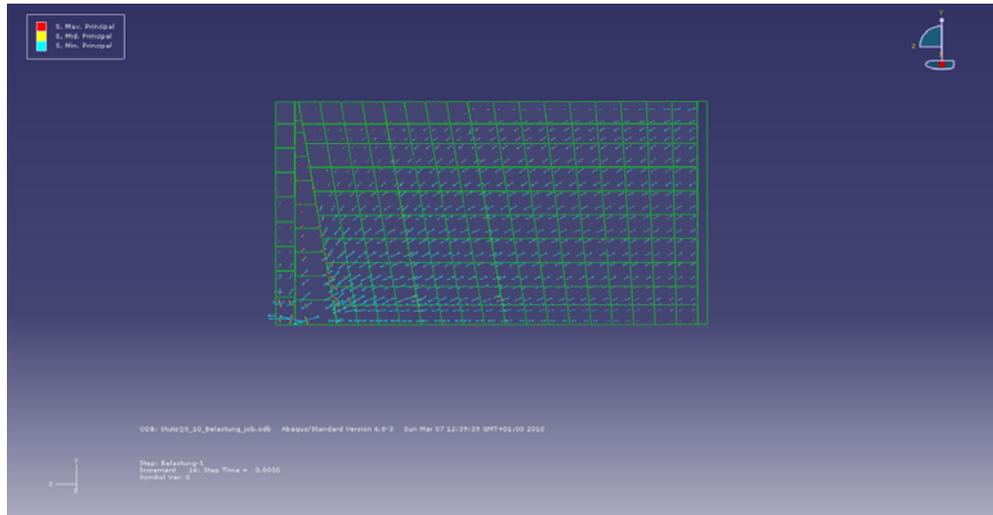
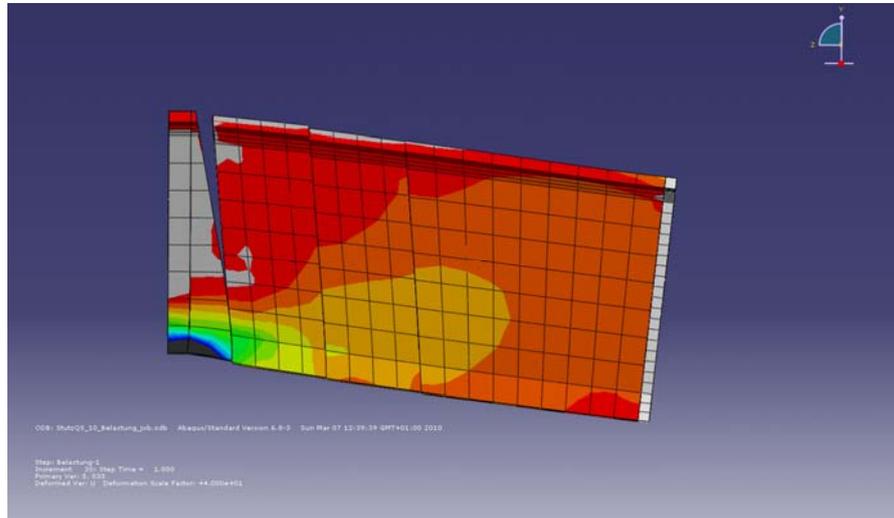
Belastung Schritt: 0,6



Belastung Schritt: 0,8



Belastung Schritt: 1,0



9.6.2 Modell Feldquerschnitt

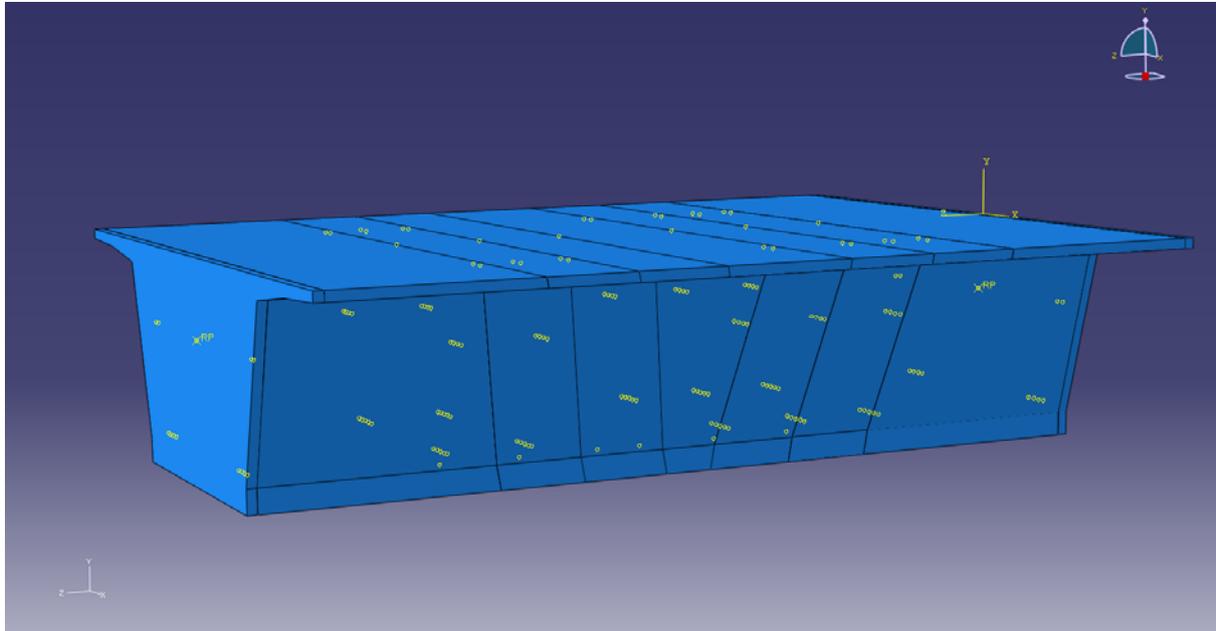


Abbildung 85 Modell Stützquerschnitt - Abaqus

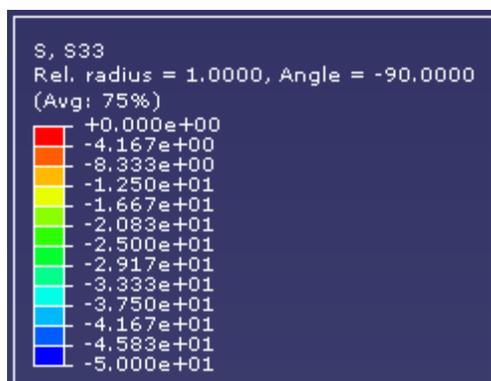
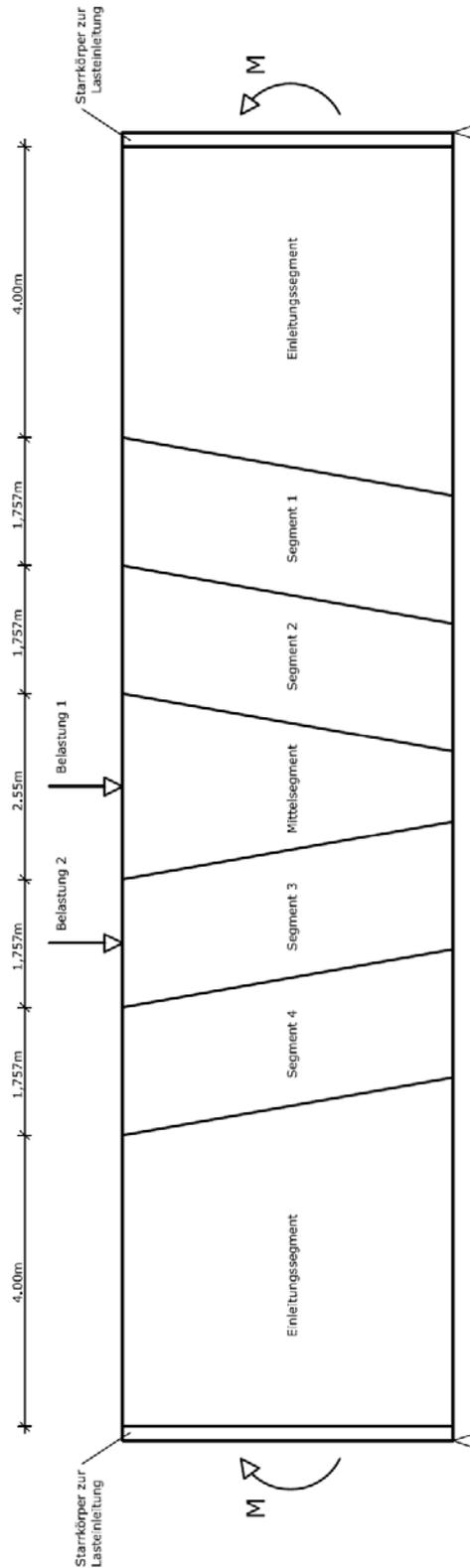


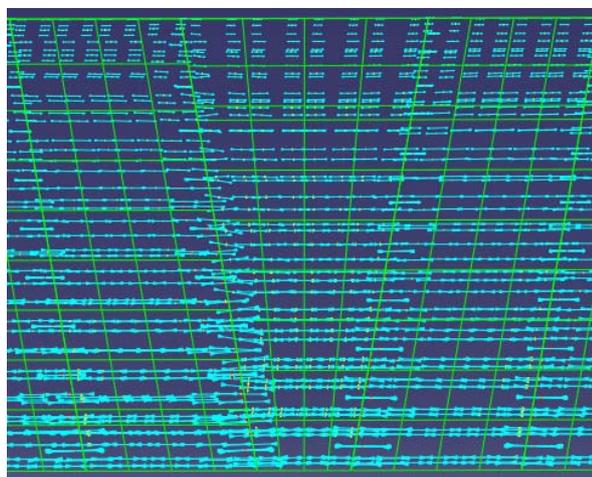
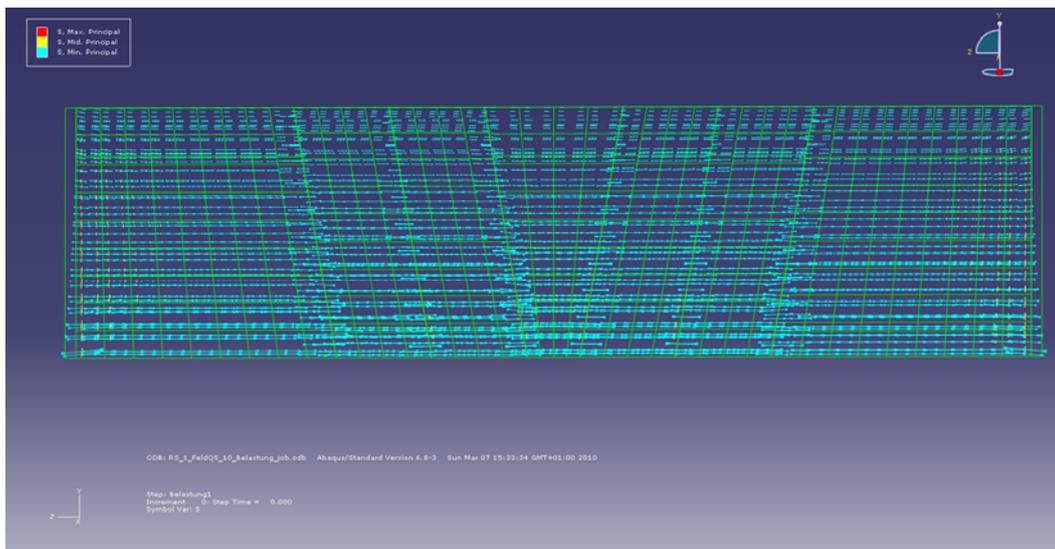
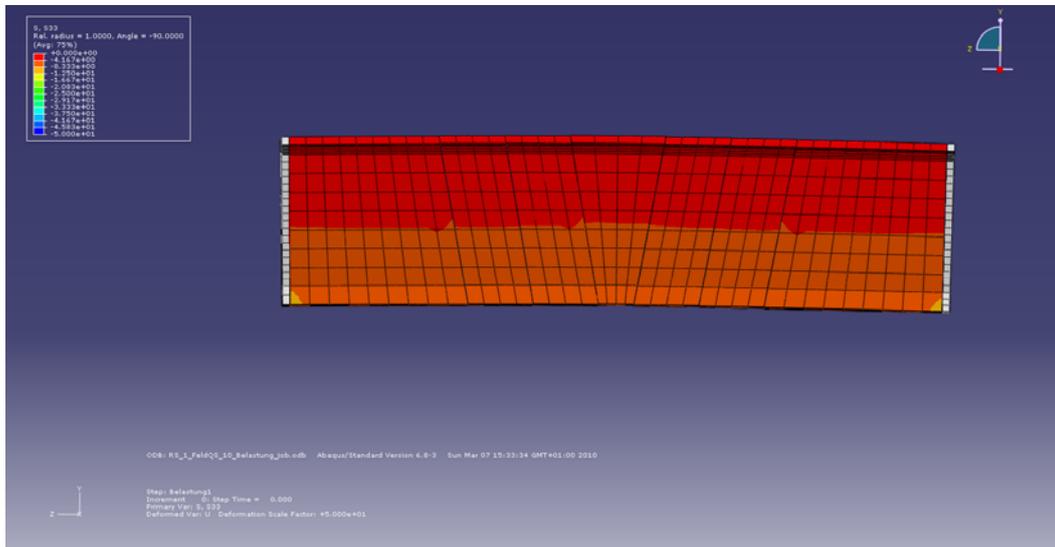
Abbildung 86 Farbskala - Stützquerschnitt

Der Deformations-skalierungsfaktor wurde mit 50 gewählt.

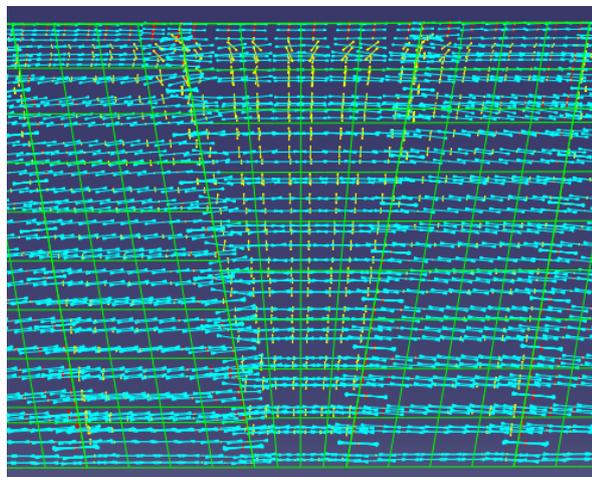
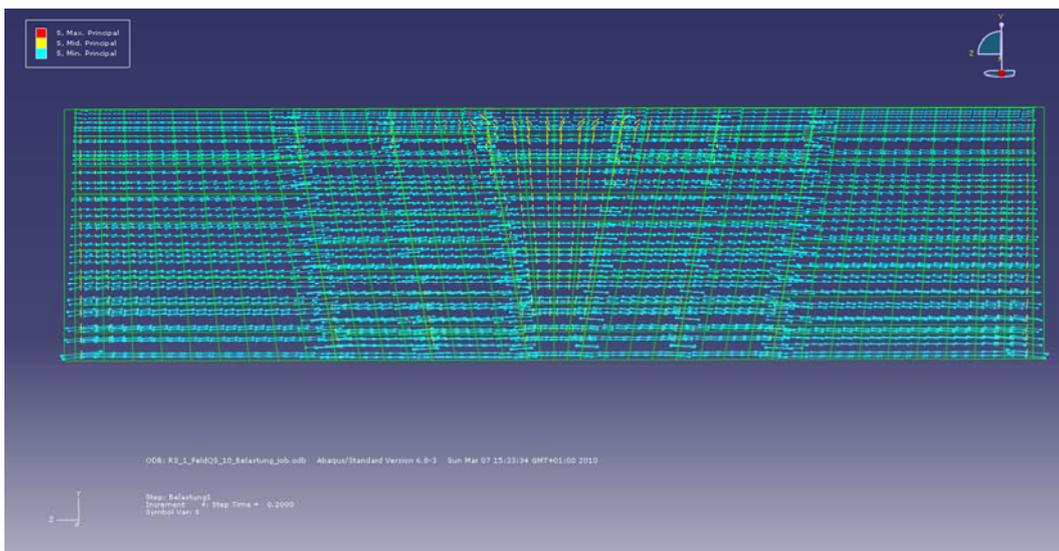
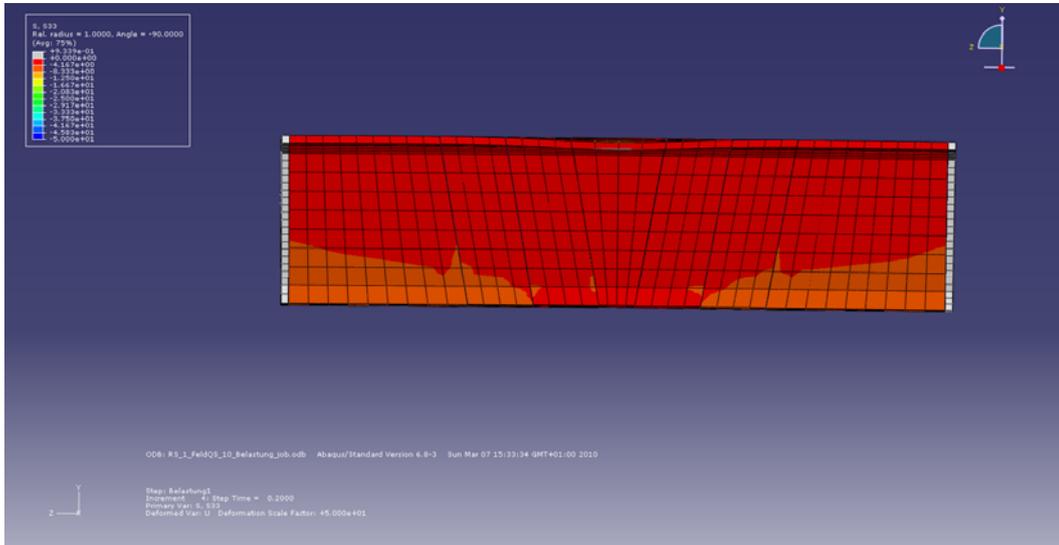
Detaillierte Abmessungen des Modell in Abaqus:



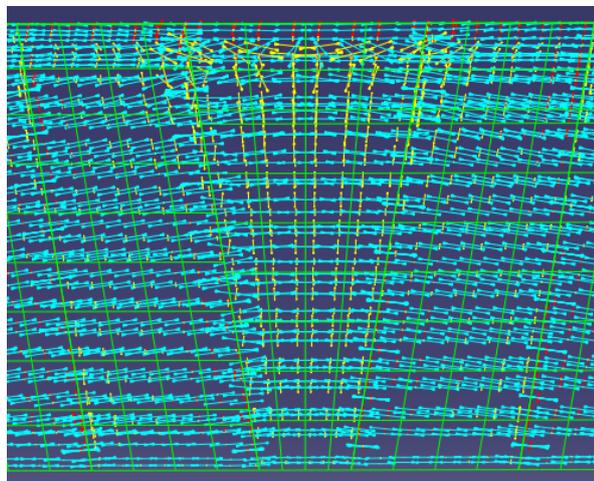
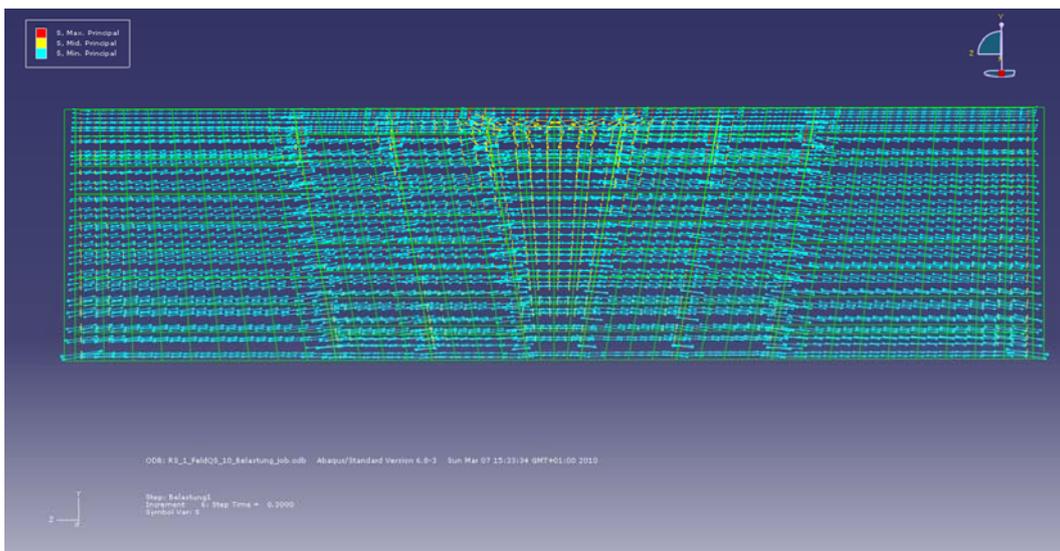
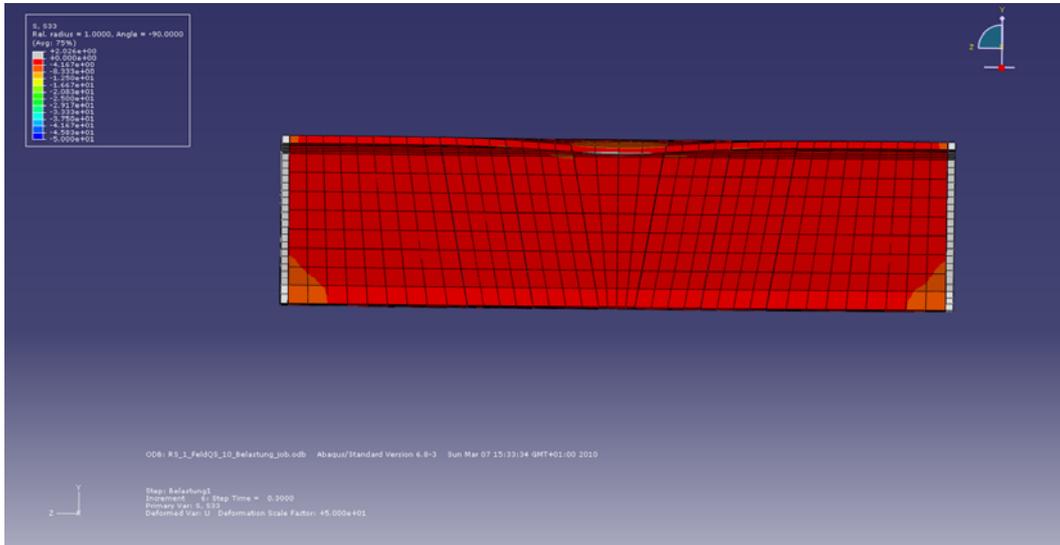
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,0



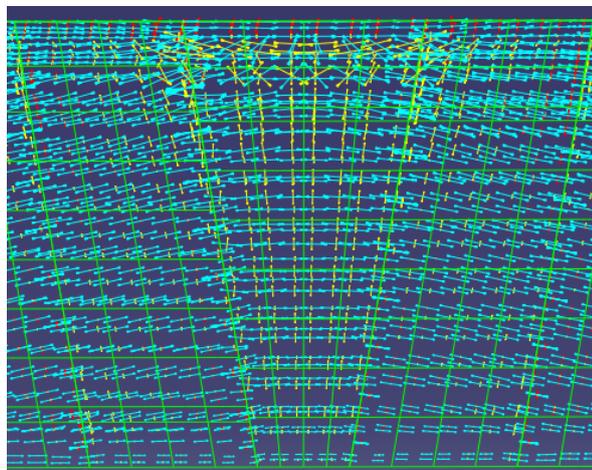
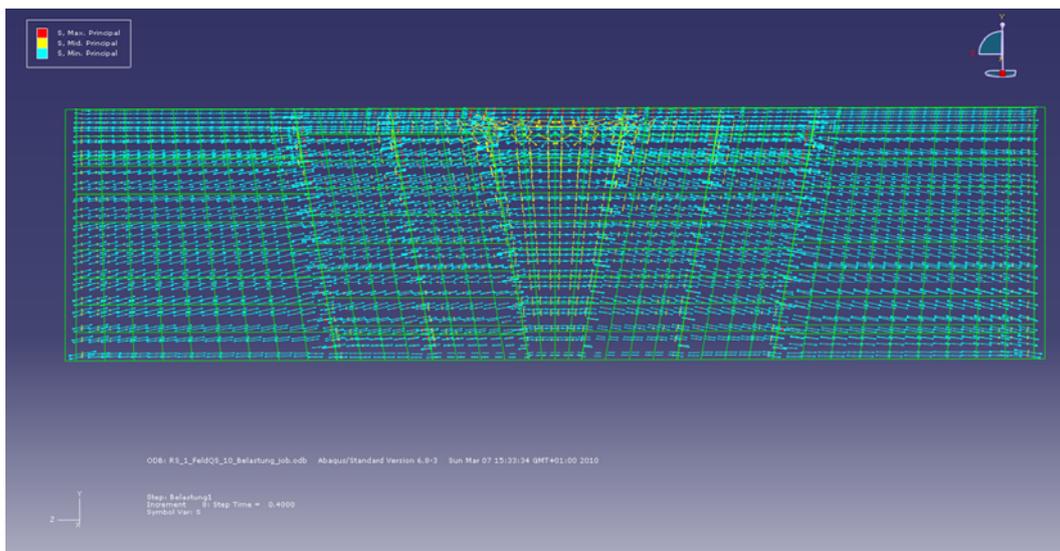
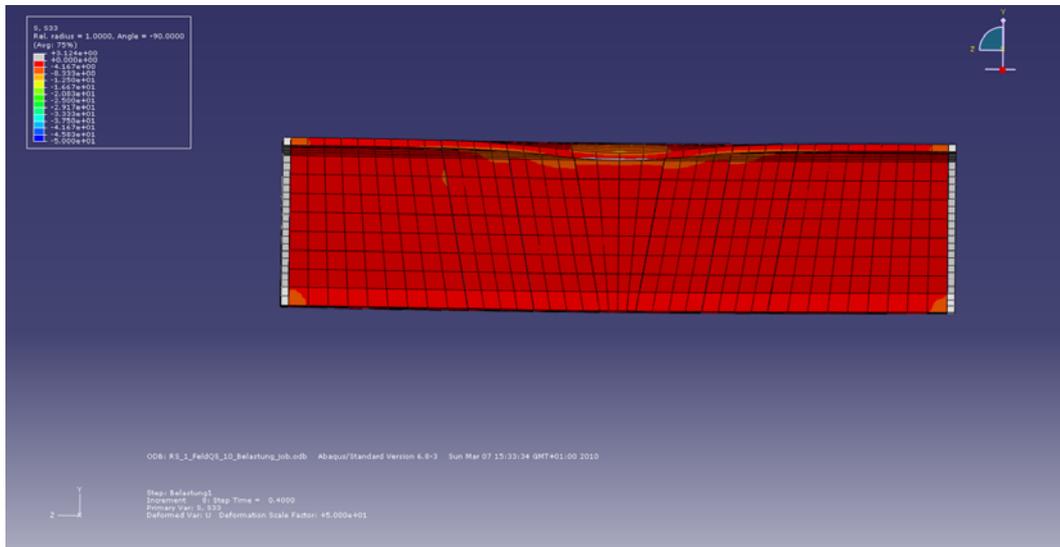
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,2



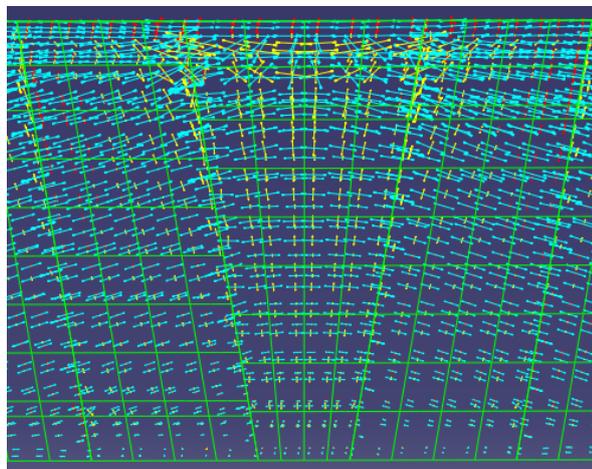
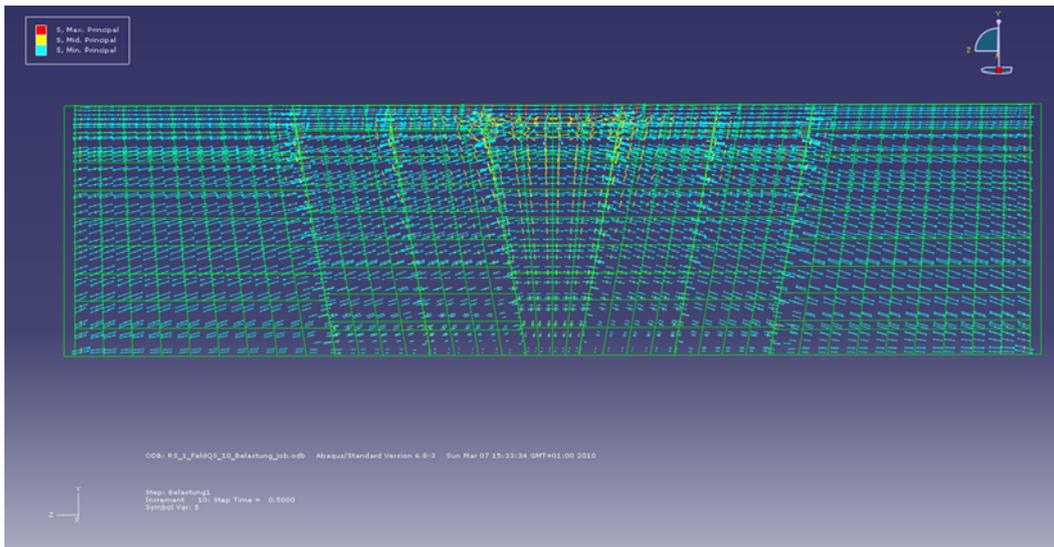
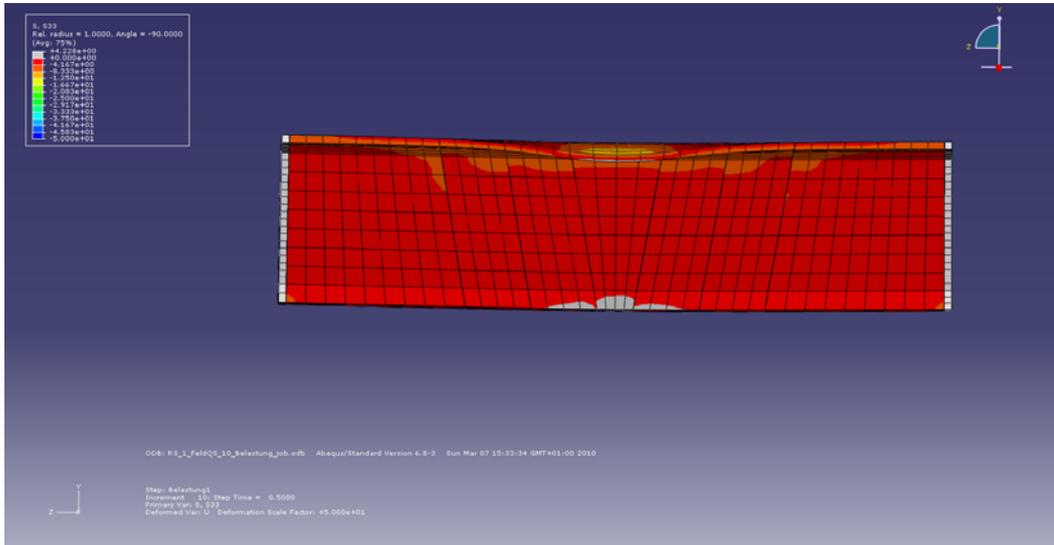
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,3



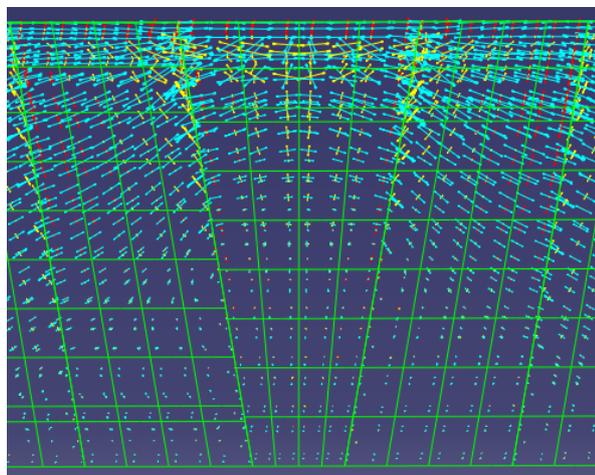
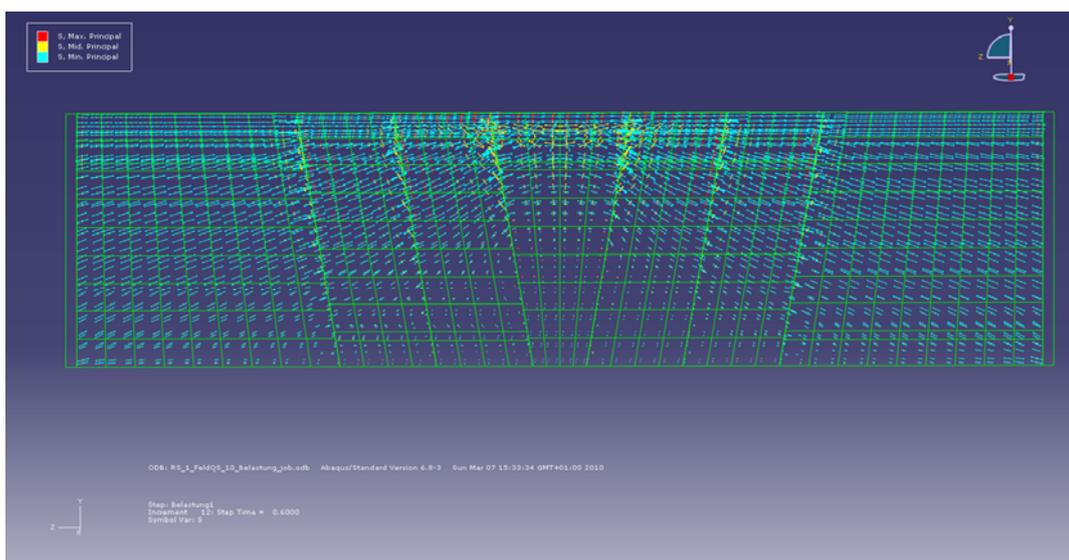
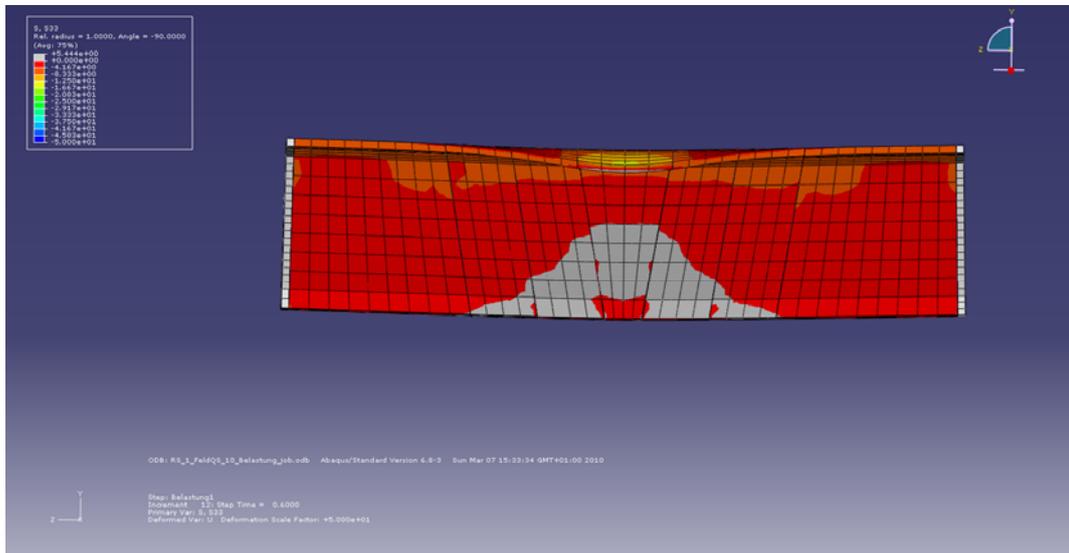
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,4



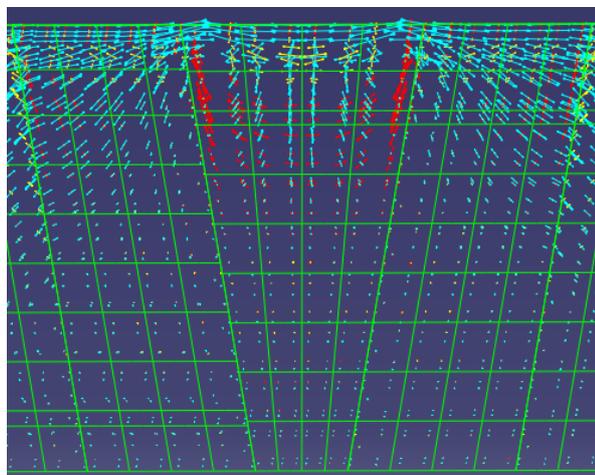
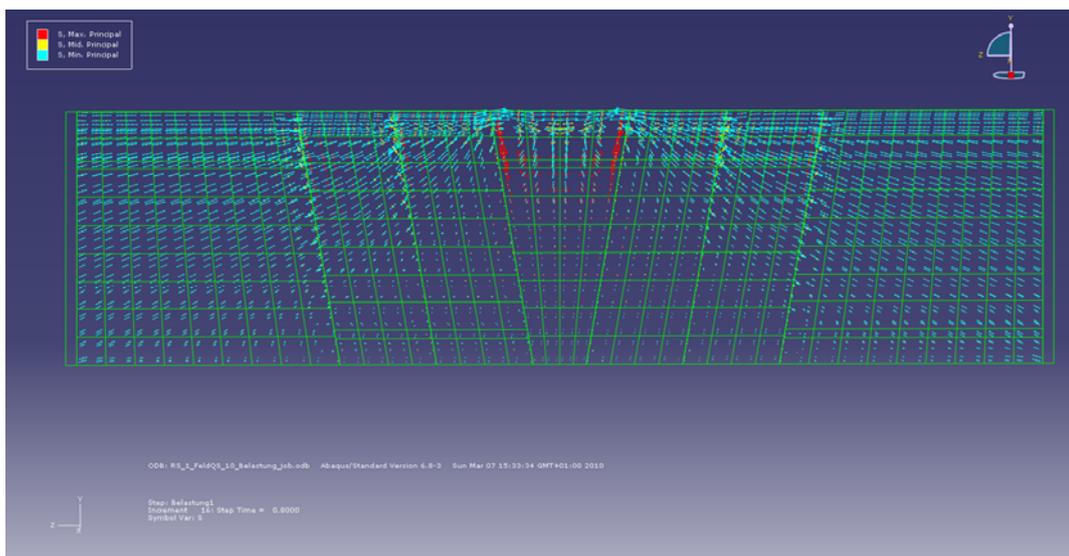
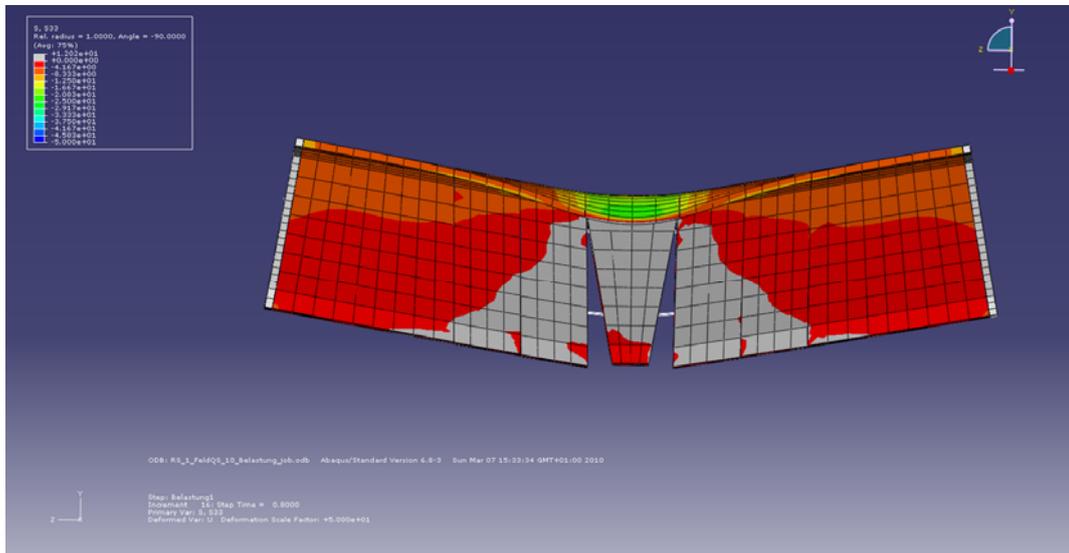
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,5



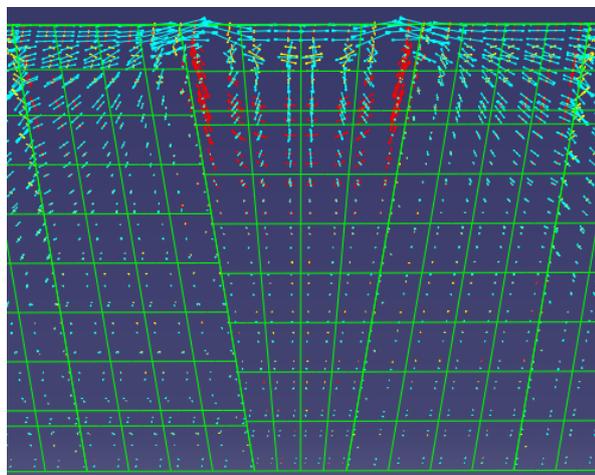
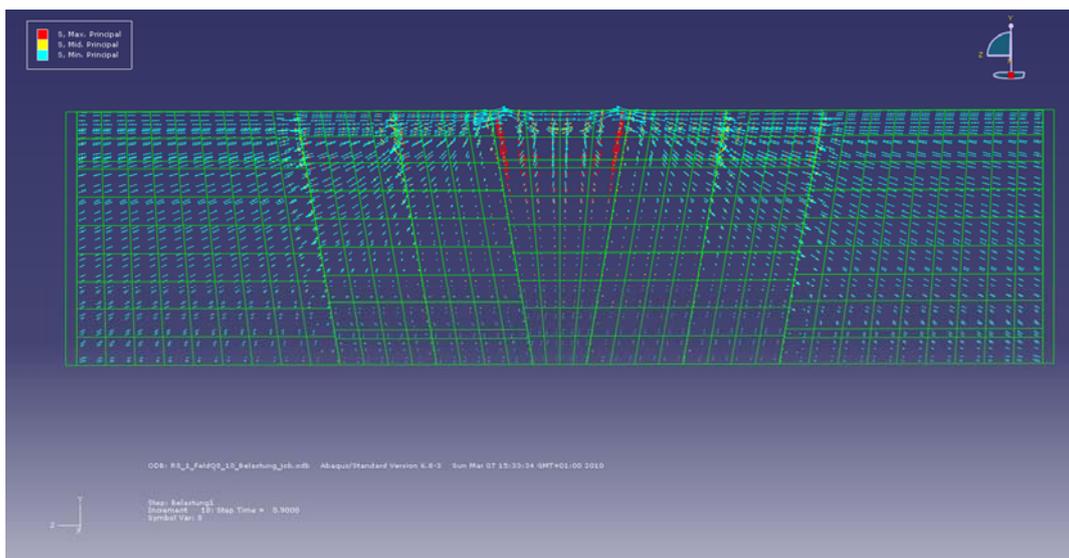
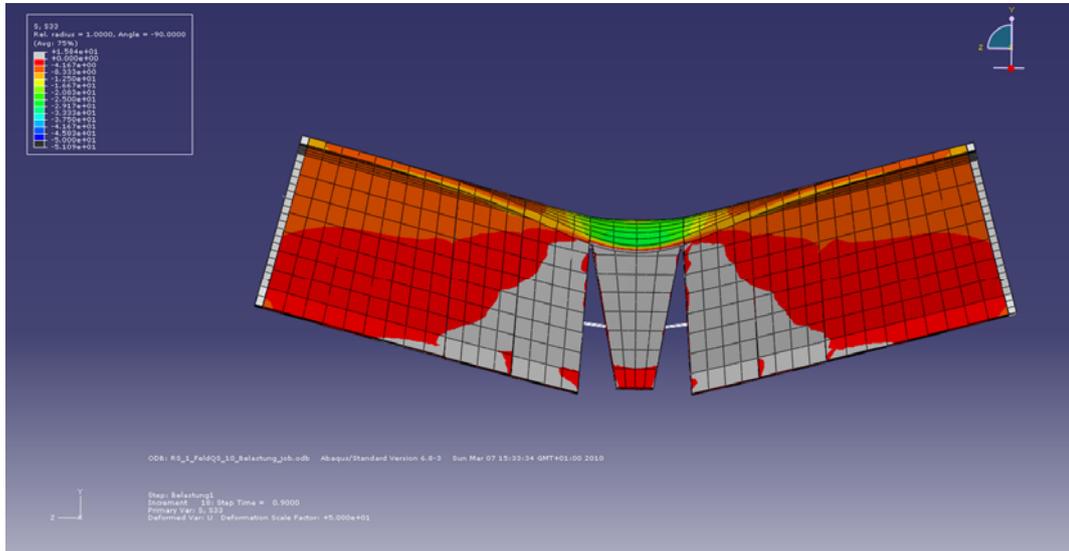
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,6



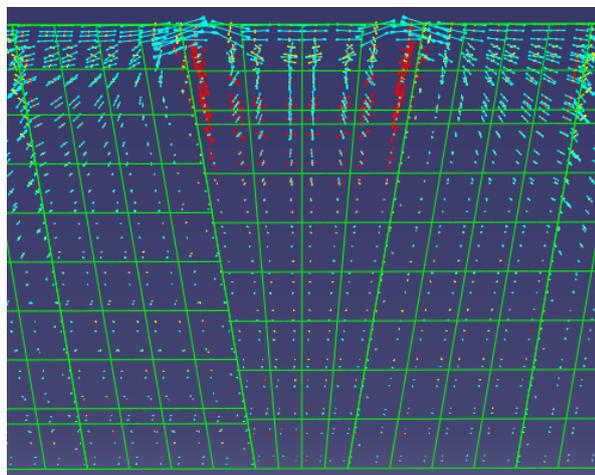
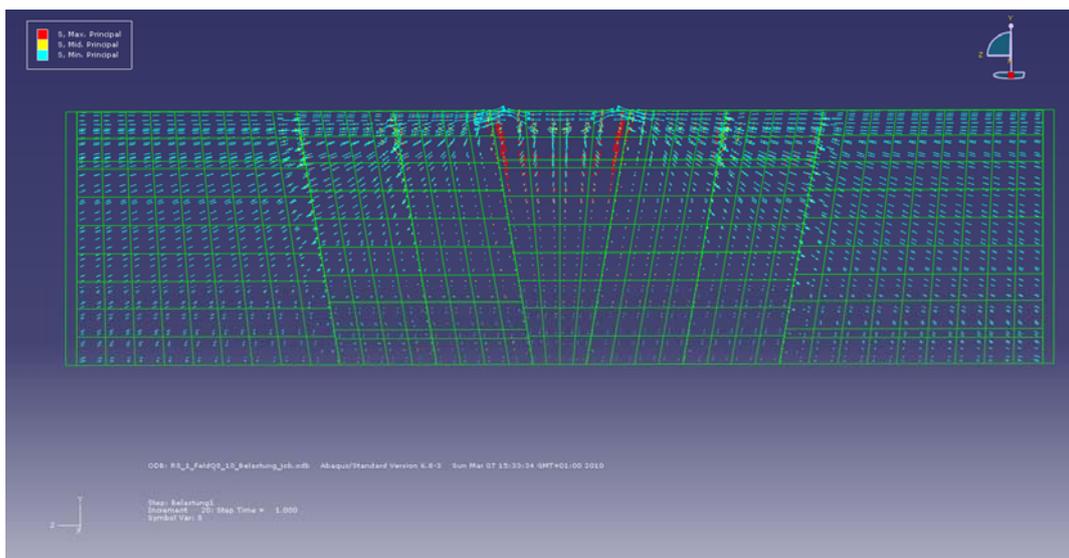
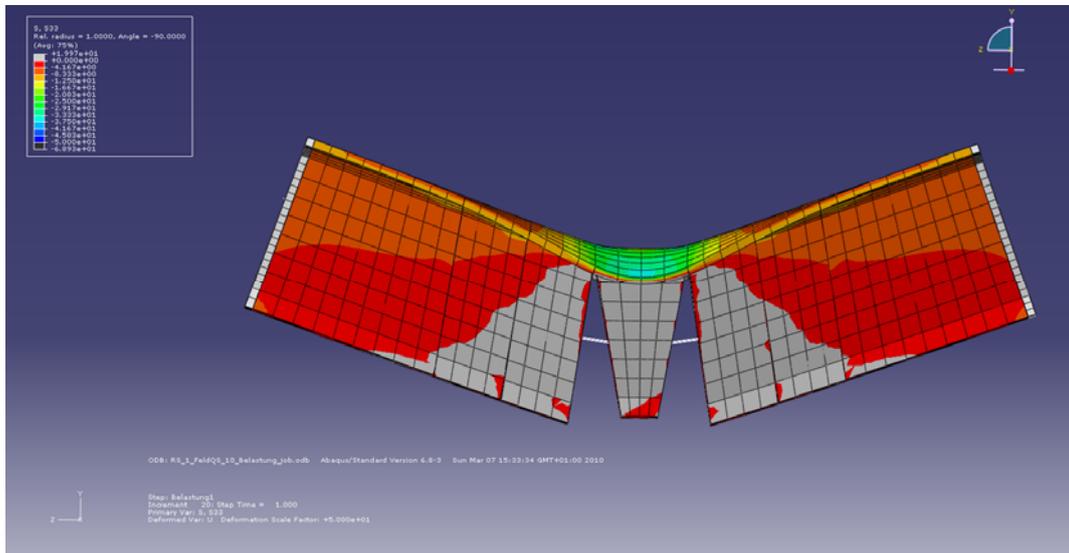
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,8



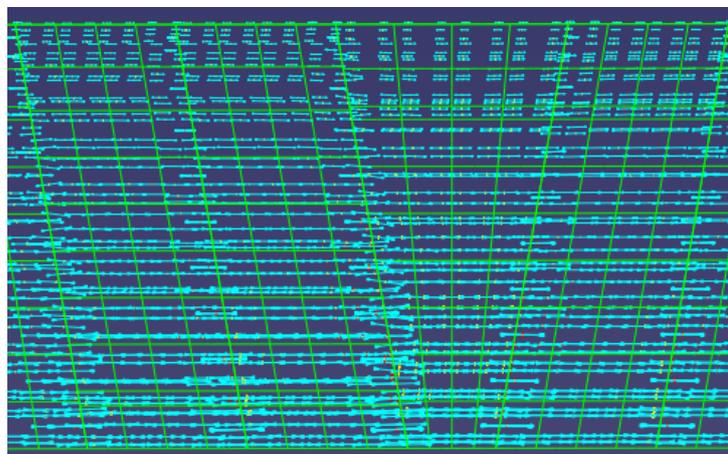
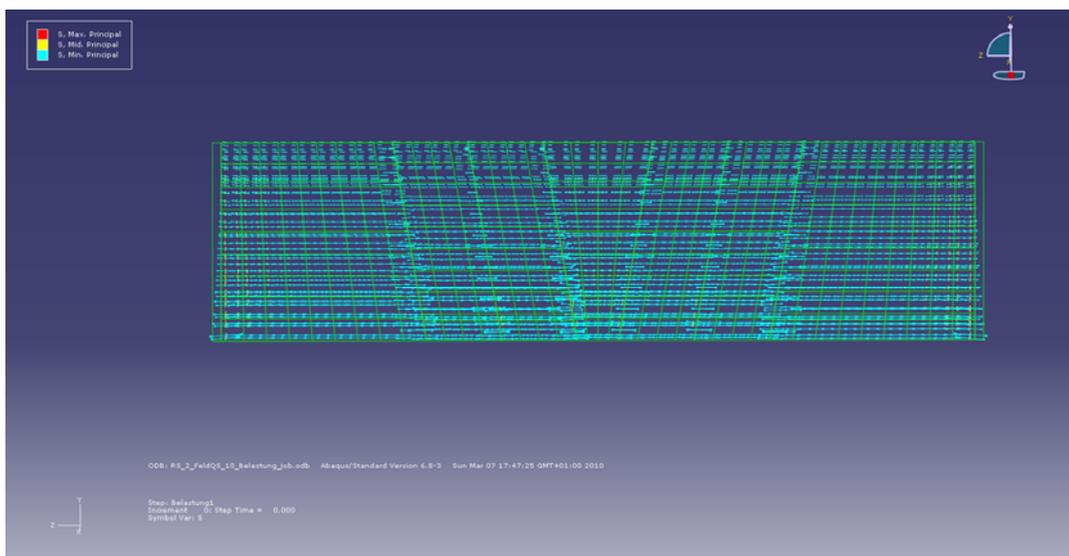
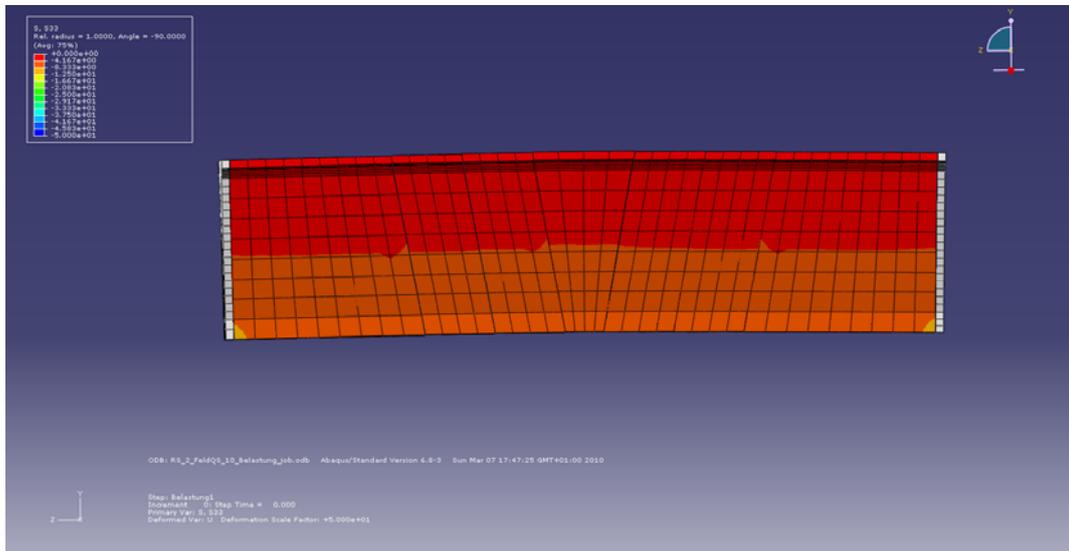
Belastung in Feldmitte Schritt: 0,9



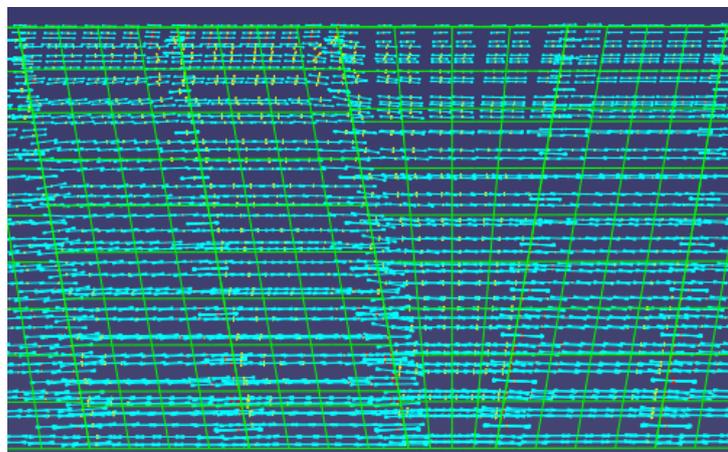
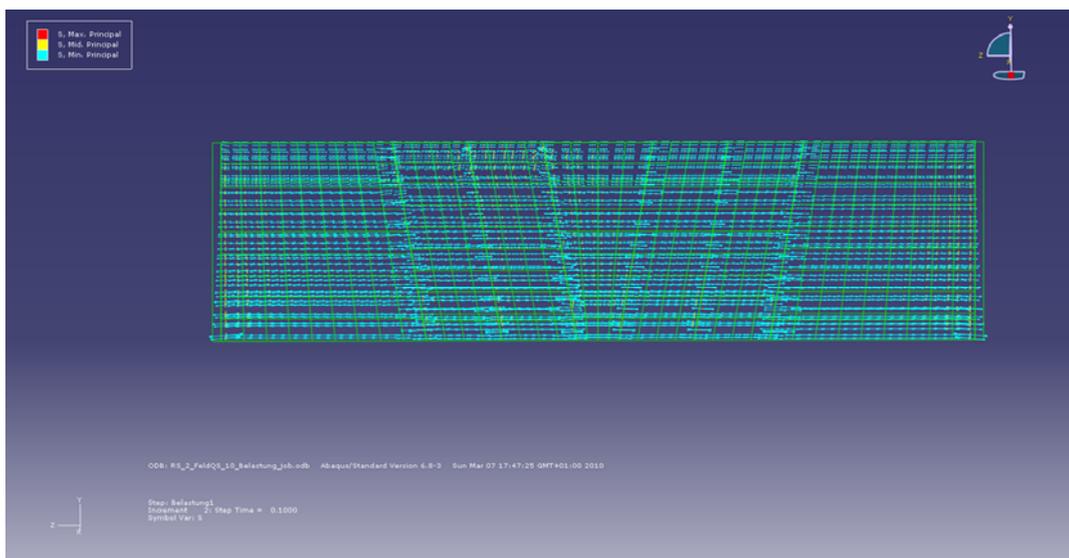
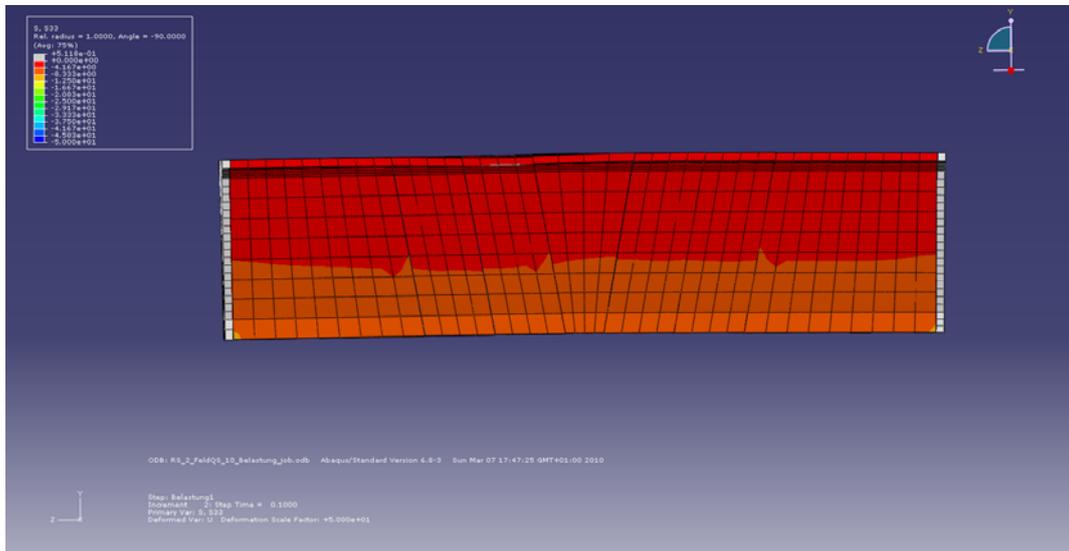
Belastung in Feldmitte Schritt: 1,0



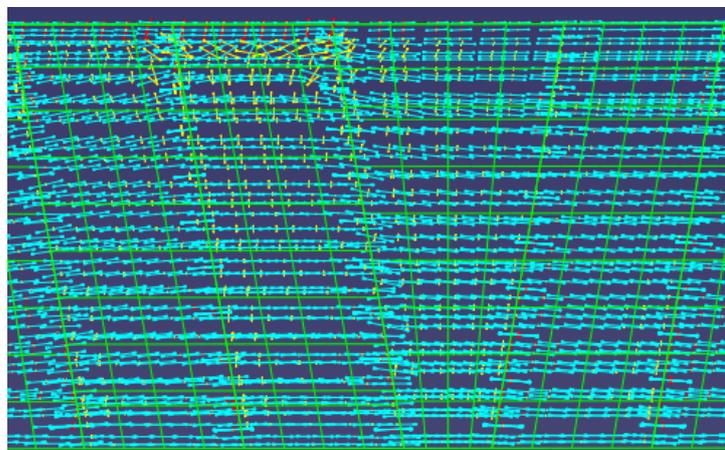
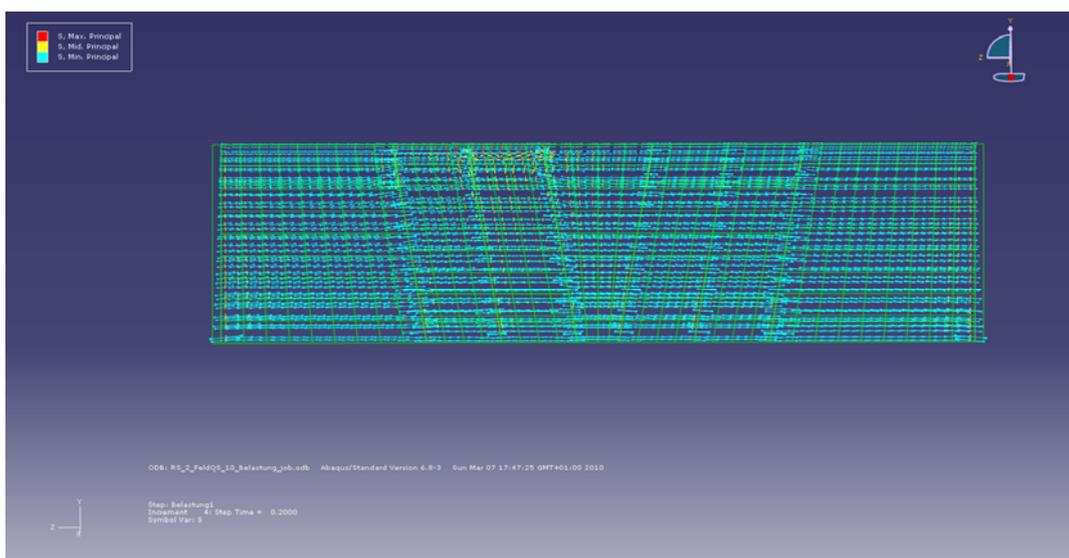
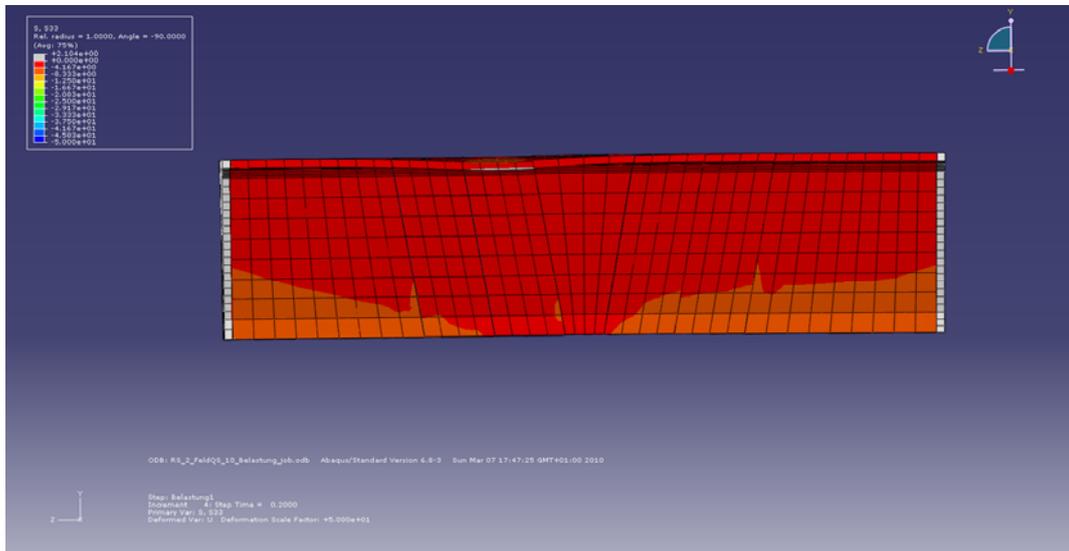
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,0



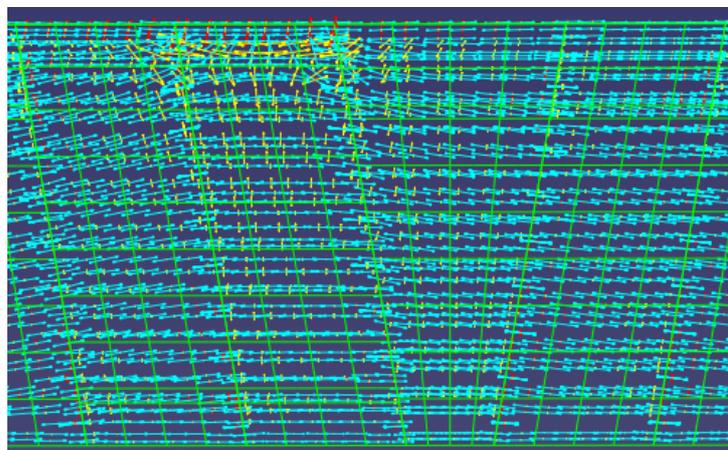
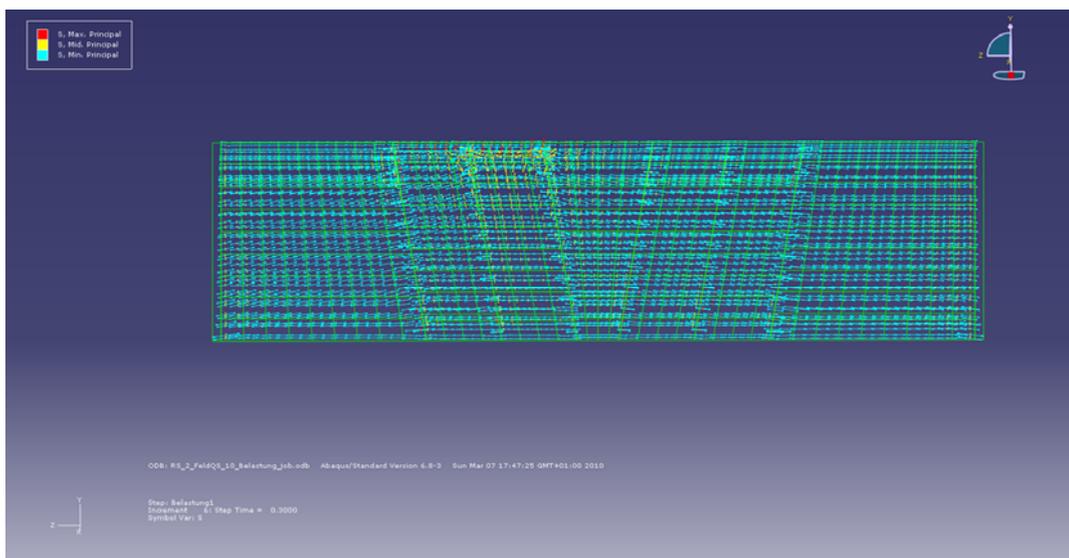
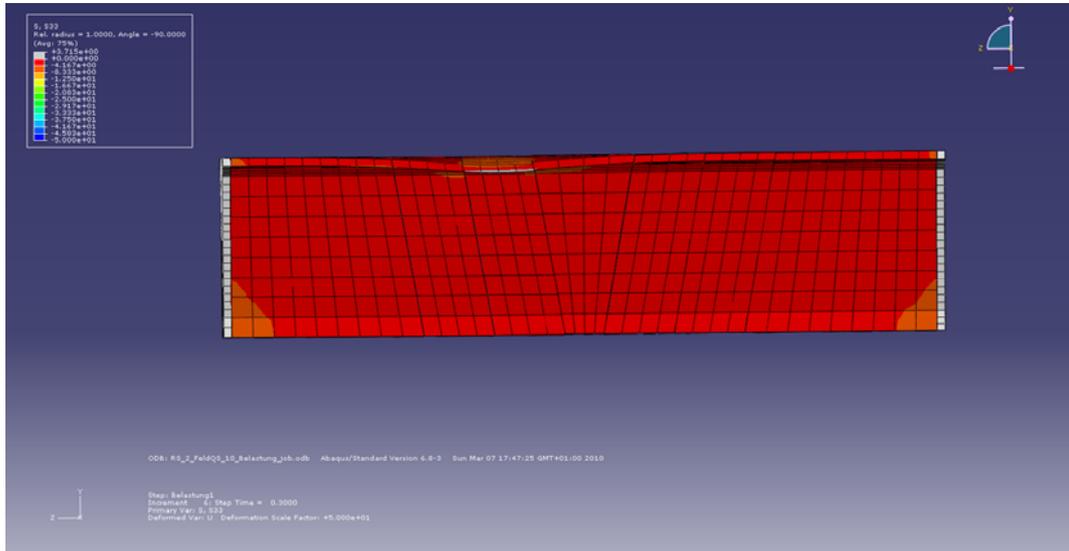
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,1



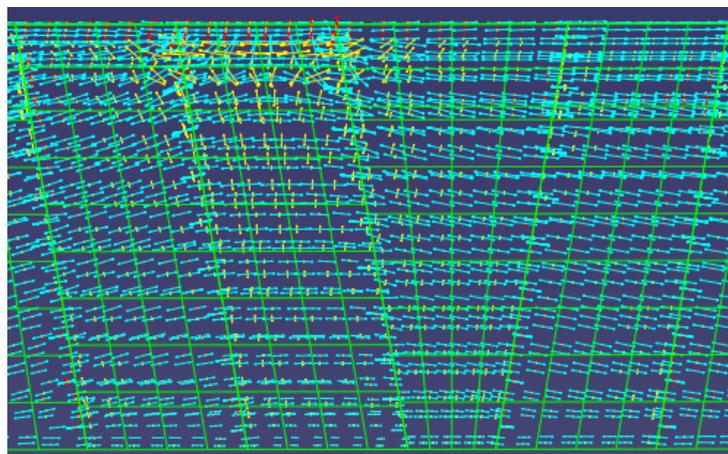
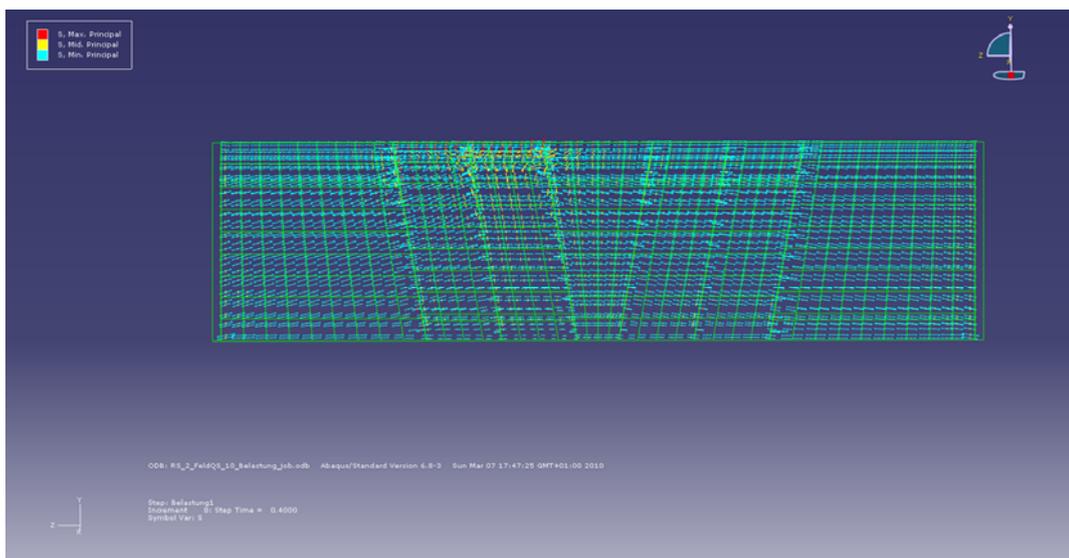
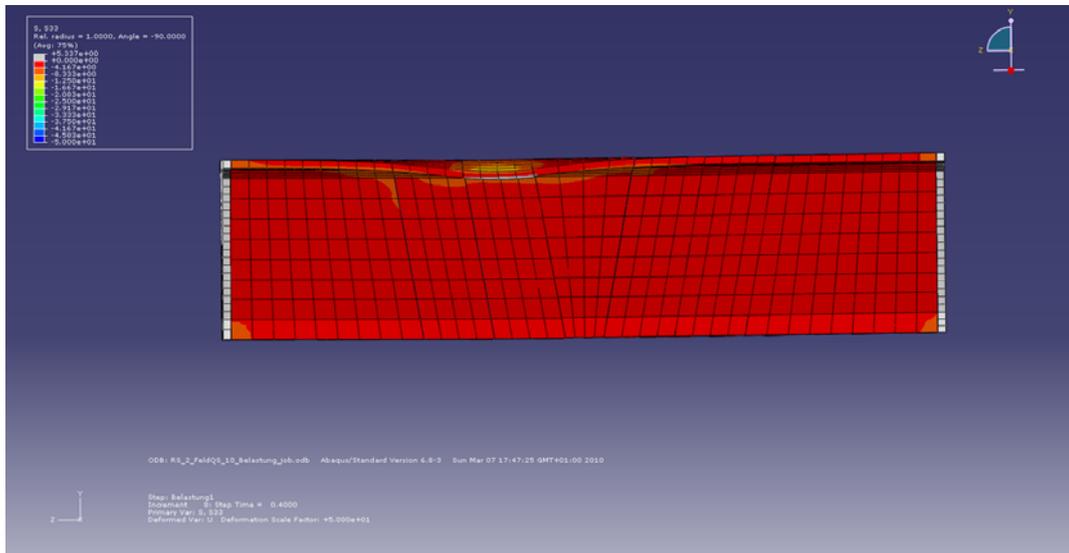
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,2



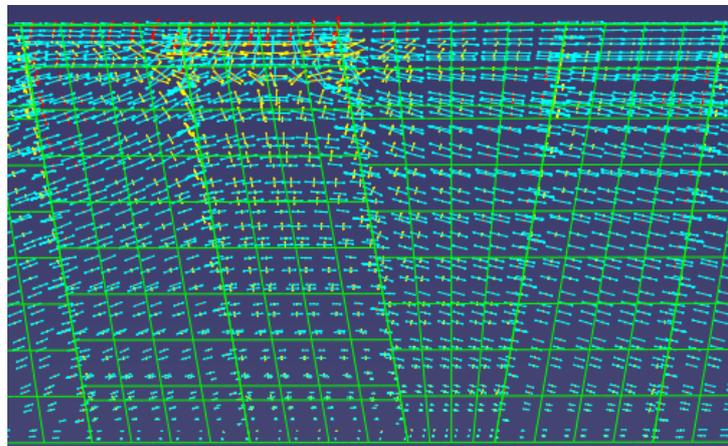
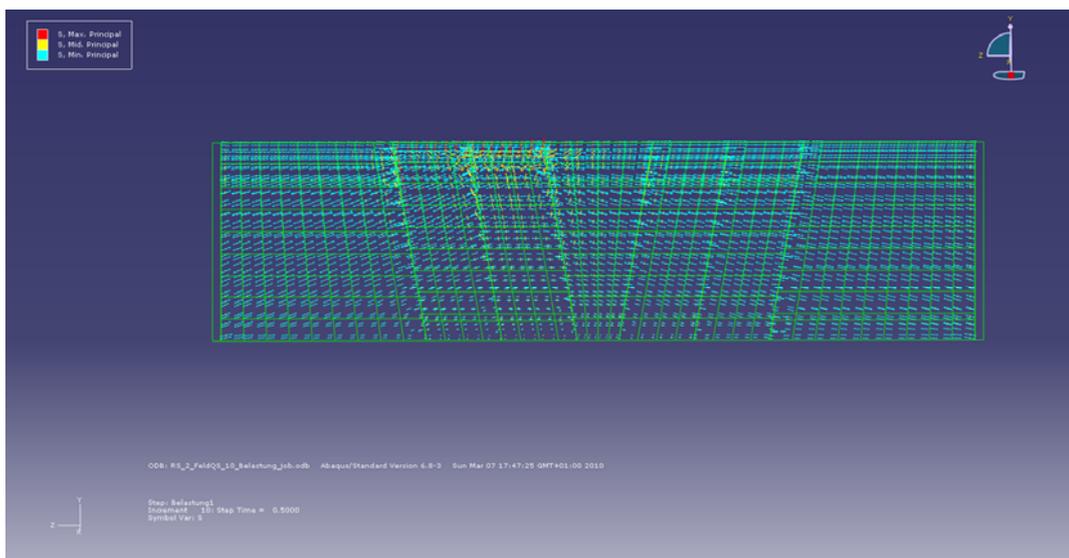
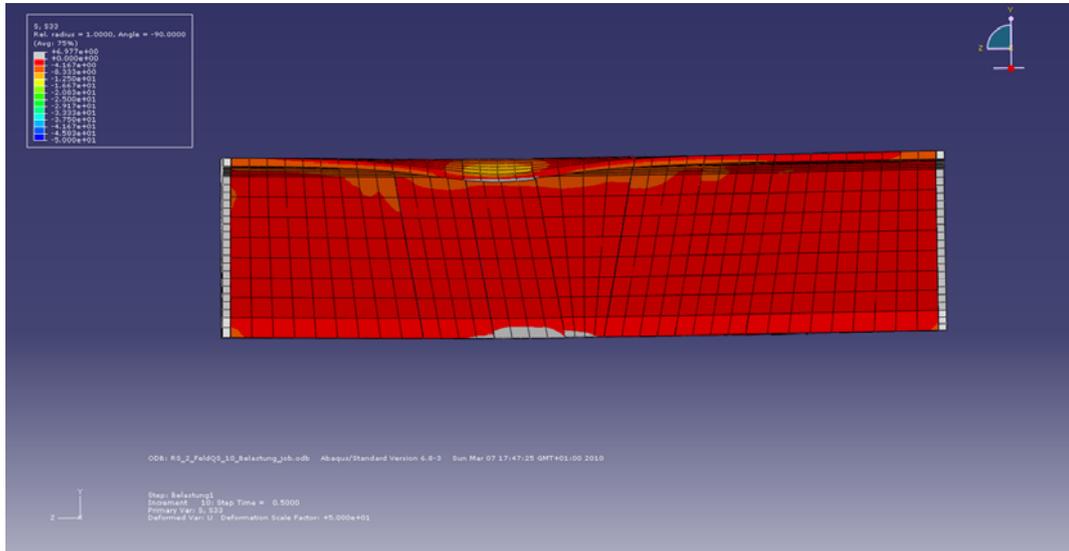
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,3



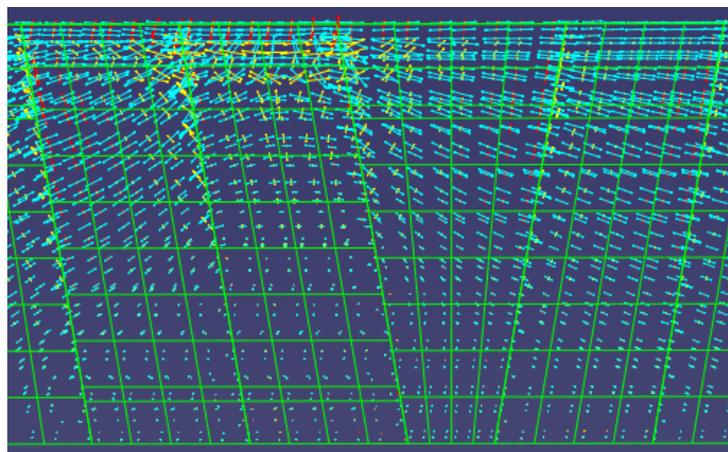
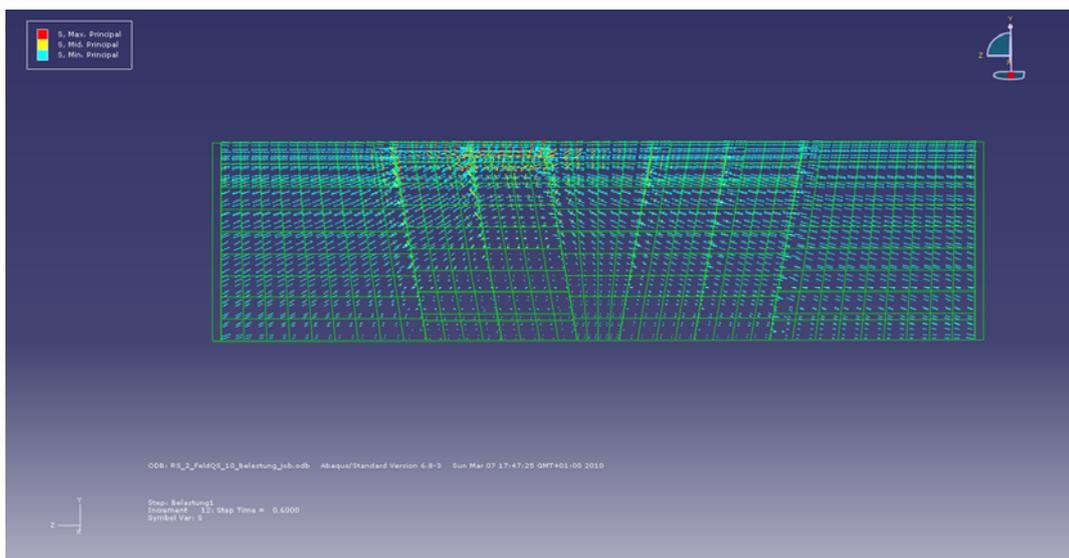
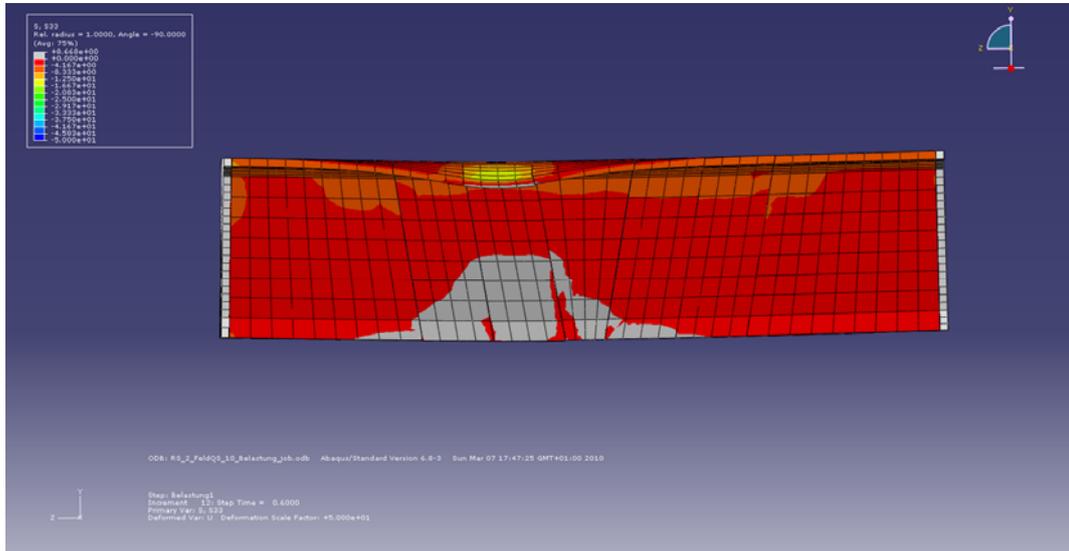
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,4



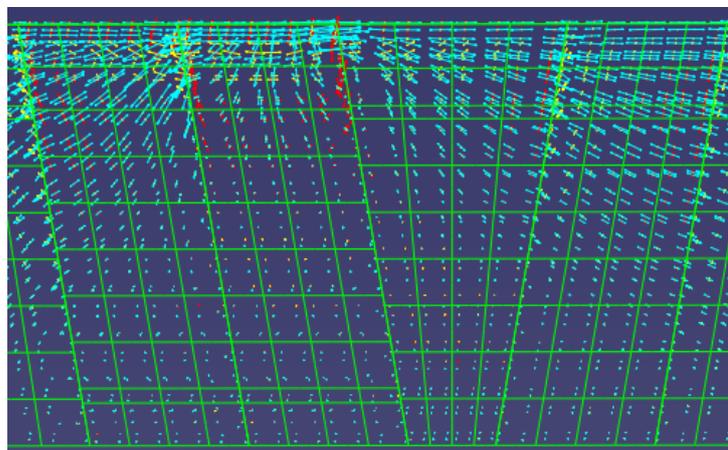
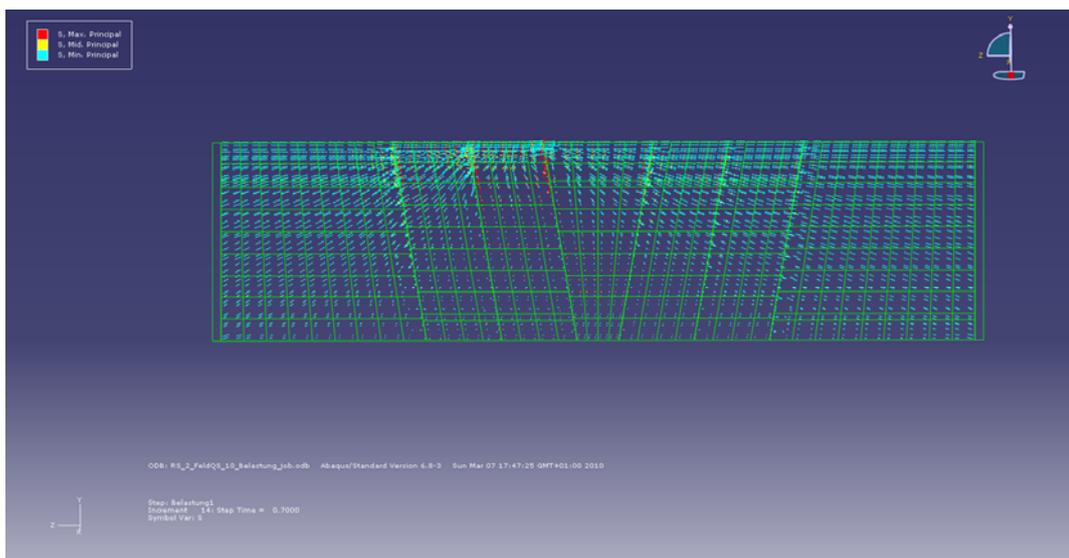
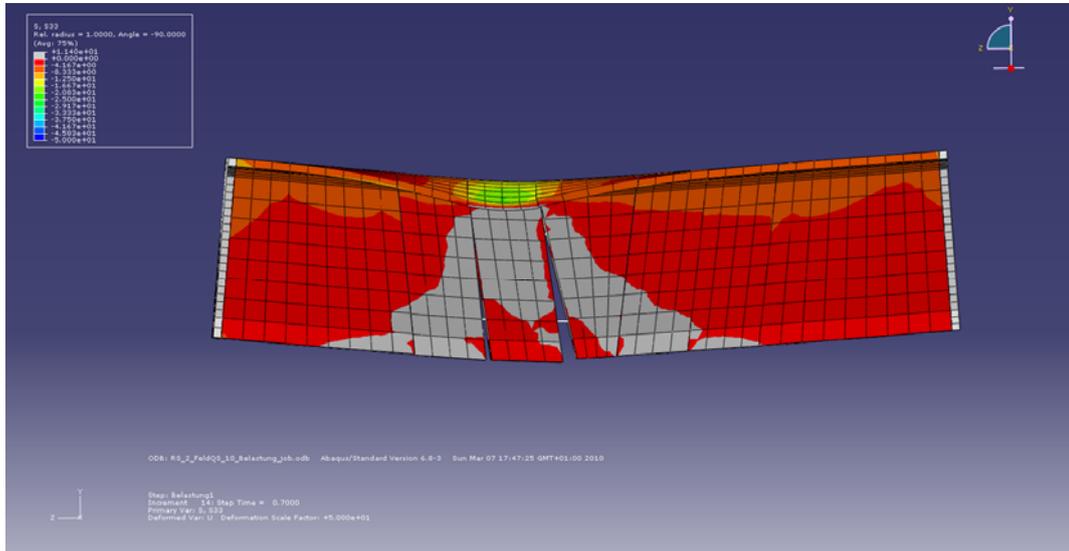
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,5



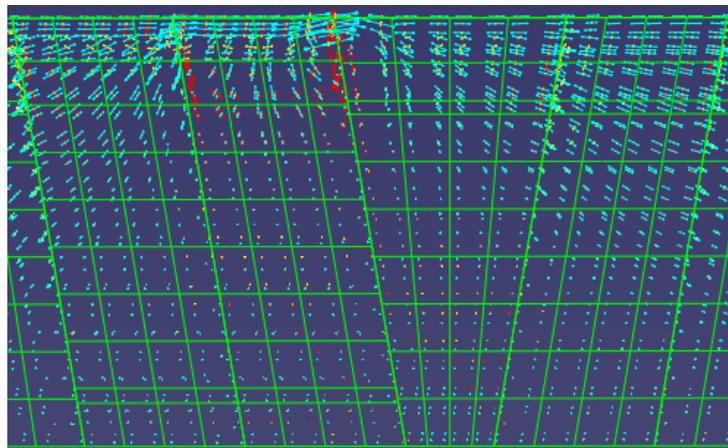
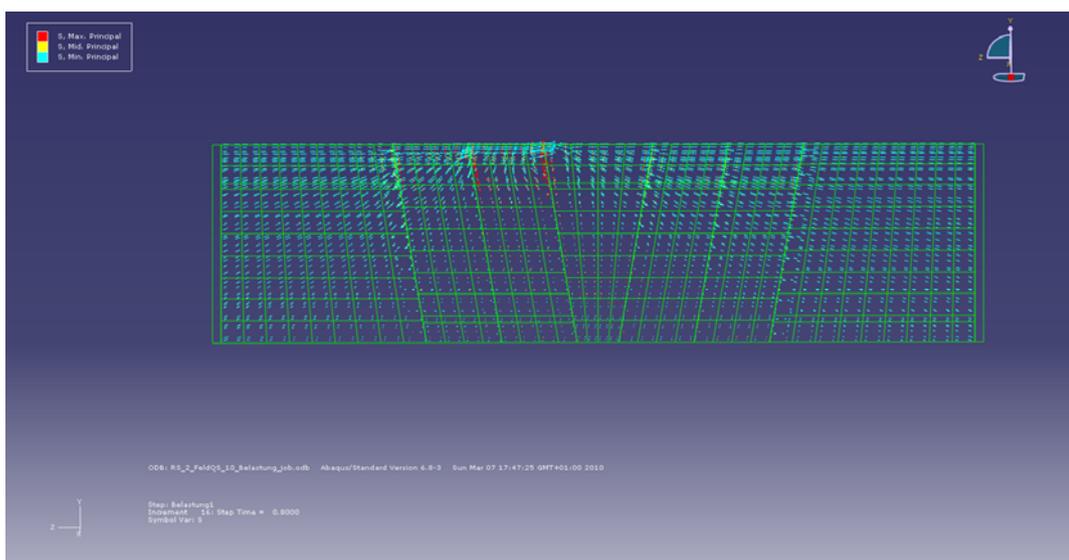
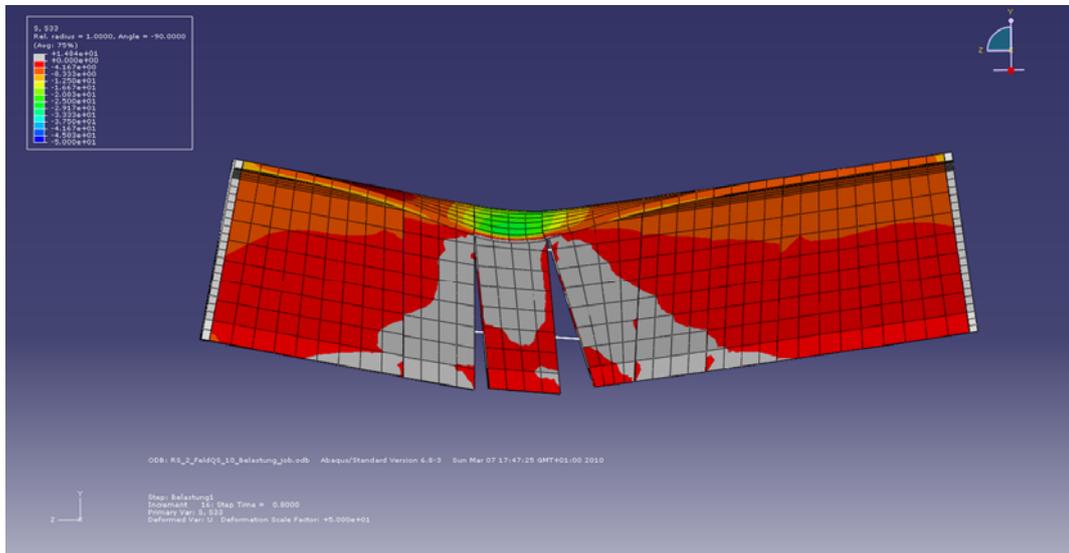
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,6



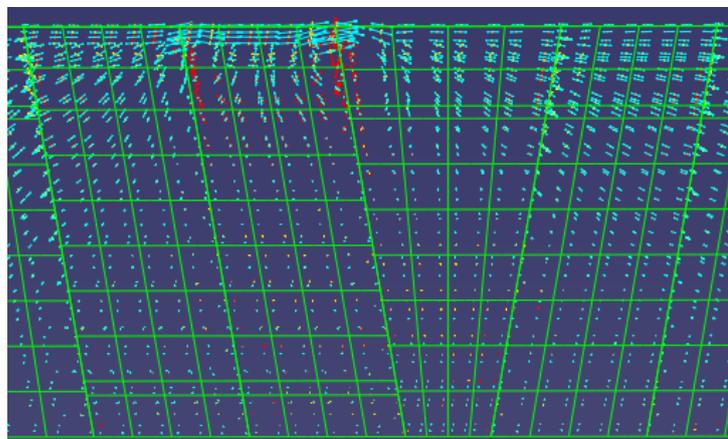
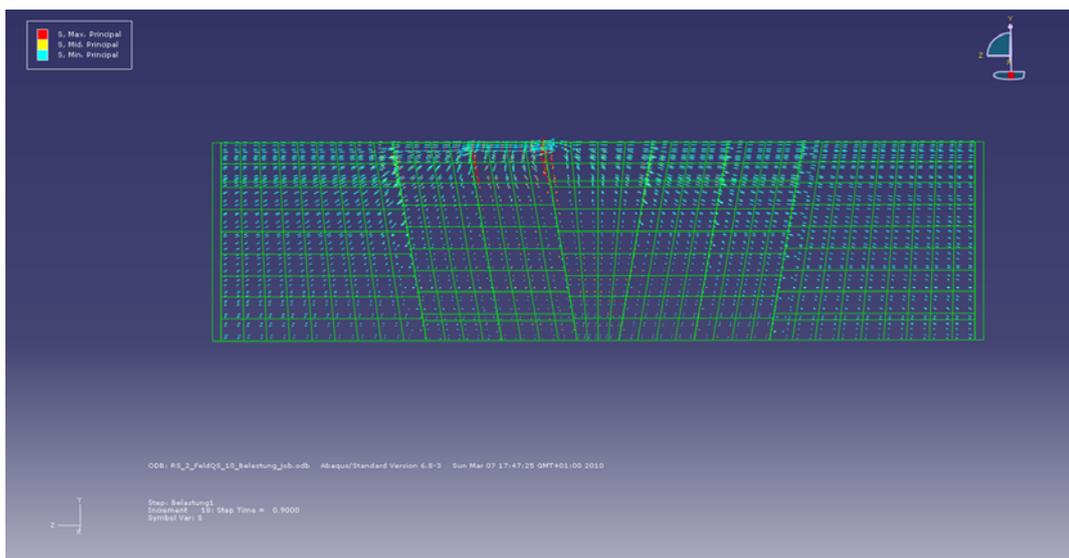
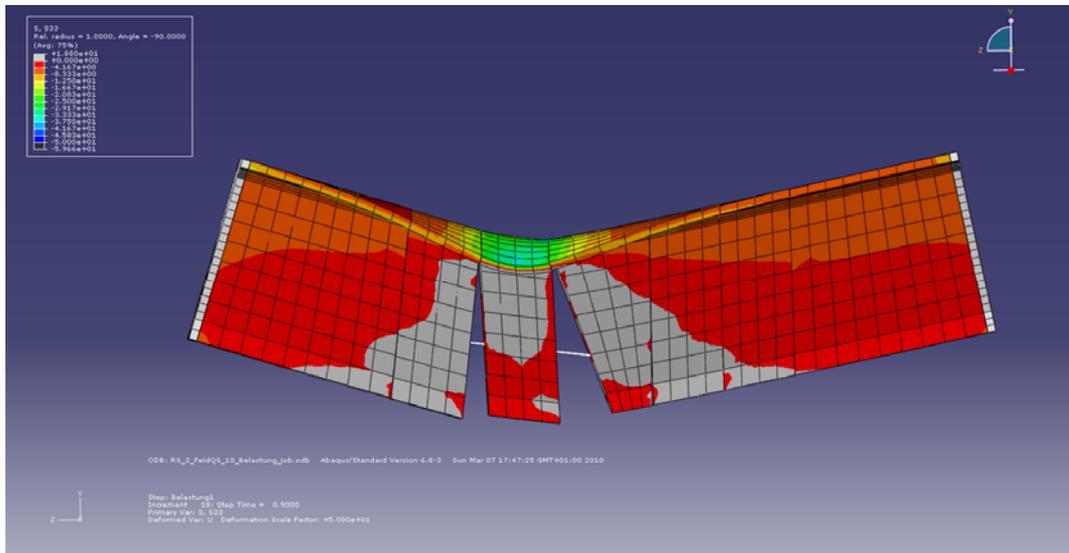
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,7



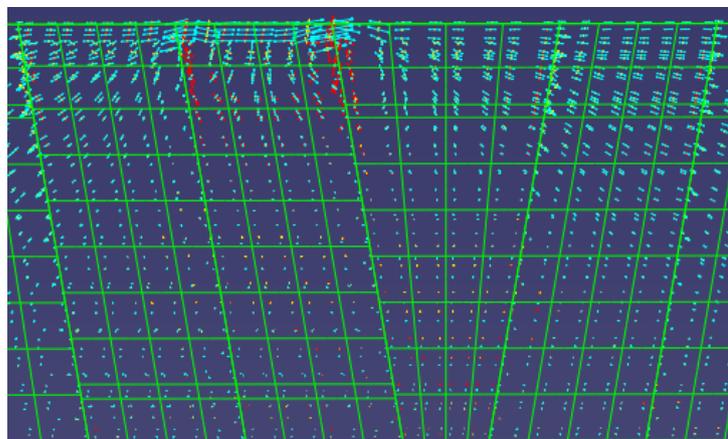
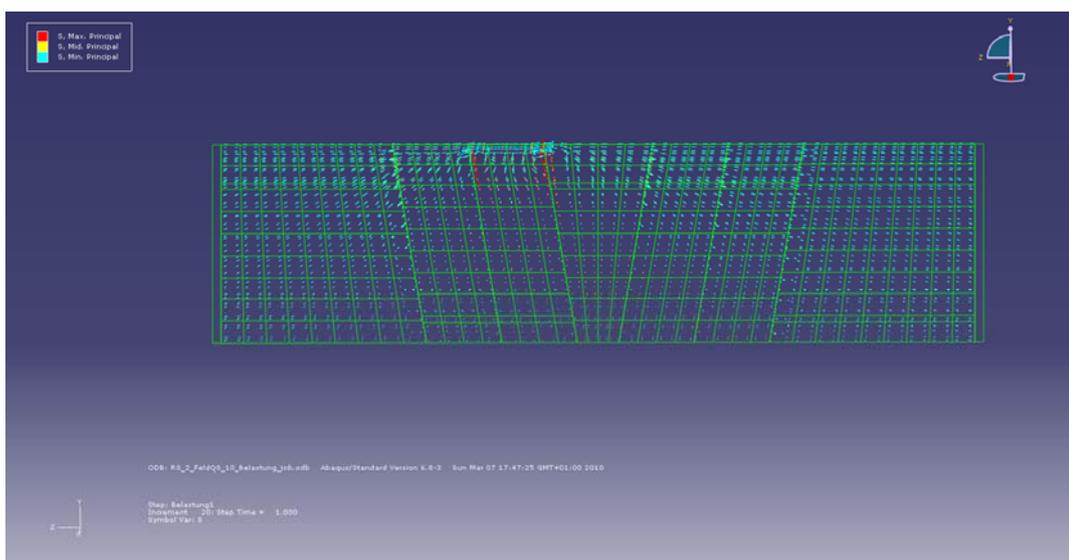
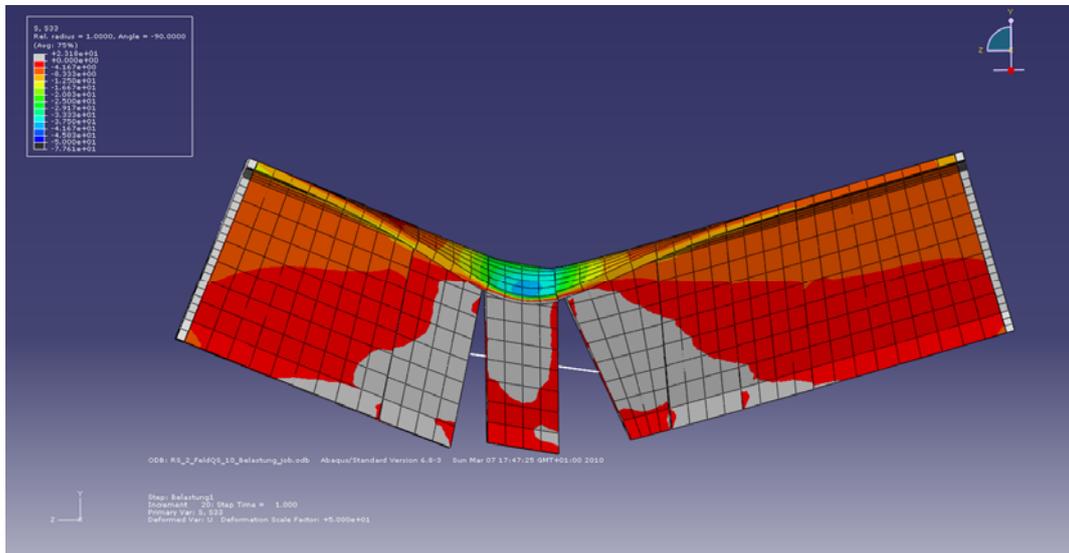
Belastung an Segment 1 Schritt: 0,8



Belastung an Segment 1 Schritt: 0,9



Belastung an Segment 1 Schritt: 1,0



10 Verzeichnisse

10.1 Abbildungsverzeichnis

| | |
|---|----|
| Abbildung 1 Choisy-le-Roi-Brücke und Oleron Viaduct..... | 10 |
| Abbildung 2 Externe Vorspannung im Kastenquerschnitt [11],[12]..... | 12 |
| Abbildung 3 Bowing-Effekt [2]..... | 15 |
| Abbildung 4 Verhalten von Ein- und Mehrfeldträgern im Versagensfall [2]..... | 16 |
| Abbildung 5 Höhe der Fugenöffnung im Verhältnis zur Gesamthöhe [2]..... | 16 |
| Abbildung 6 Durchbiegung von Ein- und Mehrfeldträger [2]..... | 17 |
| Abbildung 7 Fuge mit bewehrter Schubnocke [2]..... | 19 |
| Abbildung 8 Schubübertragung von Schubnocke und Profilierung [2]..... | 19 |
| Abbildung 9 Schubprofilierung im Detail und 3D-Darstellung [2]..... | 20 |
| Abbildung 10 Dehnung und Spannung in der Segmentfuge [2]..... | 21 |
| Abbildung 11 Lastabtragung für Querkraft und Torsion bei geöffneter Fuge [2]..... | 22 |
| Abbildung 12 Aufteilung der Torsionsmomente [2]..... | 23 |
| Abbildung 13 Last-Verformungs-Diagramm einer Reibungsverbindung [3]..... | 25 |
| Abbildung 14 Last-Verformungs-Diagramm einer Nockenverbindung (reiner Schubbruch) [3]..... | 25 |
| Abbildung 15 Definition der Versagensflächen [2]..... | 29 |
| Abbildung 16 Erläuterung der Konstanten bei profilierter Fuge [2]..... | 30 |
| Abbildung 17 Fachwerkmodell und Versagensbereiche nach Wakasa..... | 34 |
| Abbildung 18 Schubtragfähigkeit der Fuge in Abhängigkeit der Normalkraft/Spannung..... | 36 |
| Abbildung 19 Kräfteaufteilung in der Schubprofilierung..... | 38 |
| Abbildung 20 Kräfte auf der Nockenflanke..... | 39 |
| Abbildung 21 DELTA Verlauf in Abhängigkeit vom Neigungswinkel..... | 40 |
| Abbildung 22 Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Normalspannung (Detailbereich)..... | 42 |
| Abbildung 23 Versuchs-Aufbauten zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit..... | 43 |
| Abbildung 24 Scheiterechter Bogen..... | 48 |
| Abbildung 25 Schnittkrafttransformation..... | 48 |
| Abbildung 26 Schnittkrafttransformation Grenzfall..... | 49 |
| Abbildung 27 Schnittkrafttransformation detailliert..... | 50 |
| Abbildung 28 Fiktiver Reibungsbeiwert bei variablem Fugenneigungswinkel und variablem Reibungsfaktor..... | 52 |
| Abbildung 29 Schubtragfähigkeit der Fuge in Abhängigkeit der Normalkraft/Spannung (inkl. Geneigte Fugen)..... | 53 |
| Abbildung 30 Beschränkung der Betonstauchung..... | 54 |
| Abbildung 31 Mohr'scher Spannungskreis..... | 56 |
| Abbildung 32 Darstellung der Grenzzustände im Mohr'schen Spannungskreis..... | 57 |

| | |
|---|----|
| Abbildung 33 Bruchverhalten von Normalbetonen im Zug-Druck-Bereich [15] | 58 |
| Abbildung 34 Versagenskurven im σ - τ -Diagramm..... | 59 |
| Abbildung 35 Einachsige Zug-Arbeitslinie von faserbewehrtem UHPC Grafik [17] und Versuchsdigramm[18]..... | 60 |
| Abbildung 36 Schnittkräfte am Einfeldträger unter Einzellast | 61 |
| Abbildung 37 Schnittkrafttransformation vom Schwerpunkt in den Angriffspunkt der Betondruckkraft..... | 62 |
| Abbildung 38 Innere und äußere Kräfte am Querschnitt..... | 62 |
| Abbildung 39 Dreifeldträger - System..... | 66 |
| Abbildung 40 Lastbild 1..... | 66 |
| Abbildung 41 Lastbild 2..... | 67 |
| Abbildung 42 Ω -Werte für exemplarischen Durchlaufträger | 68 |
| Abbildung 43 Screenshot des Brückentragwerks aus SOFISTIK - ANIMATOR | 69 |
| Abbildung 44 Ω -Verläufe für die einzelnen Komponenten der veränderlichen Lasten und ULS - Kombination | 70 |
| Abbildung 45 Ω -Wert mit Regressionen für ULS-Kombination (abzüglich konst. Anteil) bezogen auf die Schlankheit..... | 71 |
| Abbildung 46 Optimaler Fugenneigungswinkel für positive Querkräfte..... | 73 |
| Abbildung 47 Ω -Wert mit Regressionen für ULS-Kombination (abzüglich konst. Anteil) bezogen auf die Schlankheit..... | 74 |
| Abbildung 48 Optimierter Fugenneigungswinkel für das Gesamtsystem | 76 |
| Abbildung 49 Spannstahlersparnis in % für optimierte Fugenneigung | 77 |
| Abbildung 50 Fachwerkmodelle im Segment | 78 |
| Abbildung 51 Bewehrung Segmentrand im Verhältnis zur Vorspannkraft, und in % des Mehrverbrauchs durch die Neigung..... | 79 |
| Abbildung 52 Einachsige Druck- und Zug-Arbeitslinie von Normalbeton (inkl. Tenstion Stiffening - Effekt) [19]..... | 80 |
| Abbildung 53 Festigkeit von Beton unter zweiaxialer Belastung ($f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$) [19] | 81 |
| Abbildung 54 Arbeitslinie Spannstahl [13]..... | 81 |
| Abbildung 55 Arbeitslinie Baustahl [13] | 82 |
| Abbildung 56 Modell Stützquerschnitt (größere Darstellung in Anhang F) | 85 |
| Abbildung 57 Modell Feldquerschnitt (Größere Darstellung in Anhang F) | 87 |
| Abbildung 58 Schnitt-Ebene im 3D-Modell | 89 |
| Abbildung 59 Hauptspannungen an der Fuge bei positiver Querkraft..... | 90 |
| Abbildung 60 Hauptspannungen an der Fuge am Auflager | 90 |
| Abbildung 61 Hauptspannungen an der Fuge bei negativer Querkraft | 91 |
| Abbildung 62 Normalspannungen in der Fuge bei 2/3 Fugenöffnung..... | 93 |
| Abbildung 63 Schubspannungen in der Fuge bei 2/3 Fugenöffnung | 93 |
| Abbildung 64 Normalspannungen in der Fuge bei Fugenöffnung bis zum Obergurt..... | 94 |
| Abbildung 65 Schubspannungen in der Fuge bei Fugenöffnung bis zum Obergurt | 94 |

| | |
|---|-----|
| Abbildung 66 Analyse der Spannungszustände anhand von Versagenskurven im σ - τ -Diagramm | 96 |
| Abbildung 67 2D-Modell des Steges | 99 |
| Abbildung 68 Normalkraft-Schubübertragungs-Interaktion | 101 |
| Abbildung 69 Kraftverlauf beim Reibungsversagen der Fuge und dazugehörige Darstellung der Schubspannungen | 101 |
| Abbildung 70 Maximale Schubspannungen, Schubspannungen und Plastische Verformungen beim Bruch der Druckstrebe (mit und ohne Fuge) | 102 |
| Abbildung 71 Maximale Schubspannungen, Schubspannungen und Plastische Verformungen beim Bruch der Druckstrebe | 102 |
| Abbildung 72 Maximale Schubspannungen, Schubspannungen und Plastische Verformungen beim Bruch der Druckstrebe | 104 |
| Abbildung 73 Maximale Schubspannungen und plastische Dehnungen beim Schubbruch der Druckzone | 104 |
| Abbildung 74 Regelquerschnitt im Feld | 115 |
| Abbildung 75 Regelquerschnitt Umlenksegment | 116 |
| Abbildung 76 Regelquerschnitt Auflagersegment | 116 |
| Abbildung 77 Details Tandemachsen [8] | 122 |
| Abbildung 78 Lastbilder Lastmodell 1 | 123 |
| Abbildung 79 Lastaufstandsflächen Lastmodell 3 | 124 |
| Abbildung 80 Anordnung von Lastmodell 3 auf der Fahrbahn | 125 |
| Abbildung 81 Anordnung der verteilten Verkehrslasten bei Lastmodell 3 | 126 |
| Abbildung 82 Lastbilder Lastmodell 3 | 127 |
| Abbildung 83 Modell Stützquerschnitt - Abaqus | 141 |
| Abbildung 84 Farbskala - Stützquerschnitt | 141 |
| Abbildung 85 Modell Stützquerschnitt - Abaqus | 149 |
| Abbildung 86 Farbskala - Stützquerschnitt | 149 |

10.2 Tabellenverzeichnis

| | |
|--|-----|
| Tabelle 1 Sicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit | 111 |
| Tabelle 2 Sicherheitsbeiwerte der Baustoffe..... | 112 |
| Tabelle 3 Kombinationsbeiwerte der veränderlichen Lasten und Grundkombinationen [14] | 120 |
| Tabelle 4 maßgebende Einwirkungskombinationen [14]..... | 120 |
| Tabelle 5 Bestandteile des Lastmodell 1 [8]..... | 121 |

11 Literatur

- [0] Walter Podolny and Jean M. Muller
Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges
John Wiley & Sons, 1982
- [1] Günter Rombach und Angelika Specker
Betonkalender 2004 Kapitel IV Segmentbrücken
Ernst & Sohn, 2004
- [2] Angelika Specker
Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken
Dissertation - TU Hamburg-Harburg, 2001
- [3] J.Turmo, G.Ramos, A.C.Aparicio
Shear strength of dry joints of concrete panels with and without steel fibres. Application to precast segmental bridges
Engineering Structures Journal, Issue 28, Elsevier, 2006
- [4] T.Wakasa, H.Otsuka and W.Yabuki
Experimental Study of the shear strength of precast segmental beams with external prestressing
Structural Concrete, Volume 6 Number 2
Federation Internationale du Beton 2005
- [5] Fritz Leonhardt
Brücken - Ästhetik und Gestaltung
Deutsche Verlags-Anstalt DVA, 1990
- [6] Xiangming Zhou, Neil Mickleborough und Zongjin Li
Shear Strength of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges
Structural Journal Issue January-February 2005
ACI American Concrete Institute
- [7] Deutscher Beton Verein DBV
Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern
Bundesministerium für Verkehr 1999
- [8] Eurocode ÖNORM EN 1991-2 (Ausgabe 1/8/2004)
- [9] ÖNORM B 1991-2 (Ausgabe 1/8/2004)

- [10] Henze
Fachwerkstrukturen aus UHPC
Dissertation – Technische Universität Leipzig,
- [11] Vorspanntechnik – Homepage www.vorspanntechnik.com (07/02/2010)
- [12] DSI – Homepage www.suspa-dsi.de (07/02/2010)
- [13] Schneider
Bautabellen für Ingenieure – 18. Auflage
Werner Verlag, 2008
- [14] B. Novak, M. Gabler
Leitfaden zum DIN Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken
Ernst und Sohn, 2003
- [15] Kerstin Speck
Beton unter mehraxialer Beanspruchung
Dissertation – Technische Universität Dresden, 2007
- [16] ÖNORM B 4750 Spannbetontragwerke (Ausgabe 1/11/2000)
- [17] Torsten Leutbecher
Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem UHPC
Dissertation – Technische Universität Kassel, 2007
- [18] Joachim Juart
Endbericht über begleitende Festbetonprüfungen an Proben aus UHPC
Prüfbericht 02/08 – Fachhochschule Kärnten, 2008
- [19] Gröbl, Weigler, Sieghart
Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften
Ernst und Sohn, 2001
- [20] Muttoni, Schwartz, Thürlimann
Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern
Birkhäuser Verlag, 1997